

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



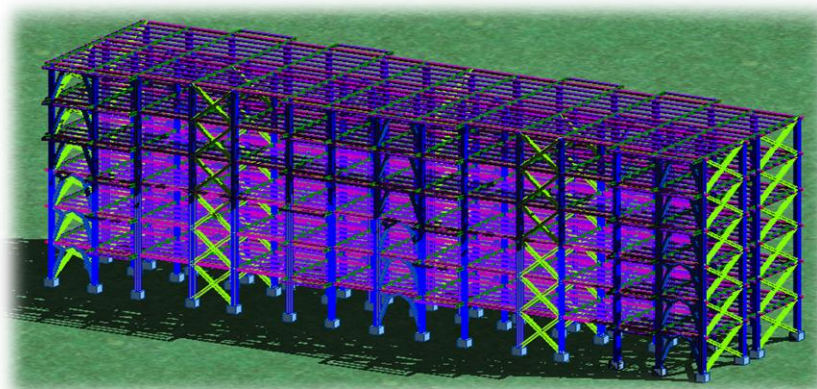
Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master Professionnel en Génie Civil

OPTION : Construction Civile et Industrielle

Thème

**Etude d'un Bâtiment (R+5) en construction
métallique à usage d'habitation**



Réalisé par :

M^{lle} Akli Djamila

M Ben Ahmed Toudert

Suivi par :

M Boudjemia

2011 /2012

Remerciements

Nous remercions le bon Dieu de nous avoir donné courage et volonté pour réaliser ce modeste travail et qui nous a éclairé les chemins par la lumière de son immense savoir.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre enseignant et promoteur Mr. BOUDJEMIA qui a cru en nous, qui nous a soutenu et orienté tout au long de notre travail. Il a suivi et veillé sur le bon déroulement du travail avec ses conseils et ses remarques constitutives, et surtout pour sa compréhension et son encouragement.

Qu'il trouve ici l'expression de notre respect et de notre reconnaissance.

Nous remercions les membres du jury qui feront l'honneur de juger notre travail. Pour cela, ainsi que pour leurs remarques et conseils sur le mémoire, nous leurs exprimons notre profonde gratitude.

Nous sommes très reconnaissants à tous les enseignants qui ont veillé au bon déroulement de notre formation le long de notre cursus, qu'ils trouvent ici l'expression de nos sentiments les plus respectueux.

Nous tenons à remercier nos familles et nos amis.

Dédicaces

Je dédie à toute personne ayant contribué à la réalisation et réussite de ce modeste travail de près ou de loin, en particulier à:

♥ *Mon père et ma mère*

♥ *Mes chers frères : Farid, Belaid et sa femme Fatiha, Mustapha Mourad et sa fiancée Roza, Djamel, Samir et sa femme Pauline*

♥ *Notre petite chérie Ania*

♥ *Mes oncles et mes cousins et cousines ainsi qu'à toutes leurs familles*

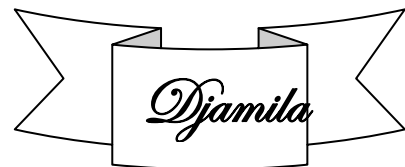
♥ *Mes tantes ainsi qu'à toutes leurs familles surtout Louiza*

♥ *Mon cher binôme et ami Toudert et toute sa famille*

♥ *Mes amis (es) : Safia, Samir du groupe Hadja Rabi3a, Samia, Dyhia,...*

♥ *A toute la promotion Master2 de l'année 2012*

Que Dieu nous garde



Dédicaces

Je dédie à toute personne ayant contribué à la réalisation et réussite de ce modeste travail de près ou de loin, en particulier à:

♥ *Mon père et ma mère*

♥ *Mes chers frères : Younes et Karim*

♥ *La petite chérie Noura*

♥ *Mes grands parents*

♥ *Mes oncles et mes cousins et cousines ainsi qu'à toutes leurs familles*

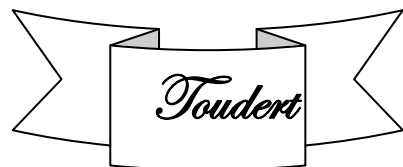
♥ *Mes tantes ainsi qu'à toutes leurs familles*

♥ *Mon cher binôme et amie Djamila et toute sa famille*

♥ *Mes amis (es): Samir , nourdine , Dyhia , Safia...*

♥ *A toute la promotion Master2 de l'année 2012*

Que Dieu nous garde



Sommaire

Introduction

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage	1
I.1- Présentation de l'ouvrage	
I.2- Zone d'implantation	
I.3- Dimensions en élévations et en plans	
I.4- Les éléments de l'ouvrage	
I.5- Les caractéristiques des matériaux	
CHAPITRE II : Etude climatique selon le règlement neige et vent RNV99	8
II.1- Introduction	
II.2- Etude de la neige	
II.3- Etude au vent	
CHAPITRE III : Evaluation des charges et surcharges	32
III.1- Introduction	
III.2- Détermination des charges	
CHAPITRE IV : Pré - dimensionnement des éléments	36
IV.1- Introduction	
IV.2- Règles empiriques de pré-dimensionnement	
IV.3- Pré -dimensionnement des solives	
IV.4- Pré -dimensionnement des poutres secondaires	
IV.5- Pré -dimensionnement des poutres maitresses	
IV.6- Pré- dimensionnement des poteaux	
CHAPITRE V : Etude du plancher mixte :	42
V.1- Introduction	
V.2- Avantages des dalles mixtes	
V.3- Etude du plancher mixte à dalle collaborant	
CHAPITRE VI : Etude sismique	69
VI.1- Introduction	
VI.2- Choix de la méthode de calcul	
VI.3- Calcul de la force sismique	
VI.4- Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur	
VI.5- Distribution horizontale des forces sismiques (efforts tranchants)	
VI.6- Répartition de la charge sismique suivant les portiques	
CHAPITRE VII : Etude des éléments secondaires	112
VII.1- Etude des escaliers	
VII.2- Etude de la console du balcon	
VII.3- Etude de l'acrotère	
CHAPITRE VIII : Etude dynamique	129
VIII.1- Introduction :	
VIII.2- Présentation de Robot Structural Analysis 2010.	

VIII.3- Etape de modélisation de la structure avec robot_

VIII.4- Vérification selon RPA 2003

CHAPITRE IX : Vérification de l'ossature..... 147

IX.1- Introduction

IX.2- Vérification du poteau

IX.3- Vérification des poutres

IX.4- Vérification des barres de contreventements

CHAPITRE X : Etude des assemblages..... 167

X.1- Introduction

X.2- Fonctionnement des assemblages

X.3- Calcul des assemblages

CHAPITRE XI : Etude des fondations 186

XI.1- Introduction

XI.2- Classification des fondations

XI.3- Choix des fondations

XI.4- Dimensionnement des semelles sous poteaux

XI.5- Ferrailage de la semelle isolée

XI.6- Ferrailage des longrines

XI.7- Ferrailage du fut

Conclusion

Annexe 1 : Calcul des assemblages avec Robot

Annexe 2 : Numéro des barres

Table des figures

Bibliographie

Table des figures

Chapitre I : présentation de l'ouvrage :

- Figure I-1 : Vue perspective de la structure
- Figure I-2 : Plancher mixte avec connecteur acier-béton
- Figure I-3 : Escalier droit à deux volées avec palier de pose
- Figure I-4 : Echantillons de maçonnerie
- Figure I-3 : Diagramme contrainte-déformation d'un acier
- Figure II-1 : La répartition de la pression dynamique

Chapitre II : Etude climatique :

- Figure II-1 : La répartition de la pression dynamique
- Figure-II-2 : Légende pour les parois verticales
- Figure II-3 : Valeur de C_{pe} Pour les parois verticales
- Figure II-4 : Zones de pression de la toiture
- Figure II-5 : Légende pour les parois verticales
- Figure II-6 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales
- Figure II-7 : Action d'ensemble
- Figure II-8 : Action d'ensemble

Chapitre III : Evaluation des charges et surcharges :

- Figure III-1 : Plancher terrasse
- Figure III-2 : plancher d'étage courant
- Figure III-3 : Vue de l'acrotère

Chapitre IV : Pré- dimensionnement des éléments :

- Figure IV.1 : Disposition des solives dans une trame

Chapitre V : Etude du plancher mixte :

- Figure V-1: Plancher mixte à dalle collaborant
- Figure V-2 : La répartition des moments fléchissants
- Figure V-3 : La répartition de l'effort tranchant
- Figure V.4 : Largeur participante de la dalle.
- Figure V.5 : Répartition des contraintes plastiques
- Figure V.6 : position de l'axe neutre
- Figure V.7: dimensions minimales des goujons à têtes
- Figure V.8 : schéma statique d'une poutre maitresse

Chapitre IV : Etude sismique :

- Figure VI-01 : la répartition de l'effort sismique dans le sens longitudinal.
- Figure VI-02 : la répartition de l'effort sismique dans le sens transversal.

Chapitre VII : Calcul des éléments secondaires :

- Figure VII-1 : Vue d'un escalier
- Figure VII-2 : Disposition des cornières
- Figure VII-3: Charges appliquées sur un limon
- Figure VII-4 : Charges sur balcon
- Figure VI-5 : Schéma statique de l'acrotère
- Figure VI-6 : Plan de ferrailage de l'acrotère

Chapitre VIII : Etude dynamique :

- Figure VIII-1 : Choix du type de structure
- Figure VIII-2 : Préférences de l'affaire.
- Figure VIII-3 : Création des lignes de construction
- Figure VIII-4 : Choix des profilés des barres.
- Figure VIII-5 : Modélisation des barres.
- Figure VIII- 6: Définition des appuis.
- Figure VIII-7: liaison rigide
- Figure VIII-8 : Définition des charges.
- Figure VIII-9 : Choix des bardages.
- Figure VIII-10: Application des charges surfaciques.
- Figure VIII-11 : Définition des charges dynamiques.
- Figure VIII-12: Définition des charges dynamiques.
- Figure VIII-13: Définition des paramètres RPA.
- Figure VIII-14 : Considération de la masse sismique.
- Figure VIII-15 : définir les combinaisons d'actions.
- Figure VIII-16: Analyse de la structure :
- Figure VIII-17 : Affichage des résultats.

Chapitre X : Etude des assemblages :

- Figure X-1 : Assemblage solive –poutre principale
- Figure X-2:Assemblage poteau-poutre principale
- Figure X-3 : Assemblage poteau-poteau
- Figure X-4 : Assemblages poteau –fondation
- Figure X-5- : Surface en compression sous la plaque d'assises

Chapitre XI : Etude des fondations :

- Figure XI-1 : Semelle isolée sous poteau

INTRODUCTION

Dans le cadre de notre formation de Master2professionnel option CCI à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, un projet de fin d'étude nous a été confié. Il s'agit d'étudier un bâtiment (R+5) qui sera réalisée en charpente métallique.

Le choix de la construction métallique présente de nombreux avantages:

- L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité du pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage, est d'une grande simplicité.
- La possibilité du transport .en raison de sa légèreté .qui permet de transporter loin.
- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.
- possibilité architecturales, plus étendue qu'en béton.

Par contre, l'acier présente quelques inconvénients a savoir la faible résistance au feu et la corrosion, d'où la nécessité d'un entretien.

Ce mémoire va nous permettre d'une part, de mettre en évidence et d'approfondir les connaissances acquises durant les années de formation dans le domaine du génie civil, d'autre part de découvrir et d'appliquer les différent règlements et documents technique réglementaires(DTR).

Aussi, on apprendra à utiliser le logiciel Robot Analysis Structural 2010 qui sera l'outil de calcul structural.

I- Description de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.1- Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+5) en charpente métallique à usage d'habitation.

I.2- Zone d'implantation :

Ce bâtiment sera implanté à la commune d'IFERHOUNENE wilaya TIZI OUZOU qui est une ville située à 1200m d'altitude, et classé selon le RPA comme zone de moyenne sismicité (II-A).

I.3- Dimensions en élévation et en plan :

- Hauteur totale du bâtiment..... $H=19,83\text{m}$
- Hauteur de l'acrotère $h_{ac}=0,45\text{m}$
- Hauteur d'étage courant et RDC $h=3,23\text{m}$
- Longueur totale du bâtiment..... $L=48,15\text{m}$
- Largeur totale du bâtiment..... $l=12,3\text{m}$

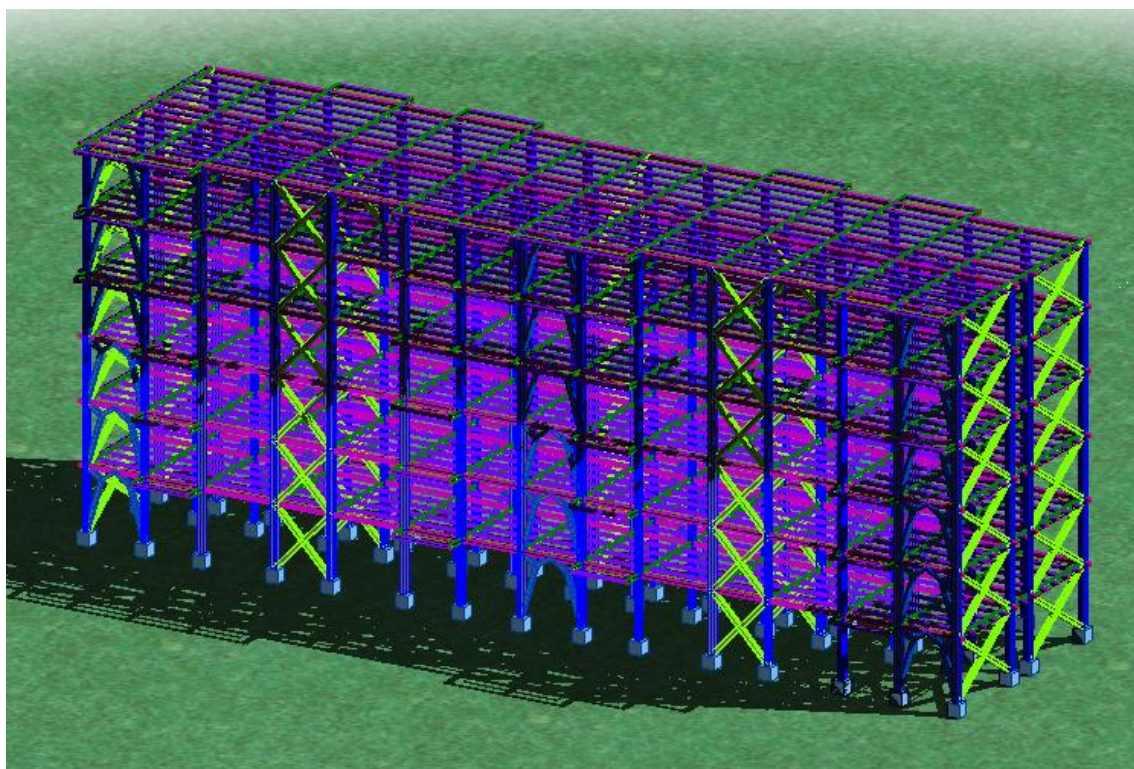


Figure I-1 : vue perspective de la structure

I.4- Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1- Le système structural :

La stabilité de la structure est assurée par des palées de stabilité en « X » dans Le sens transversal et des palées en « X » et en « V » dans le sens longitudinal.

I.4.2- Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages.

Un plancher est constitué de la poutraison et de la dalle ainsi que les revêtements inférieur (faux plafond) et supérieur (isolation chape).sa fonction consiste a

- Supporter les charges et surcharges verticales et les transmettre aux appuis.
- Agir tel qu'un diaphragme (transmettre totalement toutes les charges horizontales).
- Porter toutes les canalisations (électricité, chauffage, ventilation...)
- Assurer l'isolation thermique et phonique.
- Etre étanche à l'eau et a l'humidité.
- Empêcher la propagation des incendies.

Pour notre bâtiment on a opté pour des planchers mixtes à dalle collaborante en béton puis que c'est la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

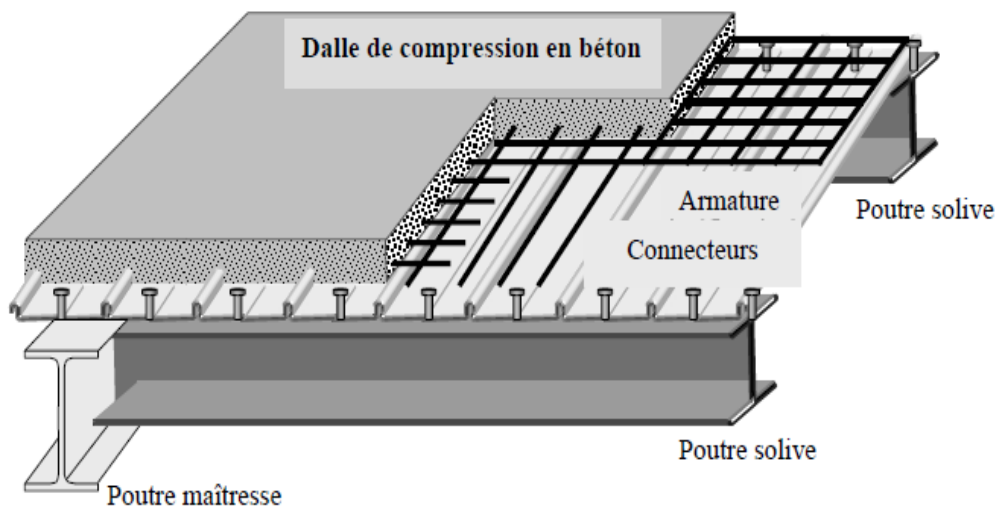


Figure I-2 : Plancher mixte avec connecteur acier-béton

I.4.3- Les escaliers :

L'escalier est la partie du bâtiment qui permet le passage à pied d'un étage à l'autre, il est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire...).Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible...).

Le présent bâtiment comporte deux escaliers droits à deux volées avec palier de pose qui assurent la circulation verticale entre les différents niveaux.

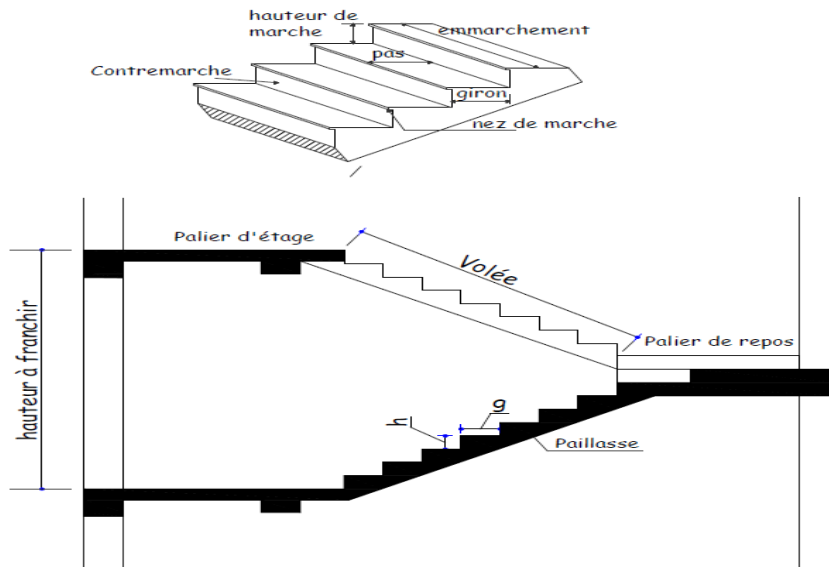


Figure I-3 : Escalier droit à deux volées avec palier de pose

I.4.4- Les façades :

- **Murs extérieurs :**

La façade principale et la façade postérieure seront réalisées en double paroi avec des briques creuses d'épaisseur 10 et 15 [cm], les autres façades seront réalisées avec des briques creuses en doubles cloisons de 10[cm] d'épaisseur, qui seront séparées par une lame d'air de 5 [cm] d'épaisseur.

- **Murs intérieurs :**

Seront réalisés avec une simple cloison de brique creuse de 10 [cm] d'épaisseur.

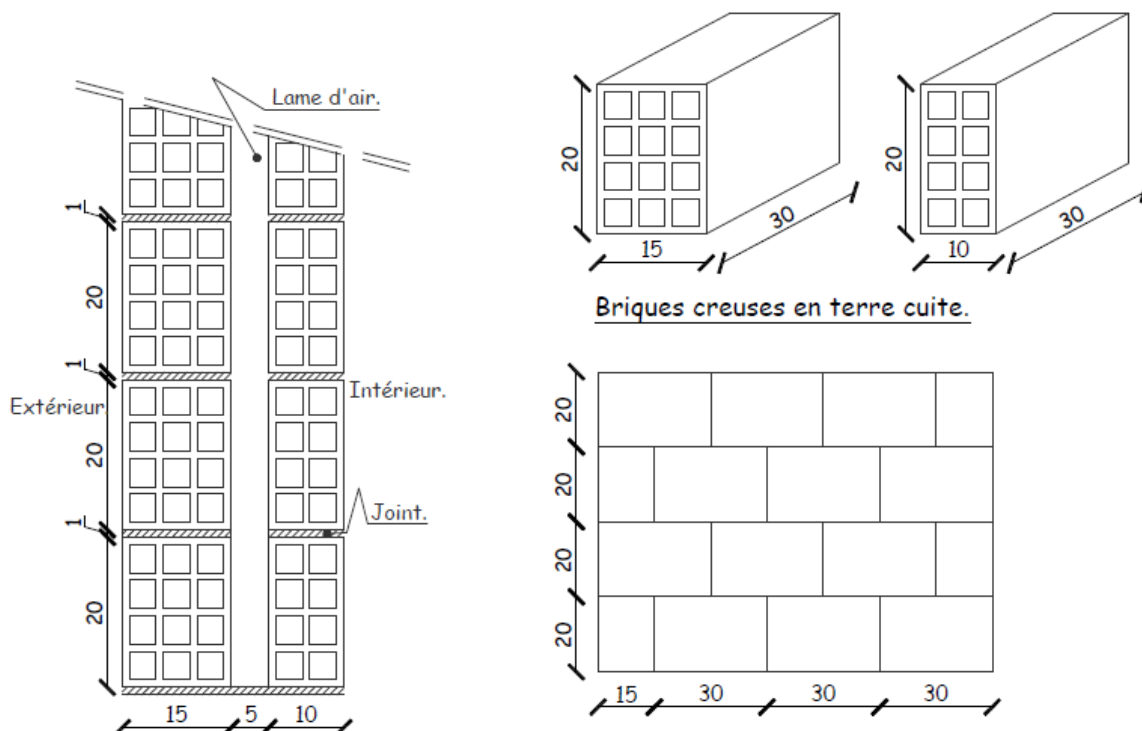


Figure I-4 : Echantillons de maçonnerie

I.4.5- Les revêtements :

- On utilise un mortier de ciment pour les murs de façades et la faïence pour les murs de cuisines et les salles d'eaux.
- On utilise le plâtre et l'enduit pour les murs intérieurs.
- On utilise le carrelage et les plaintes de recouvrement pour les planchers et les escaliers.
- Faux plafond pour les planchers qui joue un rôle de protection contre les incendies.
- étanchéité : sur les terrasses extérieures.

I.4.5- L'acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 45cm.

I.4.6- Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher.

I.4.7- les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.5- Les caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés sont essentiellement :

- acier.
- béton.
- briques creuses (8 trous et 12 trous) pour la maçonnerie.
- Carrelage, sable et mortier pour le revêtement du sol.
- Mortier, plâtre pour le revêtement des murs.

On présentera les caractéristiques des principaux matériaux (acier et béton).

I.5.1- l'acier :

L'acier est un matériau constitué du Fer et un peu de carbone (<1,7%).il peut comporter aussi d'autres éléments (tel que le silicium, le nickel, le magnèse,...) qui améliorent ses caractéristiques mécaniques.

Les caractéristiques mécaniques des aciers sont déterminé en faisons des essais destructifs tel que :

-L'essai de traction, qui permet de déterminer

- le module d'élasticité longitudinal E.
- le coefficient de poisson ν .
- les contraintes limites : d'élasticité f_y et de rupture f_u .

- l'allongement à la rupture ϵ .
- Le module de glissement $G : G = \frac{E}{(1+\nu)^2}$

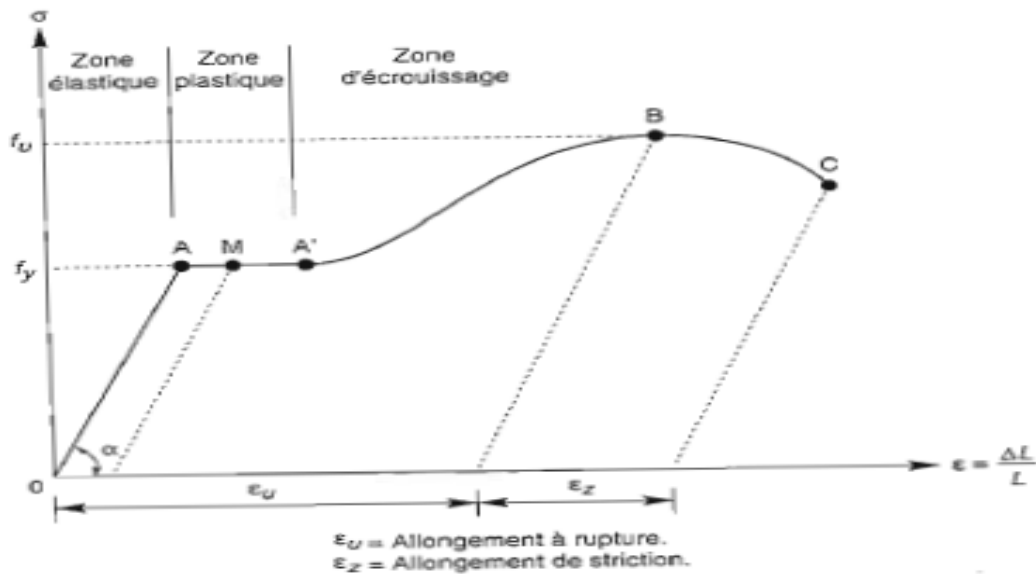


Figure I-5: Diagramme contrainte-déformation d'un acier

- L'essai de dureté, qui étudie la pénétration d'une bille ou d'une pointe dans l'acier.
- L'essai de résilience, qui permet de mesurer l'aptitude d'un acier à rompre par choc.
- L'essai de fatigue.

Pour l'ossature, on utilise un acier (S235) qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité transversal $G=81000 \text{ Mpa}$.
- La limite élastique de traction, $f_y=235 \text{ Mpa}$.
- La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58 f_y \text{ Mpa}$.
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
- Le Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 1.2 \times 10^{-6}$.

Les assemblages : Ils seront réalisés soit :

- par boulonnage : on utilise des boulons ordinaires ou bien des boulons à haute résistance (HR)
- par soudure

Armatures pour béton armé :

Les armatures utilisées pour le ferrailage des fondations et de la dalle de notre ouvrage sont:

- Les aciers à haute adhérence (HA), de nuance fe E 400, de limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Treillis soudé à haute adhérence ($\emptyset 4, 5 \text{ mm}$), de limite d'élasticité, $f_e = 520 \text{ MPa}$.

I.5.2- le béton :

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment.

Pour les planchers et les fondations on utilise un béton qui présente les caractéristiques suivantes:

- résistance à la compression $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance caractéristique à la traction f_{t28} :

Elle est donnée par la formule suivante : $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6$

donc $f_{t28} = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1$ Mpa.

- La masse volumique : $\rho = 2500$ Kg/m³.
- Le module d'élasticité longitudinale $E = 14000$ Mpa.
- Le Coefficient de retrait $\varepsilon = 4 \times 10^{-4}$.

I.6- Caractéristique du sol:

Le sol sur lequel l'ouvrage est implanté présente une Contrainte moyenne admissible $\bar{\sigma} = 2$ bars (site S₃).

I.7- Réglementation utilisé :

- RNV99 (Règle neige et vent).
- DTR B.C 2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation) .
- EUROCODE 3 (calcul des structures métalliques).
- EUROCODE 4 (calcul des structures mixtes).
- RPA99/2003 (règlement parasismique algérien)
- CBA 93
- BAEL
- DTR (fondation superficielle)

II- Etude climatique selon le règlement neige et vent RNV99 :

II.1- Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissantes sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99).

II.2- Etude de la neige :

II.2.1- But de l'étude :

Le but de cette étude est de déterminer les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

II.2.2- Domaine d'application du règlement neige et vent (RNV 99) :

- 1- Ce règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.
- 2- Il ne s'applique pas aux sites d'une altitude supérieure à 2000m, pour lesquels le cahier de charge doit fixer les valeurs à prendre en compte.

II.2.3- Calcul des charges de neige :

II.2.3.1- Charge de la neige sur le sol S_k :

Elle est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

a- Influence de la localisation géographique :

Le règlement neige et vent classe toutes les communes d'Algérie dans 4 zones :

Zone A : zone où il neige beaucoup en Algérie.

Zone B : zone où il neige moins que la zone A.

Zone C : zone où il neige peu en Algérie.

Zone D : pas de charge de neige, dans cette région, une charge représentant l'ensablement des terrasses sera prise en compte.

Notre construction se situe à la commune d'IFERHOUNENE qui est en zone A.

b- Influence de l'altitude :

La valeur de S_k est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude (RNV99 page 16) :

$$\text{Zone A : } S_k = \frac{0.07H+15}{100}$$

$$\text{Zone B : } S_k = \frac{0.04H+10}{100}$$

$$\text{Zone C : } S_k = \frac{0.0325 \times H}{100}$$

$$\text{Pour notre construction qui se situe en zone A : } S_k = \frac{0.07H+15}{100}$$

AN: H=1200 m,

$$S_k = \frac{0.07(1200)+15}{100} = 0,99 \text{ KN/m}^2 = 99 \text{ dan/m}^2 ; \text{ on prend } S_k = 99 \text{ dan/m}^2$$

II.2.3.2- Charge de la neige sur la toiture S :

D'après RNV99 (page 13), la surcharge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

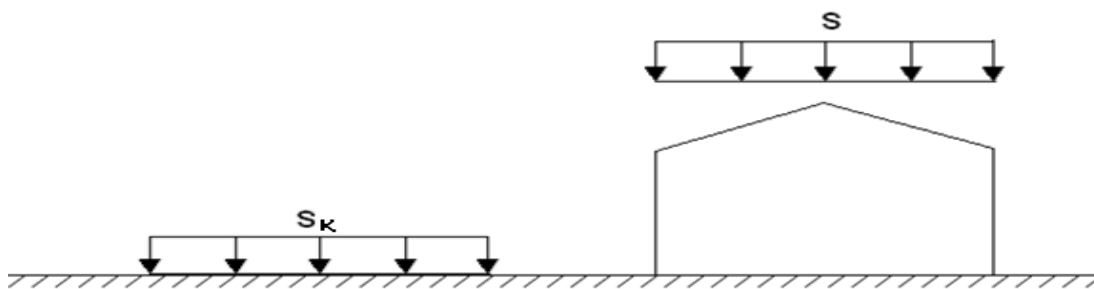
$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige en KN/m^2 ;

S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige en KN/m^2 .

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de toiture.



• Coefficients de forme des toitures μ :

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernant les toitures de forme courantes. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

Pour notre construction on a une terrasse ($\alpha=0^\circ$) donc $\mu=0,8$.

AN:

$S_k=99 \text{ daN}/\text{m}^2$, $\mu=0,8$

$S=0,8 \times 99=79,2 \text{ daN}/\text{m}^2$;

On retiendra $S=80 \text{ daN}/\text{m}^2$

II.3- Etude au vent :

II.3.1- Le but de l'étude :

Le but de cette étude est de calculer les actions du vent sur notre construction et ses différentes parties.

II.3.2- Domaine d'application :

Le règlement neige et vent s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

II.3.3- Principe de calcul :

- Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

- Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maitre-couple.
- Pour la détermination de l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :
 - Catégorie 1 : elle regroupe l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire,...)
 - Catégorie 2 : elle regroupe les constructions ajourées telles que les structures verticales en treillis, les cheminées et ouvrages similaires.

Notre bâtiment est classé dans la catégorie 1.

II.3.4- Calcul de la pression statique due au vent :

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

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

Avec :

- C_d : est le coefficient dynamique de la construction.
- $w(z_j)$: est la pression nette exercée sur l'élément de surface j, calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j.

II.3.4.1- Hypothèses et conventions :

- 1- Les parois sont considérées rigides.
- 2- Les pressions W sont comptées positivement s'il s'agit de surpression et négativement si il s'agit de dépressions.

II.3.4.2- Calcul du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que les effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence d'oscillation de la structure.

Il est déterminé à l'aide des abaques donnés dans les figures **3.1 à 3.7 du RNV99**, selon le type et le mode de construction du bâtiment. Pour les valeurs intermédiaires, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.

C_d est donné en fonction de :

- b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- h (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

Notre structure étant métallique on utilise la fig. **3.2 de DTR(NV99)** donné à la page **51**.

On doit déterminer la valeur de C_d pour chaque direction du vent :

- **Vent perpendiculaire au long pan (Sens V1 de vent) :**

La lecture $h=19,38\text{m}$ et $b=12,3\text{m}$ donne $C_d=0,98$

- **Vent perpendiculaire au pignon (Sens V2 de vent) :**

La lecture $h=19,38\text{m}$ et $b=47,75\text{m}$ donne $C_d=0,91$

II.3.4.3- Calcul de la pression nette $w(z_j)$:

- Si une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre est extérieure :

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

- Si les deux faces sont extérieures :

$$w(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times c_{p,\text{net}}$$

- Si les deux faces sont intérieures :

$$w(z_j) = q_{\text{dyn}}(z_j) \times (c_{pi,1} - c_{pi,2})$$

II.3.4.3.1- calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

La structure est de hauteur totale $>10\text{m}$, il y a lieu de considérer ce bâtiment comme étant constitué de 6 éléments de surface de hauteurs égales à la hauteur d'étage soit $3,23\text{m}$ comme représenter sur la Figure II.1 ci après.

La pression dynamique $q_{\text{dyn}}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j pour une structure permanente est donnée par :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{ref}} \times C_e(z_j)$$

- q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation est supérieure à 5 ans). q_{ref} est donnée par le tableau suivant en fonction de la zone :

Zones	I	II	III	$q_{\text{ref}} =$
$Q_{\text{ref}} (\text{daN}/\text{m}^2)$	37,5	47	57,5	37,5 daN

$/\text{m}^2$: le bâtiment est implanté à Iferhounene (Zone I du vent).

- C_e : coefficient d'exposition au vent.
- Z_j :
 - la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j , Si cet élément de surface est vertical.
 - la hauteur total de la construction si cet élément de surface j fait partie de la toiture.

❖ Coefficient d'exposition C_e :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au dessus de sol.

- 1- Dans le cas ou la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ($C_d < 1,2$) :

$$c_e(z) = c_{t(z)}^2 \times c_{r(z)}^2 \times \left(1 + \frac{7 \times k_t}{c_{t(z)} \times c_{r(z)}} \right)$$

- 2- Dans le cas ou la structure est sensible aux excitations dynamiques ($C_d > 1,2$) :

$$c_e(z) = c_{t(z)}^2 \times c_{r(z)}^2 \times (1 \times 2 \times g \times I_{v(z)})$$

Avec :

C_r : est le coefficient de rugosité.

C_t : est le coefficient de topographie

K_T : est le facteur du terrain.

$I_v(z)$: est l'intensité de la turbulence.

Z (en m) : est la hauteur considérée.

Notre construction est peu sensible aux excitations dynamiques on utilisera donc la formule(1).

➤ **Facteur de terrain :**

Les catégories du terrain sont données dans le tableau 2.4 page47 du RNV99.

Le bâtiment est implanté à Iferhounene sur un site montagneux, le terrain alors est de catégorie III. Les valeurs de ses paramètres sont données dans le tableau suivant :

Catégorie du terrain	k_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
III	0,22	0,3	8	0,37

➤ C
oef

coefficient de topographie : $C_t(z)=1,5$ (site montagneux).

➤ **Coefficient de rugosité :** On se réfère au paragraphe 4.2 du chapitre 2 du RNV99.

Le coefficient de rugosité est défini par la loi logarithmique suivante :

$$C_r(z) = k_t \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad z_{min} \leq z \leq 200m$$

$$C_r(z) = k_t \times \ln \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) \quad z < z_{min}$$

Avec :

k_t : est le facteur de terrain.

z_0 (En m) : est le paramètre de rugosité.

z_{min} (En m): est la hauteur minimale.

z (En m) : est la hauteur considérée.

L'ensemble des résultats de $C_r(z)$, $C_e(z)$ et $q_{dyn}(z)$ sont donnés dans le tableau suivant :

niveau	Z(m)	Z _{min} (m)	C _r (z)	C _t (z)	C _{ex} (z)	q _{dyn} (dan/m ²)
RDC	1,615	8	0,722	1,5	2,840	106,526
1 ^{er} étage	4,845	8	0,722	1,5	2,840	106,526
2 ^{ème} étage	8,075	8	0,724	1,5	2,852	106,943
3 ^{ème} étage	11,305	8	0,798	1,5	3,276	122,857
4 ^{ème} étage	14,535	8	0,854	1,5	3,614	135,525
5 ^{ème} étage	17,765	8	0,898	1,5	3,888	145,829
toiture	19,38	8	0,917	1,5	4,010	150,384

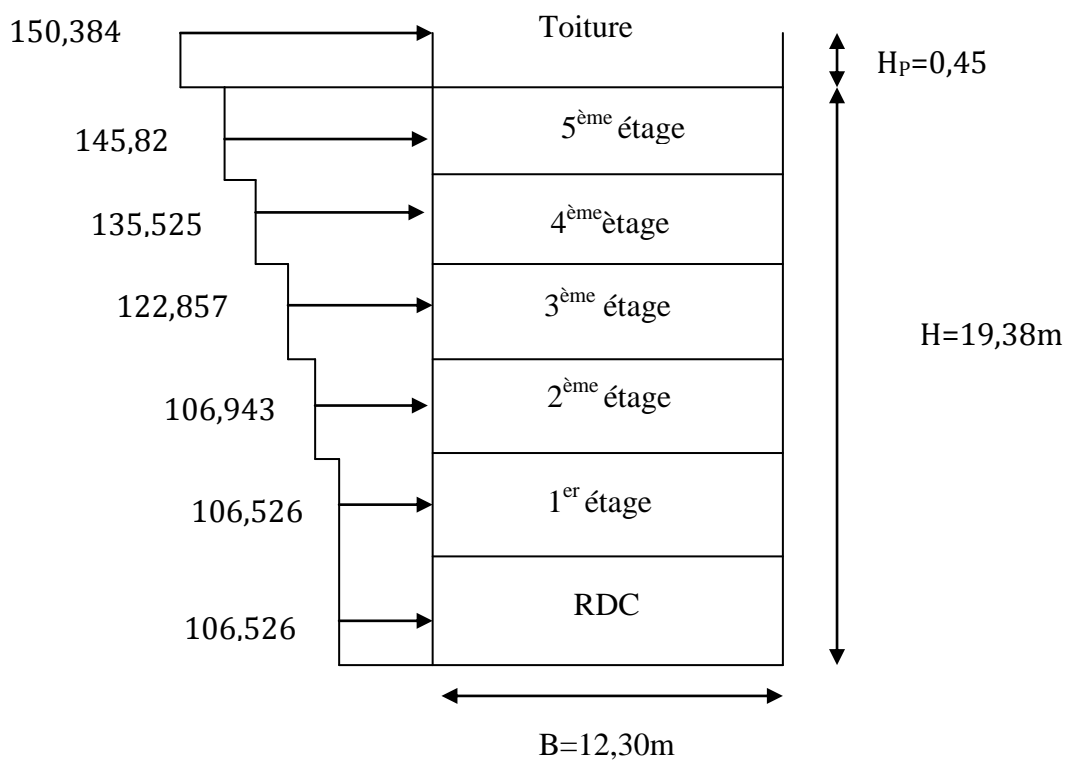


Figure II-1 : La répartition de la pression dynamique

II.3.4.3.2- Détermination des coefficients des pressions :

a- Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs dépendent de la dimension de la surface chargée. Il sont définis pour des surfaces chargées de $1m^2$ et $10m^2$ aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

La valeur de C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$S \leq 1m^2 \quad C_{pe} = C_{pe1}$$

$$S \geq 10 \text{ m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe10}$$

$$1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \quad C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S)$$

➤ **Vent perpendiculaire au pignon (sens v1 du vent) :**

Paroi verticales :

On se réfère au paragraphe 1.1.2 et 1.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV99), à la figure 5.1 et 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10}

Pour cette direction du vent

b=12,3m
d=47,75m
h=19,38m

- Détermination des différentes zones de pression :

$$e = \min(b, 2h) = \min(12,30 ; 38,76) = 12,30 \text{ m}$$

$d = 47,75 > e = 12,30 \text{ m}$; donc il convient de diviser les parois comme suit :

$$e/5 = 2,46 \text{ m}$$

$$e - e/5 = 3,69 \text{ m}$$

$$d - e = 35,45 \text{ m}$$

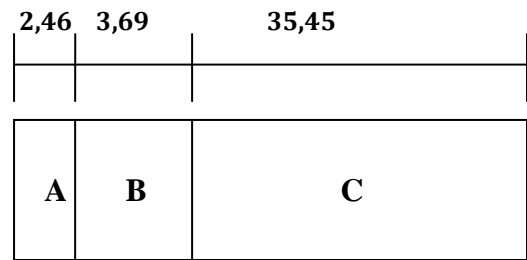
➤ **Calcul des surfaces :**

$$S_A = 2,38 \times 19,38 = 46,124 \text{ m}^2$$

$$S_B = 9,52 \times 19,38 = 184,497 \text{ m}^2 \quad \mathbf{V1}$$

$$S_C = 35,46 \times 19,38 = 687,21 \text{ m}^2$$

S_A, S_B et S_C sont supérieures à 10 m^2 alors $C_{pe} = C_{pe10}$



-1,0

-0,8

Figure-II-2 : légende pour les parois verticales

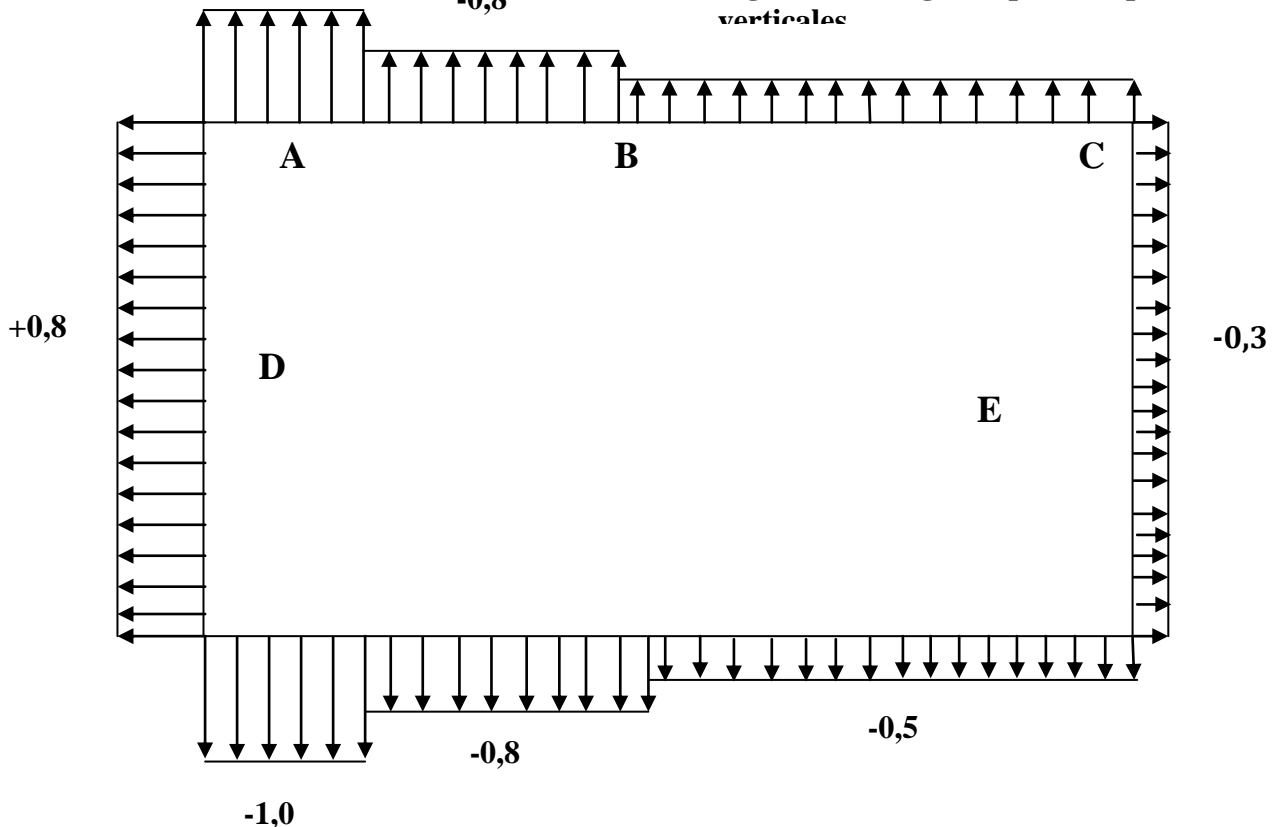


Figure II-3 : valeur de C_{pe} Pour les parois verticales

Toiture :

On se réfère au paragraphe 1.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV99), à la figure 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.2 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou

C_{pe10}

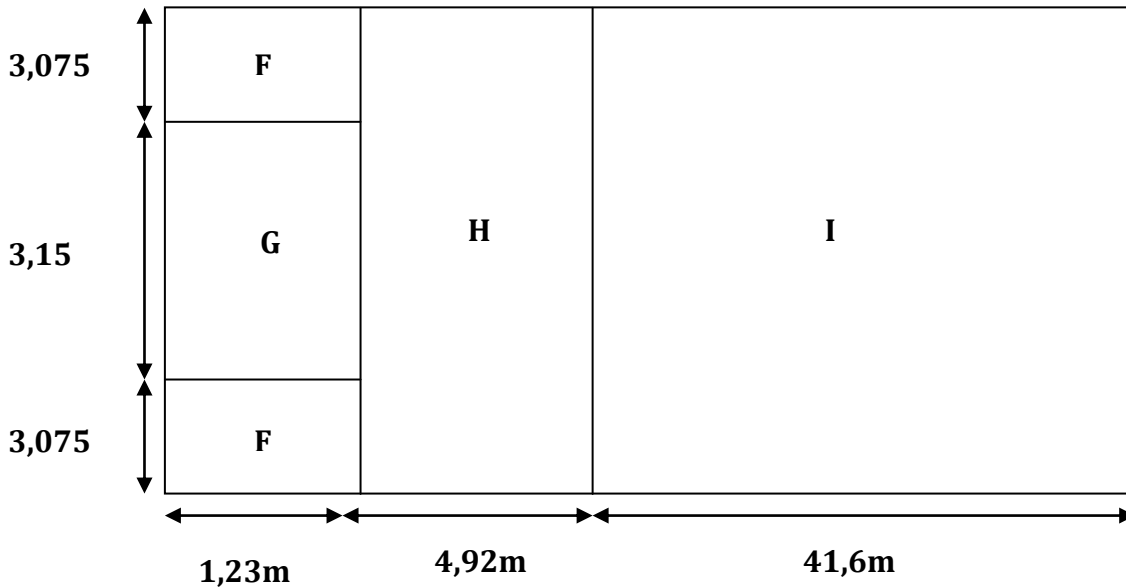


Figure II-4 : zones de pression de la toiture

➤ **Calcul des surfaces :**

$$S_F = e/4 \times e/10 = 3,075 \times 1,23 = 3,782 \text{m}^2$$

$$S_H = (e/2 - e/10) \times b = (6,15 - 1,23) \times 12,30 = 60,516 \text{m}^2$$

$$S_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = (12,30 - 2 \times 3,075) \times 1,23 = 7,564 \text{m}^2$$

$$S_I = (d - e/2) \times b = (47,75 - 6,15) \times 12,30 = 511,680 \text{m}^2$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,45}{19,38} = 0,023$$

S_H et S_I sont supérieures à 10m^2 alors $C_{pe} = C_{pe10}$

S_G et S_F sont inférieures à 10m^2 alors $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(s)$.

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

zone	F	G	H	I	
C_{pe10}	-1.87	-1,20	-0.7	+0,2	-0,2

➤ **Vent perpendiculaire au long pan (sens V2 du vent) :**

Paroi verticale :

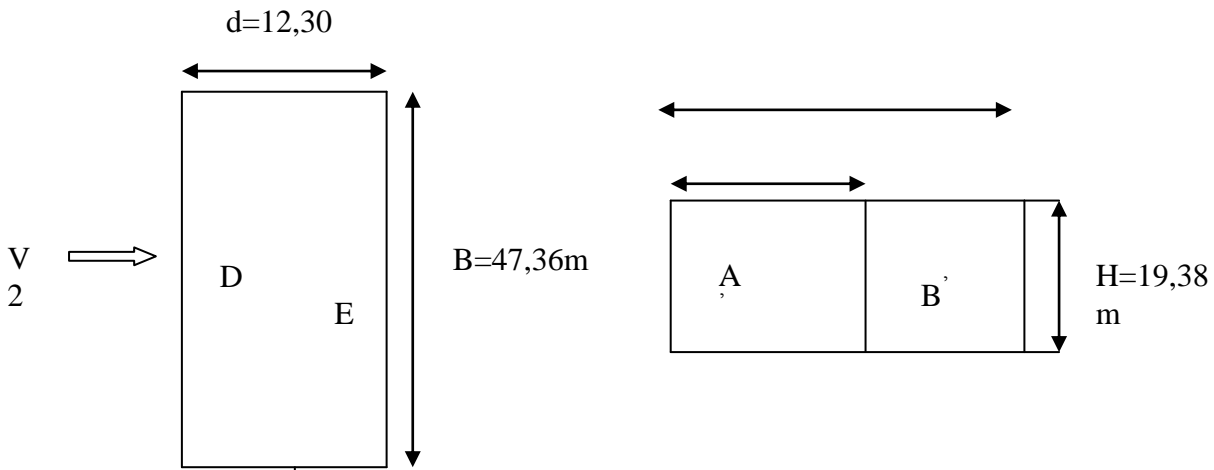
Pour cette direction du vent $\left\{ \begin{array}{l} h=47,75\text{m} \\ d=12,3\text{m} \\ h=19,38\text{m} \end{array} \right.$

$e = \min (47,75 ; 38,76) = 38,76\text{m}$

On a : $d = 12,30\text{m} < e = 38,76\text{m}$ donc il ya lieu de deviser les parois comme suit :

$e/5 = 38,76/5 = 7,752\text{m}$

$d - e/5 = 5,548\text{m}$



➤ Ca A' rfac B'

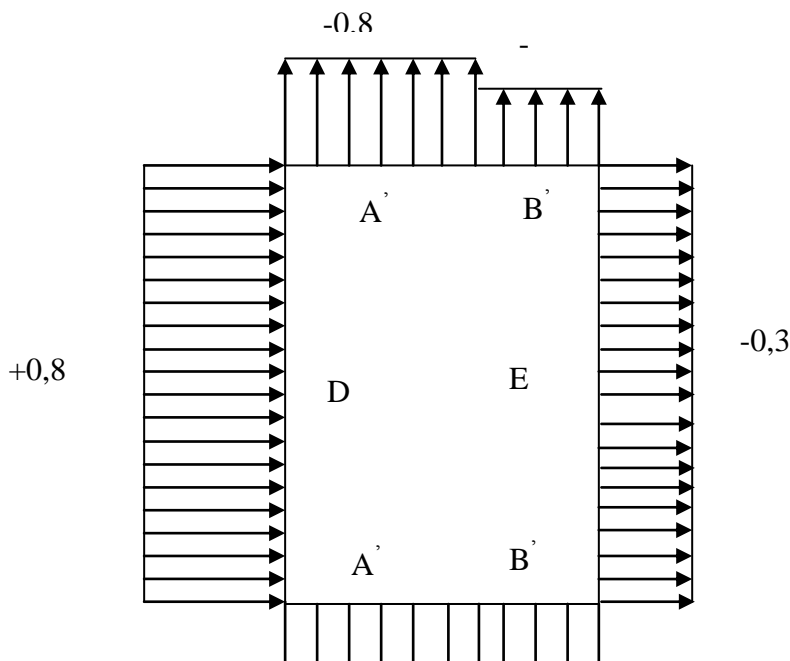
$S_{A'} = e/5 \times h = 7,752 \times 19,38 = 150,24\text{m}^2$

$S_{B'} = (d - e/5) \times h = 5,548 \times 19,38 = 107,48\text{m}^2$

$S_{A'}$ et $S_{B'}$ son

Les zones de pression et les valeurs de C_{pe} correspondant à ces zones sont portées sur la figure ci-dessous :

Figure II-5 : légende pour les parois verticales



Toiture :

- Les zones de pression sont portées sur la figure II.6:

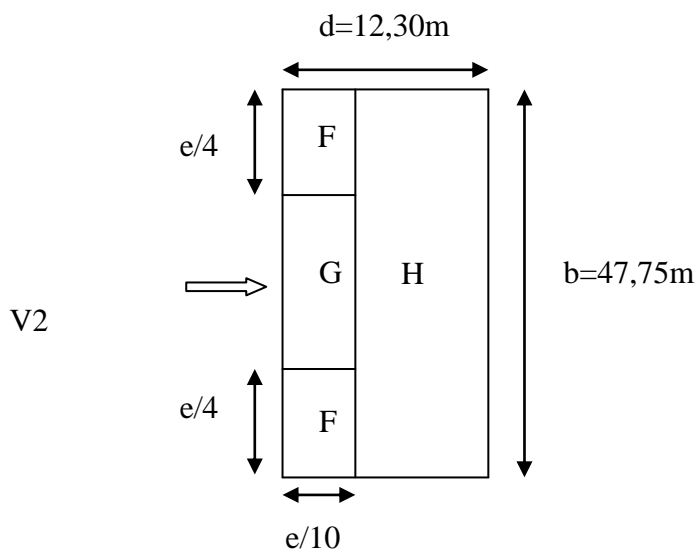


Figure II-7: légende pour la toiture plate

➤ **Calcul des S_U**

$$S_F = e/4 \times e/10 = \dots$$

$$S_G = (b - 2 \times e/4) \times e/10 = 28,38 \times 3,876 = 110 \text{m}^2$$

$$S_H = (d - e/10) \times b = (12,30 - 3,876) \times 47,75 = 402,246 \text{m}^2$$

S_F, S_G et S_H supérieures à 10m^2 alors $C_{pe} = C_{pe10}$

Notre construction a un acrotère de hauteur $h_p = 0,45 \text{m}$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,45}{19,38} = 0,023$$

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

zone	F	G	H
C_{pe10}	-1.6	-1,10	-0.7

b- Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

On se réfère au paragraphe 2.2.2 du chapitre 5, dans le cas de bâtiments avec cloisons intérieures, les valeurs suivantes doivent être utilisés : $c_{pi}=0,8$ et $c_{pi}=-0,5$

- Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

a- Sens V1 :

RDC :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1}	q_{j2}
A	1,0	106,526	-1,0	-0,5	+0,8	-53,263	-191,746
Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1}	q_{j2}
A	1,0	106,526	-0,9	-0,5	+0,8	-53,263	-198,746
B	1,0	106,526	+0,8	-0,5	+0,8	138,483	-170,441
C	1,0	106,526	-0,5	-0,5	+0,8	21,305	-138,498
D	1,0	106,526	+0,8	-0,5	+0,8	138,483	0
E	1,0	106,526	-0,3	-0,5	+0,8	21,305	-117,178
Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1}	P_{h2}
A	1,0	106,943	-1,0	-0,5	+0,8	-53,471	-192,497
B	1,0	106,943	-0,8	-0,5	+0,8	-32,082	-171,108
C	1,0	106,943	-0,5	-0,5	+0,8	0	-139,025
D	1,0	106,943	+0,8	-0,5	+0,8	139,025	0
E	1,0	106,943	-0,3	-0,5	+0,8	21,388	-117,637

1^{er}
étage

e :
2^{ème}

étage

e :

3^{ème} étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1}	P_{h2}
A	1,0	122,857	-1,0	-0,5	+0,8	-61,428	-221,142
B	1,0	122,857	-0,8	-0,5	+0,8	-36,857	-196,571
C	1,0	122,857	-0,5	-0,5	+0,8	0	-159,714
D	1,0	122,857	+0,8	-0,5	+0,8	159,714	0
E	1,0	122,857	-0,3	-0,5	+0,8	24,571	-135,142

4^{ème} étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1}	P_{h2}
A	1,0	158,681	-1,0	-0,5	+0,8	-79,340	-285,625
B	1,0	158,681	-0,8	-0,5	+0,8	-47,604	-253,889
C	1,0	158,681	-0,5	-0,5	+0,8	0	-206,285
D	1,0	158,681	+0,8	-0,5	+0,8	206,285	0
E	1,0	158,681	-0,3	-0,5	+0,8	31,736	-174,549

5^{ème} étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1}	P_{h2}
------	-------	-----------	----------	-----------	-----------	----------	----------

A	1,0	145,829	-1,0	-0,5	+0,8	-72,914	-262,492
B	1,0	145,829	-0,8	-0,5	+0,8	-43,748	-233,326
C	1,0	145,829	-0,5	-0,5	+0,8	0	-189,577
D	1,0	145,829	+0,8	-0,5	+0,8	189,577	0
E	1,0	145,829	-0,3	-0,5	+0,8	29,165	-160,411

Toiture

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1}	P _{h2}
F	1,0	150,384	-1,87	-0,5	+0,8	-206,026	-401,525
G	1,0	150,384	-1,20	-0,5	+0,8	-105,268	-300,768
H	1,0	150,384	-0,7	-0,5	+0,8	-30,076	-225,576
I	1,0	150,384	+0,2	-0,5	+0,8	105,268	-90,230
			-0,2	-0,5	+0,8	45,115	-150,384

b-Sens V2 :

RDC :

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1}	P _{h2}
A	0,95	106,526	-1,0	-0,5	+0,8	-50,599	-182,159
B	0,95	106,526	-0,8	-0,5	+0,8	-30,359	-161,919
D	0,95	106,526	+0,8	-0,5	+0,8	131,559	0
E	0,95	106,526	-0,3	-0,5	+0,8	20,239	-111,319

1^{er} étage :

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1}	P _{h2}
A	0,95	106,526	-1,0	-0,5	+0,8	-50,599	-182,159
B	0,95	106,526	-0,8	-0,5	+0,8	-30,359	-161,919
D	0,95	106,526	+0,8	-0,5	+0,8	131,559	0
E	0,95	106,526	-0,3	-0,5	+0,8	20,239	-111,319

2^{ème} étage :

Zone	C _d	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1}	P _{h2}
A	0,95	106,943	-1,0	-0,5	+0,8	-50,797	-182,872
B	0,95	106,943	-0,8	-0,5	+0,8	-30,478	-162,553
D	0,95	106,943	+0,8	-0,5	+0,8	132,074	0
E	0,95	106,943	-0,3	-0,5	+0,8	20,319	-111,755

Niveau	C_d	C_{pnet}	q_{dyn}	q_j
--------	-------	------------	-----------	-------

3ème

éta

ge :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1}	P_{h2}
A	0,95	122,857	-1,0	-0,5	+0,8	-58,357	-210,085
B	0,95	122,857	-0,8	-0,5	+0,8	-35,014	-186,742
D	0,95	122,857	+0,8	-0,5	+0,8	151,728	0
E	0,95	122,857	-0,3	-0,5	+0,8	23,342	-128,385

4^{ème} étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1}	P_{h2}
A	0,95	135,525	-1,0	-0,5	+0,8	-64,374	-231,747
B	0,95	135,525	-0,8	-0,5	+0,8	-38,624	-205,998
D	0,95	135,525	+0,8	-0,5	+0,8	167,373	0
E	0,95	135,525	-0,3	-0,5	+0,8	25,749	-141,623

5^{ème} étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1}	P_{h2}
A	0,95	145,829	-1,0	-0,5	+0,8	-69,268	-249,367
B	0,95	145,829	-0,8	-0,5	+0,8	-41,561	-221,660
D	0,95	145,829	+0,8	-0,5	+0,8	180,098	0
E	0,95	145,829	-0,3	-0,5	+0,8	27,707	-152,391

Toiture :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1}	P_{h2}
F	0,95	150,384	-1,6	-0,5	+0,8	-157,151	-342,875
G	0,95	150,384	-1,1	-0,5	+0,8	-85,718	-271,443
H	0,95	150,384	-0,7	-0,5	+0,8	-28,572	-214,297

➤ **Calcul de la pression du vent sur les balcons :**

On se réfère au paragraphe 4.1 du chapitre 5, les coefficients de pression sont des coefficients de pression nette, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

a- Vent perpendiculaire au long pan (sens v1 du vent) :

RDC et 1 ^{er} étage	1	2	106,526	213,052	b- Ven t per pen dic
2 ^{eme} étage	1	2	106,943	213,886	
3 ^{eme} étage	1	2	122,857	245,714	
4 ^{eme} étage	1	2	135,525	271,050	
5 ^{eme} étage	1	2,5	145,829	291,658	

ulaire au pignon (sens v2 du vent) :

Niveau	C _d	C _{pnet}	q _{dyn}	q _j
RDC et 1 ^{er} étage	0,95	2	106,526	202,399
2 ^{eme} étage	0,95	2	106,943	203,191
3 ^{eme} étage	0,95	2	122,857	233,428
4 ^{eme} étage	0,95	2	135,525	257,497
5 ^{eme} étage	0,95	2,5	145,829	277,075

➤ Calcul de la pression du vent sur l'acrotère:

On se réfère au paragraphe 4.1 du chapitre 5, les coefficients de pression sont des coefficients de pression nette, les résultats sont résumée dans les tableaux suivant :

Sens du vent	C _d	C _{pnet}	q _{dyn}	q _j
V1	1	2	150,375	300,750
V2	0,95	2	150,375	285,712

II.3.5- Calcul de la force de frottement :

On tient compte d'une force de frottement dans le cas d'une structure de catégorie I allongée ou bien élancée. Cette force s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas ou l'une des conditions est vérifiée :

$$\frac{d}{b} \geq 3$$

$$\frac{d}{h} \geq 3$$

Avec :

b : dimension de la structure perpendiculaire au vent d : dimension de la structure parallèle au vent

h : la hauteur de la structure

La Force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum (q_i \times C_{fr} \times S_{fr})$$

Avec :

q_h : pression dynamique à la hauteur considérée.

C_{fr} : Coefficient de frottement selon l'état de la surface, $C_{fr}=0,01$ (tableau 2.1 du RNV99)

S_{fr} : L'aire de l'élément de surface considérée

AN :

a- sens V1 :

$$\frac{d}{b} = \frac{47,36}{11,90} = 3,97 > 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{47,36}{19,38} = 2,44 < 3$$

La première condition est vérifiée alors il ya lieu de considérer les forces de frottement
Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Zone	Niveau	S_{fr}	q_{dyn}	F_{fr} (daN)
D	RDC	154,232	106,526	164,29718
	1 ^{er} étage	154,232	106,526	164,29718
	2 ^{ème} étage	154,232	106,943	164,940328
	3 ^{ème} étage	154,232	122,857	189,484808
	4 ^{ème} étage	154,232	135,525	209,022918
	5 ^{ème} étage	154,232	145,829	224,914983
E	RDC	154,232	106,526	164,29718
	1 ^{ere} étage	154,232	106,526	164,29718
	2 ^{ème} étage	154,232	106,943	164,940328
	3 ^{ème} étage	154,232	122,857	189,484808
	4 ^{ème} étage	154,232	135,525	209,022918
	5 ^{ème} étage	154,232	145,829	224,914983
F	Toiture	7,564	150,384	11,3750458
G	Toiture	7,564	150,384	11,3750458
H	Toiture	60,516	150,384	91,0063814
I	Toiture	511,68	150,384	769,484851

$F_{fr}=3117,15612$

b-sens V2 :

$$\frac{d}{b} = \frac{11,90}{47,36} = 0,25 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{11,90}{19,38} = 0,61 < 3$$

Aucune condition n'est vérifier donc les forces de frottement sont nulles

II.3.6- Action d'ensemble :

a-Sens V1 :

a-1- Force résultante « R » :

La résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante des forces appliquées à la toiture.
- Une force de soulèvement F_U qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante « R » est donnée par la formule suivante :

$$R = \Sigma (q_{hj} \times S_j) + \Sigma F_{fr}$$

Avec :

Σ : désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

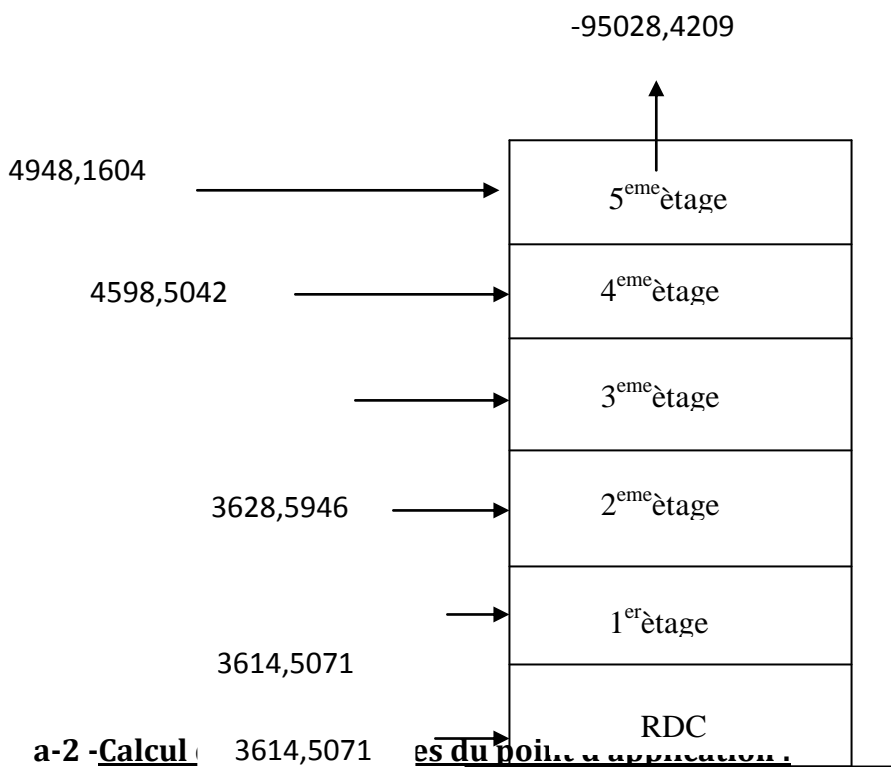
q_{hj} : la pression statique du vent qui s'exerce sur un élément (j)

F_{fr} : la force de frottement

S_j : l'aire de l'élément de surface (j)

zone	Niveau	Surface	q_j	$F_{fr}(\text{dan})$	$f_{wi}(\text{daN})$	$f_{ui}(\text{daN})$
D	RDC	154,232	138,483	164,29718	21522,8072	0
	1 ^{ere} étage	154,232	138,483	164,29718	21522,8072	0
	2 ^{eme} étage	154,232	139,025	164,940328	21607,0441	0
	3 ^{eme} étage	154,232	159,714	189,484808	24822,4945	0
	4 ^{eme} étage	154,232	176,182	209,022918	27381,9251	0
	5 ^{eme} étage	154,232	189,577	224,914983	29463,7548	0
E	RDC	154,232	-117,178	164,29718	-17908,3001	0
	1 ^{ere} étage	154,232	-117,178	164,29718	-17908,3001	0
	2 ^{eme} étage	154,232	-117,637	164,940328	-17978,4495	0
	3 ^{eme} étage	154,232	-135,142	189,484808	-20653,7361	0
	4 ^{eme} étage	154,232	-149,077	209,022918	-22783,4209	0
	5 ^{eme} étage	154,232	-160,411	224,914983	-24515,5944	0
F	Toiture	7,564	-401,525	11,3750458	0	-3025,76005
G	Toiture	7,564	-300,778	11,3750458	0	-2263,70975
H	Toiture	60,516	-225,576	91,0063814	0	-13559,9508
I	Toiture	511,68	-150,384	769,484851	0	-76179,0003

Niveau	F _{wi}	ΣF _{ui}
RDC	3614,5071	-95028,4209
1 ^{ere} étage	3614,5071	
2 ^{eme} étage	3628,5946	
3 ^{eme} étage	4168,7584	
4 ^{eme} étage	4598,5042	
5 ^{eme} étage	4948,1604	
	ΣF _{wi} = 24573,0318	



$$Y_{fw} = \frac{\sum F_{wi} \cdot z_i}{\sum F_{wi}} ; Y_{fw} = 19,86\text{m}$$

$$Z_{fw} = \frac{\sum F_{wi} \cdot z_i^2}{\sum F_{wi} \cdot z_i} ; Z_{fw} = 10,35\text{ m}$$

Y_{fu}

Figure II-7 : action

a-3- d'ensemble

Une excentricité (e) de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour les constructions autres que de révolution pour tenir compte de la torsion

$$e = \pm \frac{b}{10}$$

$$e = \pm \frac{12,30}{10} = \pm 1,23$$

a-4-Calcul de la stabilité d'ensemble :

La vérification de la stabilité transversale : $M_s \geq M_r$

1- Calcul du moment du renversement :

$$M_r = (\Sigma F_{wi} \times Z_{fw}) + (\Sigma F_{ui} \times Y_{fu})$$

$$M_r = (24573,031 \times 10,35) + (95028,420 \times 22,18)$$

$$M_r = 2362061,226 \text{ dan.m}$$

2- Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = [(G_{pt} + 5 \times G_{PEC}) \times S] \times \frac{d}{2}$$

Avec:

G_{pt} : poids du plancher terrasse ; $G_{pt} = 453 \text{ kn/m}^2$

G_{PEC} : poids du plancher étage courant ; $G_{PEC} = 346 \text{ kn/m}^2$

S: surface de la construction ; $S = 587,325 \text{ m}^2$

d: la dimension de la construction parallèle a la direction du vent ; $d = 47,75 \text{ m}$

AN:

$$M_s = [(453 + 5 \times 346) \times 587,325] \times \frac{47,75}{2}$$

$$M_s = 30610865,09 \text{ dan.}$$

$M_s > M_r \implies$ La stabilité transversale est vérifiée

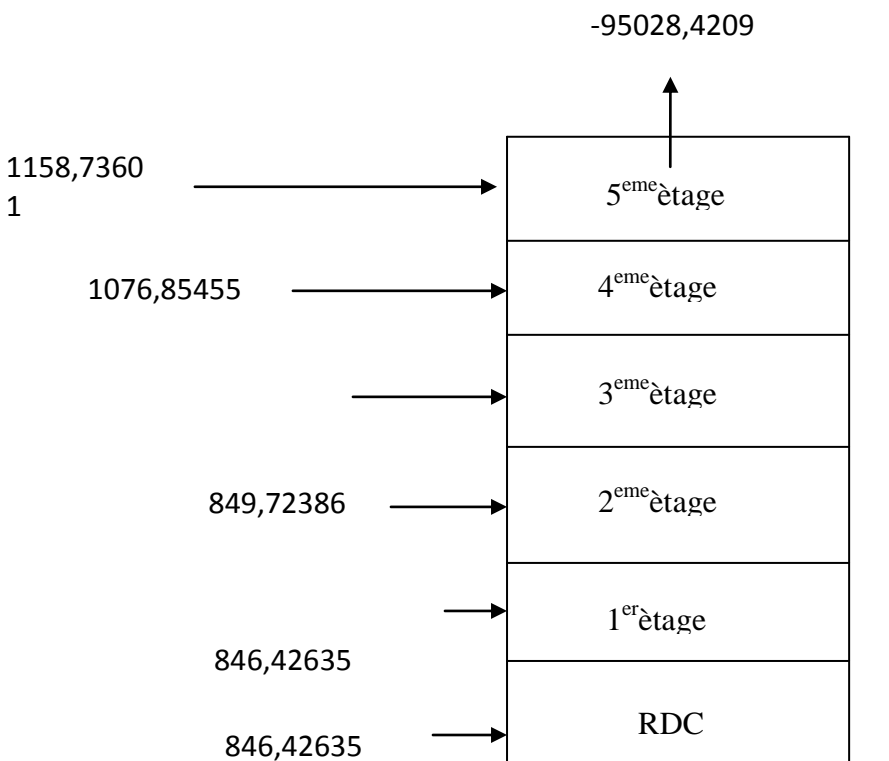
b- Sens V2

a-1- Force résultante « R » :

zone	niveau	Surface	Q_j (daN/m ²)	f_w (daN)	f_u (daN)
D	RDC	39,729	138,483	5501,79111	0
	1 ^{ere} étage	39,729	138,483	5501,79111	0
	2 ^{eme} étage	39,729	139,025	5523,32423	0
	3 ^{eme} étage	39,729	159,714	6345,27751	0
	4 ^{eme} étage	39,729	176,182	6999,53468	0
	5 ^{eme} étage	39,729	189,577	7531,70463	0
	RDC	39,729	-117,178	-4655,36476	0

E	1 ^{ere} étage	39,729	-117,178	-4655,36476	0
	2 ^{eme} étage	39,729	-117,637	-4673,60037	0
	3 ^{eme} étage	39,729	-135,142	-5369,05652	0
	4 ^{eme} étage	39,729	-149,077	-5922,68013	0
	5 ^{eme} étage	39,729	-160,411	-6372,96862	0
F	Toiture	37,55	-401,525	0	-15077,2638
G	Toiture	110	-300,778	0	-33085,58
H	Toiture	402,246	-225,576	0	-90737,0437

Niveau	ΣF_w	ΣF_u
RDC	846,42635	-138899,888
1 ^{ere} étage	846,42635	
2 ^{eme} étage	849,72386	
3 ^{eme} étage	976,22099	
4 ^{eme} étage	1076,85455	
5 ^{eme} étage	1158,73601	
	5457,38811	



b. 2- Ca. Données du point d'application :

$$Y_{fw} = \frac{\sum F_{Wi} x y_i}{\sum F_{Wi}} ; Y_{fw} = 5,63 \text{ m}$$

$$Z_{fw} = \frac{\sum F_{Wi} x Z_i}{\sum F_{Wi}} ; Z_{fw} = 10,92 \text{ m}$$

$$Y_{fu} = \frac{\sum F_{Ui} x Y_i}{\sum F_{Ui}} ; Y_{fu} = 9 \text{ m}$$

b.3- Calcul de l'excentricité de la force globale horizontale :

Une excentricité (e) de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour les constructions autres que de révolution pour tenir compte de la torsion :

$$e = \pm \frac{b}{10}$$

$$e = \pm \frac{12,30}{10} = \pm 1,23$$

b.4- Calcul de la stabilité d'ensemble :

La vérification de la stabilité transversale : $M_s \geq M_r$

1-Calcul du moment du renversement :

$$M_r = (\sum F_{wi} \times Z_{fw}) + (\sum F_u \times Y_{fu})$$

$$M_r = (5457,38811 \times 10,92) + (138899,888 \times 9)$$

$$M_r = 1309693,67$$

2- Calcul du moment stabilisant :

$$M_s = [(G_{pt} + 5 \cdot G_{PEC}) \cdot S] \cdot \frac{d}{2}$$

Avec:

G_{pt} : poids du plancher terrasse ; $G_{pt} = 453 \text{ kn/m}^2$

G_{PEC} : poids du plancher étage courant ; $G_{PEC} = 346 \text{ kn/m}^2$

S: surface de la construction ; $S = 587,325 \text{ m}^2$

d: la dimension de la construction parallèle à la direction du vent ; $d = 12,30 \text{ m}$

AN:

$$M_s = [(453 + 5 \times 346) \times 587,325] \times \frac{12,30}{2}$$

$$M_s = 7885102,421 \text{ dan.m}$$

$M_s > M_r \implies$ La stabilité longitudinale est vérifiée

III- Evaluation des charges et surcharges :

III.1- Introduction :

Durant sa vie une construction sera soumise à des différentes actions. Pour concevoir et calculer une construction, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges qui s'exercent sur celle-ci tels que :

- Poids propre (**structure porteuse et éléments non porteurs**)
- Charges utiles dans le bâtiment (**charges d'exploitation**)
- Actions climatiques directes et indirecte (**neige, vent et température**)
- Actions accidentelles (**les séismes, les exploitations**)

III.2- Charges permanentes :

Ce sont les charges qui ont une intensité constante, ou très peu variable dans le temps. la charge permanent comprend non seulement le poids propre des éléments mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels : les plafond ,sol ,enduit et les revêtements ainsi que ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que :les cloisons fixes ,gaines de ventilation ...etc.

III.2.1- Plancher terrasse :

L'élément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
Couche de gravillon	5	1700	85
Etanchéité multi couches	2	600	12
Forme en pente	5	2200	110
Isolation thermique (liège)	4	400	16
Dalle en béton armé	8	2500	200
Faux plafond	2	1000	20
Tôle d'acier nervurée(TN40)			10
Solive			P _s

$$G_{Pt}=453 \text{ daN/m} + p_s$$

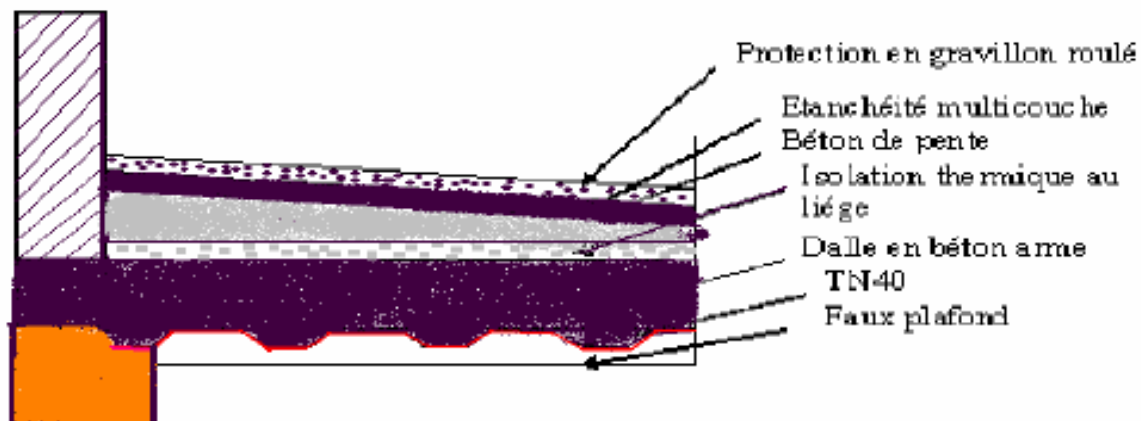


Figure III-1 : plancher terrasse

III.2.2- Plancher étage courant :

L'élément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (daN/m ³)	La charge (daN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	2000	40
Mortier de pose	2	2000	40
Couche de sable	2	1800	36
Dalle en béton armé	8	2500	200
Faux plafond	2	1000	20

Tôle d'acier nervurée(TN40)			10
Solive			P _s

$$G_{PEC}=346\text{daN/m}^2+\text{ps}$$

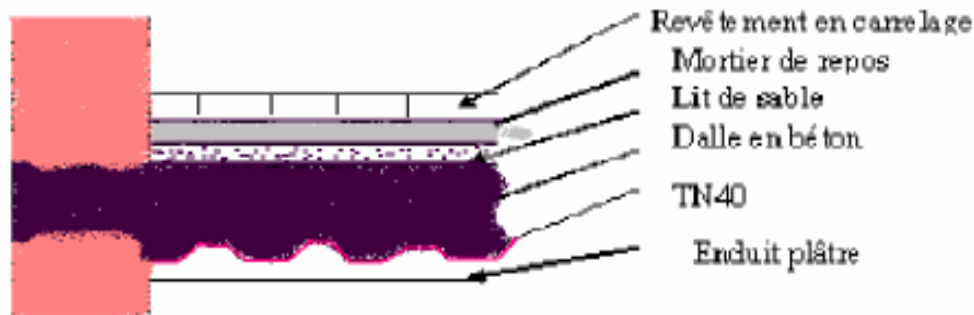


Figure III-2 : plancher d'étage courant

III.2.3- Les façades :

- Murs extérieures :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Mortier de ciment.	2	36
Brique creuse.	10	90
Brique creuse.	15	130
Enduit plâtre.	2	20

$$G=276 \text{ daN/m}^2$$

- Murs intérieurs :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Enduit plâtre.	2	20
Brique creuse.	10	90
Enduit plâtre.	2	20

$$G=130 \text{ daN/m}^2$$

III.2.4- L'acrotère :

La charge de l'acrotère est donnée par :

$$G = \gamma_b \times s$$

Avec:

γ_b : poids volumique du béton = 2500 daN/ m³

S: surface de l'acrotère est donnée par :

$$S = (0,45 \times 0,1) + (0,05 \times 0,15) + (0,15 \times 0,1) / 2 = 0,06 \text{ m}^2$$

D'où : $G = 2500 \times 0,06 = 150 \text{ dan/ml}$

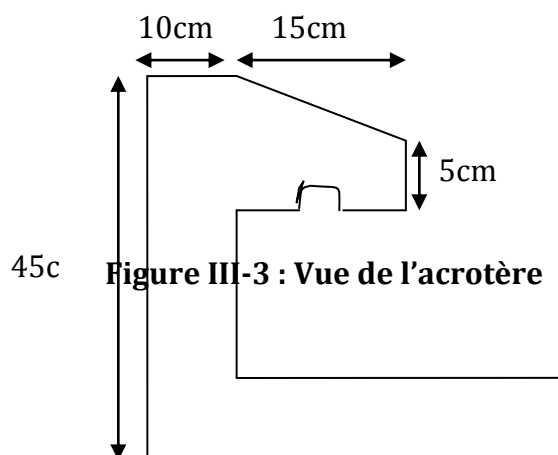


Figure III-3 : Vue de l'acrotère

III.2.5- Les escaliers :

a- Volée :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Tôle striée	8	72
Mortier de repos	2	36
Revêtement carrelage	2	40

G=148 daN/ m²

b- Palier:

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (daN/m ²)
Tôle TN40		10
Dalle en béton	8	200
Mortier de repos	2	36
Revêtement carrelage	2	40

G = 286 daN/ m²

III.3- Charges variables :

Elles ont une intensité qui varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps.

III.3.1- Charges d'exploitation :

Les charges d'exploitation correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes en mode normal d'occupation. Elles sont définies par des normes et règlement exemple : **DTR 2.2** ou bien la norme **NFP 06001**.

- Terrasse inaccessible $Q_T=100 \text{ kg/m}^2$
- Etage courant $Q_{EC}=150 \text{ kg/m}^2$
- Escalier..... $Q_E=250 \text{ kg/m}^2$
- Balcon $Q_B=350 \text{ kg/m}^2$
- Acrotère $Q_A=100 \text{ kg/m}^2$

III.3.2- Surcharges climatiques :

Ce sont les charges de neige et du vent calculées au chapitre précédent.

III.3.3- Effet de la température :

La longueur de notre construction est inférieure à 50m, donc ce n'est pas nécessaire de tenir de l'effet de la température.

IV.1- Introduction :

Le pré- dimensionnement de l'ossature d'un bâtiment a pour but d'établir de façon assez directe les dimensions des éléments structuraux proches des dimensions finales.

IV.2- Règles empiriques de pré-dimensionnement :

Les règles ci-dessous servent au pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux des charpentes métalliques de halles et bâtiments .elles donnent, pour les éléments fléchis, la hauteur h de la section transversale en fonction de sa portée l , et pour les éléments tendus ou comprimés ,l'élanement $\lambda_k = \frac{l_k}{i}$

Halle industrielle	
Panne continue de toiture en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{40}$
Panne continue de toiture en profilé formé à froid	$h \cong \frac{l}{30}$
filière continue de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{40}$
Traverse de façade en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
Traverse de carde en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
traverse de carde en profil composé à âme pleine	$h \cong \frac{l}{15} \text{ à } \frac{l}{25}$
Ferme à treillis de hauteur constante	$h \cong \frac{l}{12}$
Ferme à treillis de forme triangulaire	$h \cong \frac{l}{4} \text{ à } \frac{l}{6}$
Montant de carde en profilé laminé	Profilé HE de même aire de section que la traverse
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 50$
Diagonale de contreventement triangulée	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 250$
Bâtiment	
Dalle mixte avec tôle profilé	$d \cong \frac{l}{32}$ (d : hauteur statique)
Solive en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{30}$
Sommier en profilé laminé	$h \cong \frac{l}{20} \text{ à } \frac{l}{25}$
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 25$

IV.3- pré -dimensionnement des solives :

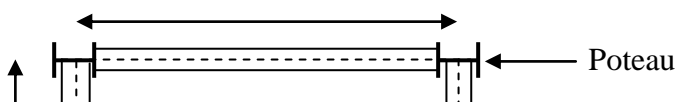
Les solives sont des poutres secondaires qui seront attachées sur les poutres principales, elles travaillent en flexion sous l'action des charges verticales. Les solives seront espacées de $e=1,02m$ ($1m \leq e \leq 3m$)

On a : $n = \frac{l}{e} = \frac{5,10}{1,02} = 5$ espacements pour 4 solives

On désigne par :

- L : longueur de la poutre maitresse.
- e : espacement des solives.
- n : nombre d'espacement des solives.

4m



On utilisant le tableau ci-dessus on a :

$$h \cong \frac{l}{30} \cong \frac{400}{30} \cong 13,3\text{cm} \implies \text{soit un IPE 140}$$

Les caractéristiques de l'IPE 140 sont données dans le tableau ci-dessous :

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	G kg/m	A m ²	h mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12,9	16,4	140	73	4,7	6,9	541,2	44,92	88,34	77,32	5,74	1,65

IV.4- pré -dimensionnement des poutres secondaires :

D'après les règles empiriques, pour les sommiers en profilé laminé on a :

$$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20} \implies 160\text{mm} \leq h \leq 200\text{mm} \text{ soit un IPE 200.}$$

On désigne par :

L : portée de la poutre secondaire.

Les caractéristiques de l'IPE200 sont données dans le tableau ci-dessous :

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension				Caractéristiques					
	G kg/m	A m ²	h mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	22,4	28,5	200	100	8,5	5,6	1943	142,4	220,6	194,3	8,26	2,24

IV.5- pré -dimensionnement des poutres maitresses :

Les poutres sont des éléments principaux horizontaux des portiques métalliques, elles travaillent essentiellement à la flexion simple sous les charges verticale.

D'après les règles empiriques, pour les sommiers en profilé laminé on a :

$$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20} \implies 204\text{mm} \leq h \leq 255\text{mm} \text{ soit un IPE 220}$$

Les caractéristiques de l'IPE220 sont données dans le tableau ci-dessous :

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension				Caractéristiques					
	G kg/m	A m ²	h mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 220	26,2	33,4	220	110	9,2	5,9	2772	204,9	285,4	252	9,11	2,48

IV.6- pré- dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de la construction, ils doivent transmettre les charges horizontales et verticales aux fondations.

Les poteaux travaillent principalement en compression simple et éventuellement en flexion composée.

Généralement, les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens, de plus ils sont pratique pour les assemblages.

Le poteau le plus sollicité est C3 :

$$S = 3,45 \times 3,55 = 12,2475\text{m}^2$$

D'après les règles empiriques pour un poteau en profilé laminé on a :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} \leq 25 \implies i_y \geq \frac{l_f}{25} \implies i_y \geq \frac{323 \times 0,5}{25} \implies i_y \geq 6,46\text{cm}$$

Soit un HEA 160 avec $i_y = 6,57\text{cm}$

IV.6.1- vérification du poteau :

a- Charge du plancher terrasse :

1- Poids des solives :

$$G_s = P_s \times l \times n$$

$$G_s = 12,9 \times 3,55 \times 3 = 137,385\text{dan}$$

2- Poids des poutres principales :

$$G_{pp} = P_{pp} \times l \times n$$

$$G_{pp} = 26,2 \times 3,45 \times 1 = 90,39\text{dan}$$

3- Poids des poutres secondaires :

$$G_{ps} = P_{ps} \times l \times n$$

$$G_{ps} = 26,2 \times 3,55 \times 1 = 93,01\text{ dan}$$

4- poids propre du poteau :

$$G_{pot} = 30,4 \times 3,23 = 98,192\text{ dan}$$

5- Poids du plancher terrasse :

$$G_t = 453 \times 3,45 \times 3,55 = 5548,117\text{ dan}$$

6- charge de la neige :

$$S = 12,247 \times 80 = 979,76\text{dan}$$

7- charge du vent :

$$w = 12,247 \times 105,286 = 1289,437\text{dan}$$

8- charge d'exploitation :

$$Q=100 \times 12,247=1224,7 \text{ dan}$$

Alors : $N_t=$

$$1,35(137,385+90,39+93,01+5548,117+98,19)+1,5 \times 1289,437+1,5 \times 0,67 \times 1224,7+1,5 \times 0,6 \times 979,7$$

$$N_t=12102,337 \text{ dan}$$

b- Plancher étage courant :

1-Poids des solives :

$$G_s=P_s \times l \times n$$

$$G_s=12,9 \times 3,55 \times 3=137,385 \text{ dan}$$

2- Poids des poutres principales :

$$G_{pp}=P_{pp} \times l \times n$$

$$G_{pp}=26,2 \times 3,45 \times 1=90,39 \text{ daN}$$

3- Poids des poutres secondaires :

$$G_{ps}=P_{ps} \times l \times n$$

$$G_{ps}=26,2 \times 3,55 \times 1=93,01 \text{ dan}$$

4- poids propre du poteau :

$$G_{pot}=30,4 \times 3,23=98,192 \text{ daN}$$

5-Poids du plancher étage courant :

$$G_{EC}=346 \times 3,45 \times 3,55=4237,635 \text{ daN}$$

Alors,

$$N_{EC}=1,35(137,385+90,39+93,01+4237,635+98,192)+1,5 \times 1837,05$$

$$N_{EC}=9042,001 \text{ da}$$

c- calcul de N_{sd} :

$$N_{sd}=N_t+5 N_{EC}$$

$$N_{sd}=57312,343 \text{ dan}$$

d- Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{161,5}{6,57} = 24,58$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{161,5}{3,98} = 40,57$$

e- calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A} = \frac{24,58}{93,9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0,26$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{B_A} = \frac{40,57}{93,9\epsilon} \times \sqrt{1} = 0,43$$

$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0,43 > 0,2 \implies$ il ya risque de flambement il faut vérifier que : $N_{sd} < N_{b,Rd}$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

β_A : coefficient qui tient compte de la classe de la section ; HEA160 est de classe 1 alors $\beta_A=1$.

χ_{min} : coefficient de réduction déterminé en fonction de l'élancement réduit au moyen du tableau suivant pour choisir la courbe de flambement correspondant à la section.

Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
$\frac{h}{b} = \frac{152}{160} = 0,95 < 1$	y-y	b
$t_f = 9 \text{ mm} < 100$	z-z	C

Courbe de flambement b $\implies \chi_y = 0,896$

Courbe de flambement c $\implies \chi_z = 0,859$

$$\chi_{min} = 0,859$$

$$N_{b,Rd} = 0,859 \times 1 \times \frac{38,77 \times 2350}{1,1} = 71148,236 \text{ dan}$$

$N_{sd} < N_{b,Rd} \implies$ le poteau est vérifié au flambement

Pour des raisons constructives, on opte pour des HEA 300.

V- Etude du plancher mixte :

V.1- Introduction :

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul du type de plancher.

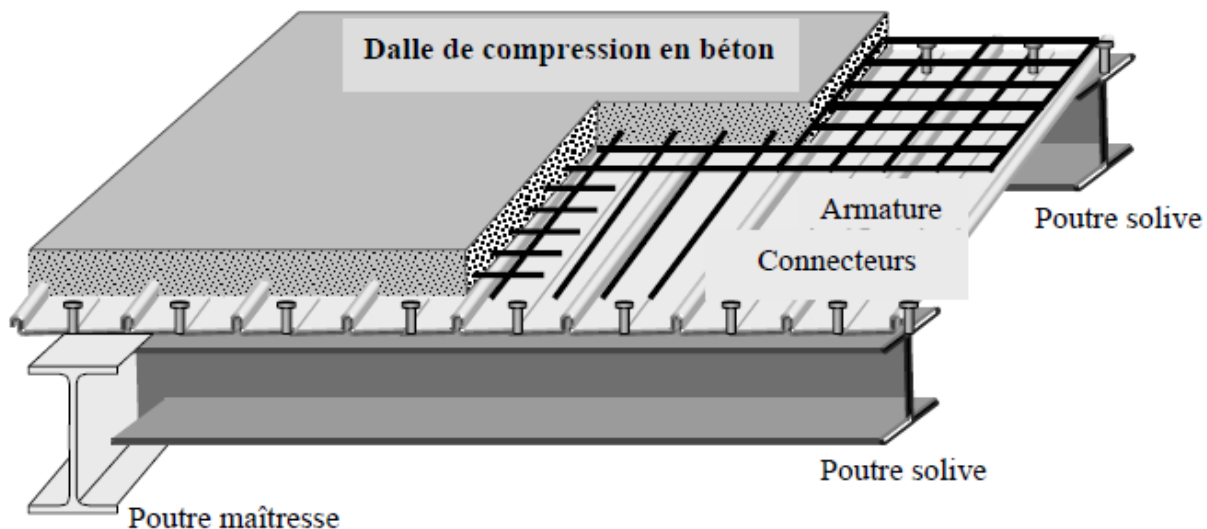


Figure V-1: Plancher mixte a dalle collaborante.

V.2- Avantages des dalles mixtes :

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

V.3- Etude du plancher mixte à dalle collaborant:

L'étude de ce type de plancher se fait par deux vérifications :

- Vérification au stade de montage.
- Vérification au stade définitif.

V.3.1- Ferrailage de la dalle en béton :

• Charges et surcharges :

$$G=346 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{daN/m}^2$$

$$Q=150$$

• **Combinaison de charges :**

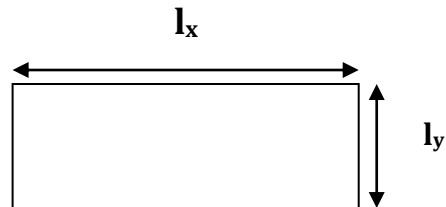
ELU	ELS
$q_{sd} = 1,35G + 1,5Q$ $q_{sd} = 692,1 \text{ daN/m}^2$	$q_{sd} = G + Q$ $q_{sd} = 496 \text{ daN/m}^2$

• **Etude des panneaux :**

Les panneaux ont les dimensions suivantes :

$$l_x = 1,02\text{m}, l_y = 4\text{m}.$$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0,255 < 0,4.$$



Le panneau travaille dans un seul sens, il sera calculé comme une poutre continue avec la méthode forfaitaire. (Plancher à faible surcharge d'exploitation)

Fissuration non préjudiciable, $0,8 < \frac{l_i+1}{l_i} = 1 < 1,25$ et le moment d'inertie est constant le long de la poutre, on peut donc appliquer la méthode forfaitaire.

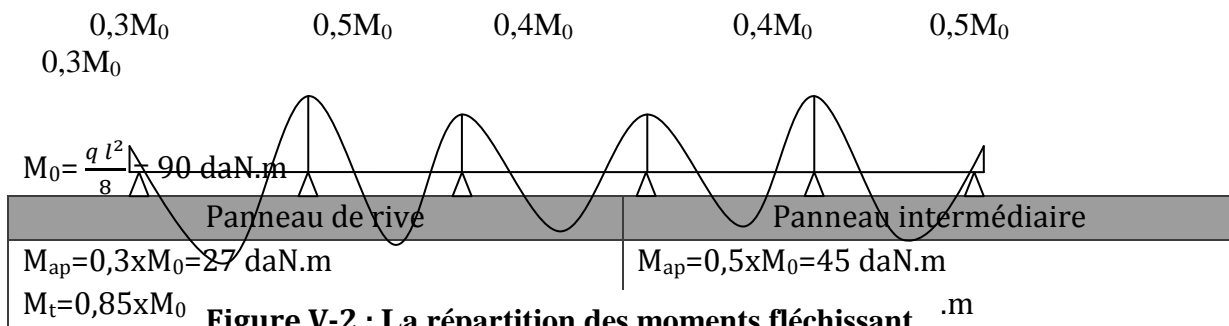


Figure V-2 : La répartition des moments fléchissant

Les moments les plus défavorables sont :

$$M_{ap} = 0,5 \times M_0 = 45 \text{ daN.m}$$

$$\text{daN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 76,5$$

• **Ferraillage de la dalle :**

Le diamètre maximal des armatures à utiliser doit être inférieur ou égale à 1/10 de l'épaisseur de la dalle.

$$\Phi \leq t/10 = 8\text{mm}.$$

Calcul de la hauteur d :

$$d = t - c - \Phi/2$$

Φ : diamètre des armatures.

t : épaisseur de la dalle.

C : enrobage des armatures. $c = 2\text{Cm}$.

$$An : d = 5,6 \text{ Cm}.$$

• **Calcul de la section d'armature :**

1- En appuis :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}, f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 142 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\mu = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45 \times 10^2}{100 \times 5,6^2 \times 142} = 0,010 < 0,186$$

Section simplement armée.

$$\mu = 0,01, \text{ donc } \beta = 0,995.$$

$$A = \frac{M_{ap}}{\beta \times d \times f_y / \gamma_s} = \frac{45 \times 10^2}{0,995 \times 5,6 \times 4000 / 1,15} = 0,232 \text{ Cm}^2$$

2- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{76,5 \times 10^2}{100 \times 5,6^2 \times 142} = 0,017, \text{ donc } \beta = 0,992.$$

Section simplement armée.

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_y / \gamma_s} = \frac{76,5 \times 10^2}{0,992 \times 5,6 \times 4000 / 1,15} = 0,396 \text{ Cm}^2$$

• Calcul des armatures minimales :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 5,6 \times 2,1 / 4000 = 0,676 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A = 0,232 \text{ Cm}^2 < A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A = 0,396 \text{ Cm}^2 < A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL, on ferraille avec la valeur maximale $A = 0,676 \text{ cm}^2$

L'écartement des armatures ne doit pas dépasser :

$$3t = 24 \text{ Cm} \quad \text{pour les armatures longitudinales.}$$

$$\text{On prend donc } 5\Phi 6, \quad A_{\text{adopté}} = 1,7 \text{ Cm}^2.$$

$$\text{Armature de répartition : } A/4 = 1,7/4 = 0,425 \text{ Cm}^2$$

$$4t = 32 \text{ Cm} \quad \text{pour les armatures de répartition.}$$

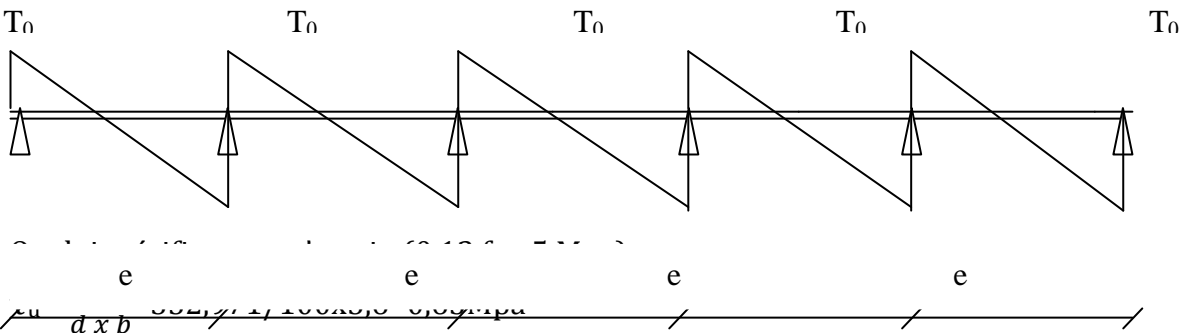
$$\text{On prend donc } 3\Phi 6, \quad A_{\text{adopté}} = 0,85 \text{ cm}^2$$

• Vérification au cisaillement :

Calcul de l'effort tranchant :

$$T_0 = q \times e / 2 = 692,1 \times 1,02 / 2 = 352,971 \text{ daN}$$

Répartition de l'effort tranchant :



Pour une fissuration préjudiciable du béton :

$$\tau'_u = \min (0,1$$

Figure V-3 : La répartition de l'effort tranchant

$$\tau'_u = \min (3,$$

$$\tau_u = 0,63 < \tau'_u$$

• Vérification à la flèche :

Selon le BAEL, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \quad t/l_x \geq (1/20) \times M_t/M_0$$

$$8/1,02 = 7,84 \geq (1/20) \times 76,5/90 = 0,04 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$b) \quad A/bxd \leq 2/f_{c28}$$

$$1,7/100 \times 5,6 = 0,0014 \leq 2/250 = 0,03 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

Comme les deux conditions sont vérifiées la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

• **Vérification a l'ELS :**

$$q_{sd} = 496 \text{ daN/m}^2$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 64,5 \text{ daN.m}$$

Panneau de rive	Panneau intermédiaire
$M_{ap} = 0,3 \times M_0 = 19,3 \text{ daN.m}$	$M_{ap} = 0,5 \times M_0 = 32,3 \text{ daN.m}$
$M_t = 0,85 \times M_0 = 54,8 \text{ daN.m}$	$M_t = 0,75 \times M_0 = 48,4 \text{ daN.m}$

Les moments les plus défavorables sont :

$$M_{ap} = 0,5 \times M_0 = 32,3 \text{ daN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 54,8 \text{ daN.m}$$

• **Calcul des contraintes :**

a- Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 0,79}{100 \times 5,6} = 0,141$$

Dans le tableau 7 du BAEL on tire :

$$\beta = 0,938$$

$$K_1 = 65,64$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \times d \times \beta} = \frac{23,3 \times 10^2}{0,79 \times 5,6 \times 0,938} = 561,484 \text{ daN/Cm}^2 \leq \sigma_e = f_e / \gamma_s = 5200 / 1,15 = 4521,7 \text{ daN/Cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{561,484}{65,64} = 8,55 \text{ daN/Cm}^2 < 142 \text{ daN/Cm}^2$$

b- En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 0,79}{100 \times 5,6} = 0,141$$

Dans le tableau 7 du BAEL on tire :

$$\beta = 0,938$$

$$K_1 = 65,64$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \times d \times \beta} = \frac{54,8 \times 10^2}{0,79 \times 5,6 \times 0,938} = 1320,57 \text{ daN/Cm}^2 \leq \sigma_e = f_e / \gamma_s = 5200 / 1,15 = 4521,7 \text{ daN/Cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{1320,57}{65,64} = 20,11 \text{ daN/Cm}^2 < 142 \text{ daN/Cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à L'ELU conviennent pour le ferrailage de la dalle .On adopté un ferrailage de treillis soudé de $\Phi 6$ avec un maillage de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

V.3.2- Etude des solives (IPE140) :

1- Vérification au stade du montage (avant la prise du béton) :

Le stade de montage correspond au moment de bétonnage de la dalle, quant le béton n'as pas encore fait prise et les vérifications a l'ELU et à l'ELS doivent être effectuées pour la poutre métallique où seule assure la résistance.

1-1) Evaluation des charges :

À ce stade il faut tenir compte des charges suivantes :

a) Charges permanentes :

- poids propre de la solive..... $g_s = 12,9 \text{ dan/m}$.
- poids de la tôle (tole TN40)..... $g_p = 10 \times 1,02 = 10,2 \text{ dan/m}$.
- poids propre de la dalle $g_c = 2500 \times 0,08 \times 1,02 = 204 \text{ dan/m}$.

$$G = 227,1 \text{ dan/m}$$

b) charges variables :

une charge de construction (ouvriers, les matériels..etc.),..... $q_m=100 \times 1,02=102 \text{ dan/m}$.

1-2) Combinaisons d'action :

ELU	ELS
$q_{sd}=1,35G+1,5Q_m$ $q_{sd}= 459,58 \text{ dan/m}$	$q_{sd}=G+Q_m$ $q_{sd}=329,1 \text{ dan/m}$

1-3) vérifications à la résistance :

La vérification à la résistance à ce stade se fait avec les charges définies précédemment avec un calcul élastique afin d'éviter une plastification de l'acier, qui entrainerait des déformations trop importantes.

a) Détermination de la classe de la section (IPE140) :

- **âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 \xi = 72 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

- **semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6,9} = 7,28 < 10 \xi = 10 \implies \text{la semelle est de classe - 1-}$$

l'IPE140 est de classe 1

b) vérification de l'effort de tranchant :

Condition à vérifier : $V_{ysd} \leq V_{plyRd}$

$$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2} ; \text{ la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} ; \text{ la résistance plastique au cisaillement de la section.}$$

A_{vz} ; l'aire de cisaillement de la section

AN:

$$V_{sd} = \frac{459,58 \times 4}{2} = 919,16 \text{ dan}$$

$$V_{plyRd} = \frac{7,64 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 9423,68 \text{ dan}$$

$$V_{sd} < V_{plyRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

c) vérifications du moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{cRd} ; (M_{cRd} = M_{elyRd})$.

Avec :

$$M_{sd} : \text{ la valeur de calcul du moment fléchissant de la section ; } M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8}$$

$$M_{elyRd} : \text{ le moment de résistance élastique de la section ; } M_{elyRd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

W_{ely} : le module élastique de la section.

Donc :

$$M_{sd} = \frac{459,58 \times 4^2}{8} = 919,16 \text{ dan.m}$$

$$M_{elyRd} = \frac{77,32 \times 2350}{1,1} = 1651,84 \text{ dan.m}$$

$$M_{sd} < M_{elyRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

1-4) Vérification à l'ELS :

Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{329,1 \times 400^4 \times 10^{-2}}{2,1 \cdot 10^6 \times 541,2} = 0,96 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{400}{300} = 1,33 \text{ cm}$$

$$f_{max} < f_{adm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

1-5) Vérification au déversement :

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

L'IPE140 est vérifié au stade de montage.

2-Vérification au stade finale (après la prise du béton) :

Par opposition au stade de montage, les vérifications doivent être effectuées après le durcissement du béton pour la dalle mixte qui assure la résistance.

2-1) Plancher étage courant :

2-1-1) Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

- Revêtement en carrelage.....40dan/m²
- Mortier de pose.....40dan/m²
- Couche de sable.....36dan/m²
- Dalle en béton armé.....200dan/m²
- Faux plafond.....20 dan/m²
- Tôle d'acier nervurée(TN40).....10 dan/m²
- Solive.....12,9 dan/m

$G_{EC} = 365,82 \text{ dan/m}$

b) les charges variables:

- charge d'exploitation $Q_{EC} = 150 \times 1,02 = 153 \text{ dan/m}$

2 1-2) combinaisons d'action :

ELU	ELS
$q_{sd} = 1,35G_{EC} + 1,5Q_{EC}$ $q_{sd} = 723,357 \text{ dan/m}$	$q_{sd} = G_{EC} + Q_{EC}$ $q_{sd} = 518,82 \text{ dan/m}$

2-1-3-) caractéristiques de la dalle mixte :

a) calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

$b_{eff} = \min (2x \frac{l_0}{8} ; e)$

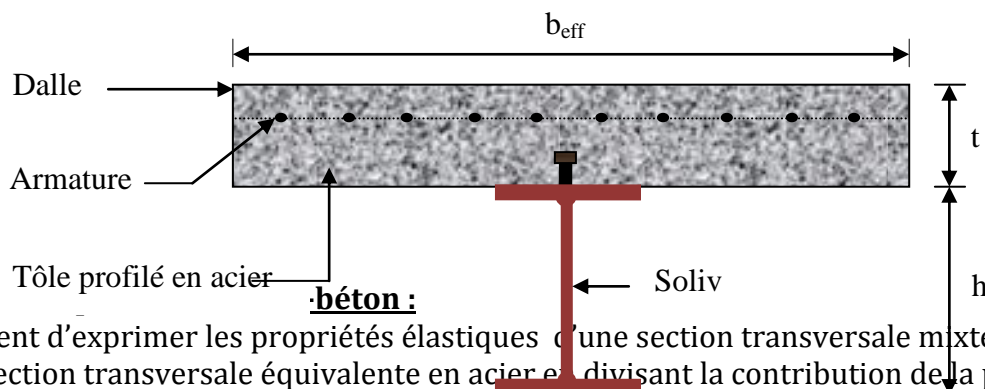
Avec :

$l_0 = l$: la longueur de solive ; $l = 4 \text{ m}$

e : entres axes des solives ; $e = 1,02 \text{ m}$

Donc :

$b_{eff} = \min (2x \frac{4}{8} ; 1,02) \implies b_{eff} = 1 \text{ m}$



b) Sect

béton :

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton B par un coefficient d'équivalence n.

$S = A + \frac{B}{n}$

Figure V.3 : Largeur participante de la

Avec :

A : section de l'IPE140 ; A=16,43cm²

B : section de la dalle en béton ; B=t x b_{eff}= 7,52 x100=752cm²

N : coefficient d'équivalence ; $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{1,4 \times 10^5} = 15$

$$S=16,43 + \frac{752}{15} = 66,56 \text{ cm}^2$$

2-1-4) vérifications à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{plyRd}$

Avec :

$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}$; la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$; la résistance plastique au cisaillement de la section.

A_v, l'aire de cisaillement de la section.

AN:

$$V_{sd} = \frac{723,357 \times 4}{2} = 1446,714 \text{ dan}$$

$$V_{plyRd} = \frac{9,66 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 11914,93 \text{ dan}$$

$V_{sd} < V_{plyRd}$OK

b) vérification du moment fléchissant:

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$ ($M_{c,Rd} = M_{plyRd}$).

• $M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} = \frac{723,357 \times 4^2}{8} = 1446,714 \text{ dan.m}$

Calcul de la distance de l'axe neutre plastique a la fibre supérieure du béton (z) :

- **Résistance de la section en acier :**

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{16,43 \times 2350}{1,1} = 35100,45 \text{ daN}$$

-Résistance de la section du béton

$$F_b = \frac{0,85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

h_c : hauteur de la dalle seul ; h_c= 0,94t= 0,94x8 =7,52cm

$$F_b = \frac{0,85 \times 1000 \times 7,52 \times 25}{1,5} = 106533,33 \text{ daN.}$$

F_b > F_a , donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

$$F_a = F_b \implies Z = \frac{A_a \times f_y}{\frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}}$$

Avec:

F_a : résistance plastique du profilé en traction.

F_b : résistance plastique de la dalle de compression.

f_y = 235N/mm² ; f_{ck} = fc28 = 25N/mm²; γ_a =1,1 ; γ_b=1,5

$$Z = \frac{\frac{16,43 \times 10^2 \times 235}{1,1}}{\frac{0,85 \times 1000 \times 25}{1,5}}$$

Z= 24,78mm

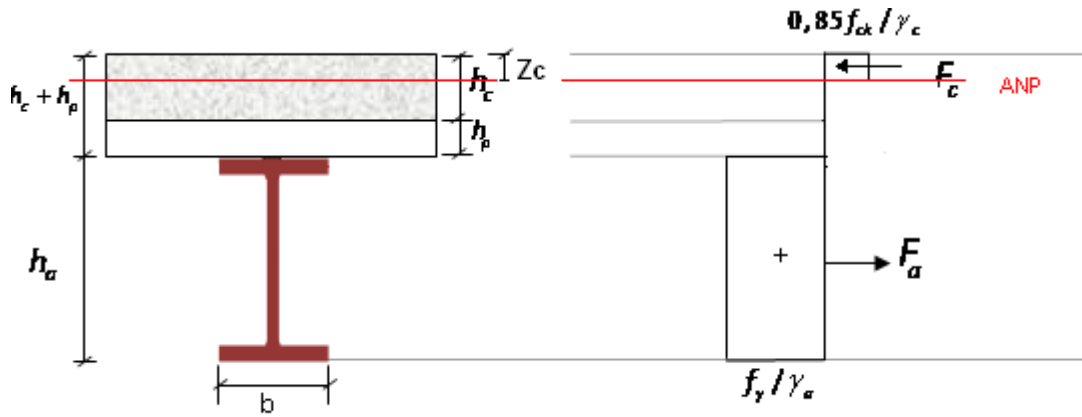


Figure V.4 : Répartition des contraintes plastiques

- Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{PlyRd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

Avec :

h : hauteur totale du profilé

t : épaisseur totale de la dalle (tôle + béton)

Donc :

$$M_{PlyRd} = \frac{16,43 \times 10^2 \times 235}{1,1} \left(\frac{14}{2} + 7,52 + 0,48 - 2,48/2 \right) = 4829,822 \text{ dan.m}$$

$M_{sd} < M_{PlyRd}$ **ok**

2-1-5) Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{adm}$

- Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

I_A : inertie propre de l'IPE ; $I_A = 541,2 \text{ cm}^4$

h_c : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 0,94t = 0,94 \times 8 = 7,52 \text{ cm}$

I_B : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{100 \times 7,52^3}{12} = 3543,825 \text{ cm}^4$

d : distance du centre de gravité du profilé (G_A) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

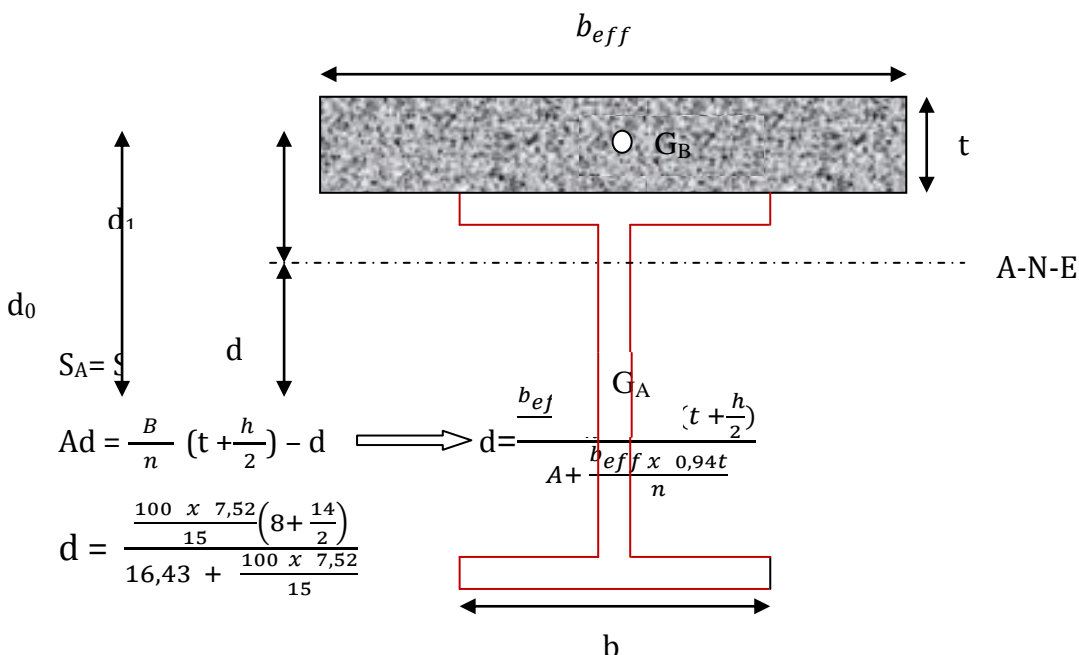


Figure V.5 : position de l'axe neutre

$$d = 11,30\text{cm}$$

Donc:

$$I_y = 541,2 + 16,43 \times (11,3)^2 + \frac{100 \times 7,52^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 7,52}{15} \left(\frac{8+14}{2} - 11,3 \right)^2$$

$$I_y = 2879,914 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{518,82 \times 10^{-2} \times 400^4}{2,1 \times 10^6 \times 2879,914} = 0,29\text{cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = \frac{400}{300} = 1,33\text{cm}$$

$$f_{\max} < f_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{ok}$$

2-1-6) Calcul des contraintes dans la section mixte :

Calcul de $W_{pl,y}$:

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl,y} = \frac{M_{pl,y}}{\frac{f_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{4829,822 \times 10^4}{\frac{235}{1,1}} \times 10^{-3} = 266,077 \text{ Cm}^3$$

a- Dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{pl,y}} = \frac{1446,714 \times 10^4}{15 \times 266,077 \times 10^3} = + 3,62 \text{ Mpa}$$

b- Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = - \frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} = \frac{1446,714 \times 10^4}{266,077 \times 10^3} = - 54,37 \text{ Mpa}$$

2-1-7) Calcul des contraintes additionnelles dues au retrait :

1- Effort de retrait :

$$N_r = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_a \times A_a} + \frac{1}{E_b \times A_b}} = \frac{2 \times 10^{-4}}{\frac{1}{21000 \times 1643} + \frac{1}{14000 \times 75200}} = 51973,070\text{N}$$

2-Moment de retrait :

$$M_r = N_r \times d_0 = 51973,070 \times 0,1124 = 5841,773\text{N.m}$$

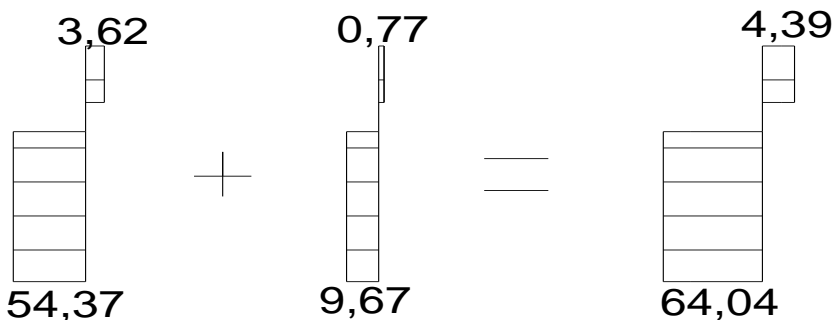
3- Les contraintes dues au retrait:

a- Dans le béton :

$$\sigma_{br} = - \frac{N_r}{A_b} + \frac{M_r}{n \times W_{pl,y}} = - \frac{51973,070}{75200} + \frac{5841,773 \times 10^3}{15 \times 266,077 \times 10^3} = 0,77\text{Mpa}$$

b- Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = - \frac{N_r}{A_a} + \frac{M_r}{W_{pl,y}} = - \frac{51973,070}{1643} + \frac{5841,773 \times 10^3}{266,077 \times 10^3} = - 9,67\text{MPa}$$



2-2) Plancher terrasse :

2-2-1) évaluation des charges :

a) Charges permanentes :

- Couche de gravillon.....85 daN/m²
- Etanchéité multi couches.....12 daN/m²
- Forme en pente.....110 daN/m²
- Isolation thermique (liège).....16 daN/m²
- Dalle en béton armé.....200 daN/m²
- Faux plafond.....20 daN/m²
- Tôle d'acier nervurée(TN40).....10 daN/m²
- Solive12,9daN/m

$$G_{EC} = (453 \times 1,02) + 12,9 = 474,96 \text{ dan/m}$$

b) les charges variables:

- charge d'exploitation $Q_t = 150 \times 1,02 = 153 \text{ dan/m}$
- charge de neige $N = 81,6 \text{ dan/m}$
- charge du vent $W = 107,740 \text{ dan/m}$

2-2-2) combinaison d'action :

ELU	ELS
$q_{sd} = 1,35G_t + 1,5W + 1,5 \times 0,67 \times Q_t + 1,5 \times 0,6 \times S$ $q_{sd} = 1030,011 \text{ dan/m}$	$q_{sd} = G_t + W + 0,67 \times Q_t + 0,6 \times S$ $q_{sd} = 734,17 \text{ dan/m}$

2-2-3) Vérification à l'ELU :

a) vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{ysd} \leq V_{plyRd}$

Avec :

$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}$; la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{PlyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$; la résistance plastique au cisaillement de la section.

A_v ; l'aire de cisaillement de la section.

AN:

$$V_{sd} = \frac{1030,011 \times 4}{2} = 2060,022 \text{ dan}$$

$$V_{PlyRd} = \frac{9,66 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 11914,93 \text{ dan}$$

$$V_{sd} < V_{PlyRd} \dots \dots \dots \text{OK}$$

b) vérification du moment fléchissant:

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c,Rd} = (M_{cRd} = M_{plyRd})$.

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8} = \frac{1030,011 \times 4^2}{8} = 2060,022 \text{ dan.m}$$

$$M_{PlyRd} = \frac{16,43 \times 10^2 \times 235}{1,1} \left(\frac{14}{2} + 7,52 + 0,48 - 2,48/2 \right) = 4829,822 \text{ dan.m}$$

$$M_{sd} < M_{PlyRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

2-2-4) vérification de la rigidité : $f_{max} \leq f_{adm}$

• Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I_y = 2879,914 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{734,17 \times 10^{-2} \times 400^4}{2,1 \times 10^6 \times 2879,914} = 0,4 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = \frac{400}{300} = 1,33 \text{ cm}$$

$f_{\max} < f_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{ok}$

2-2-5) Calcul des contraintes dans la section mixte :

a- Dans le béton :

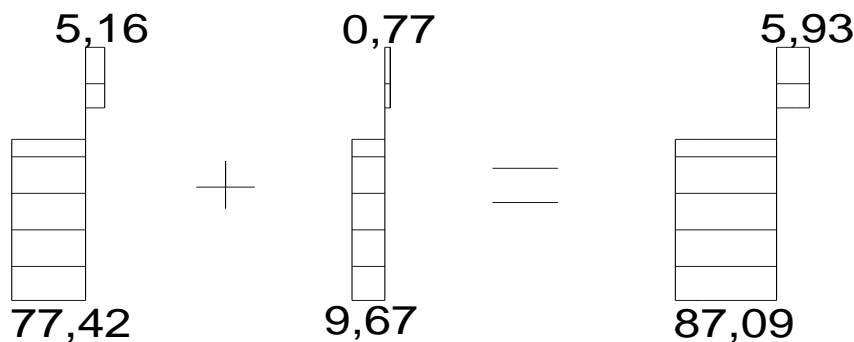
$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{pl,y}} = \frac{2060,022 \times 10^4}{15 \times 266,077 \times 10^3} = + 5,16 \text{ Mpa}$$

b- Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = - \frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} = \frac{2060,022 \times 10^4}{266,077 \times 10^3} = - 77,42 \text{ Mpa}$$

2-2-6) Calcul des contraintes additionnelles dues au retrait :(voir 2-1-6)

$\sigma_{br} = 0,77 \text{ Mpa}$
 $\sigma_{ar} = - 9,67 \text{ Mpa}$



V-3-2-5) Calcul de la connexion Acier-béton :

La connexion entre la dalle en béton et la poutre métallique est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi leur séparation (le soulèvement de la dalle).

a) les types de connecteurs :

Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories

Equerres en acier façonné à froid : il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage au pistolet. Ils sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiments.

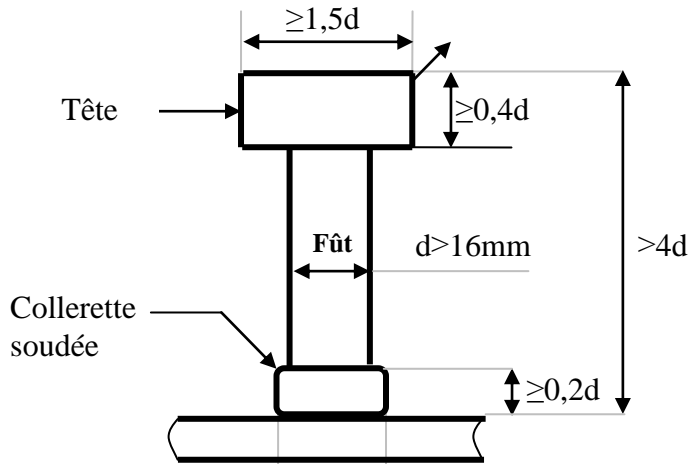
Butées : il s'agit de connecteurs rigides, soudés sur la poutre métallique.

Goujons à tête : il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. L'emploi des goujons à tête est cependant le plus courant grâce à sa facilité et sa rapidité de pose, de plus ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution de l'effort rasant en raison de leur flexibilité

b) Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4 :

- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.
- Le diamètre ne doit pas être inférieur à 1,25d.
- La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à 0,20d ni la hauteur minimale inférieure à [0,15×d].
- Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins 1,5d et d'une hauteur d'au moins 0,4 d, où d est le diamètre du fût du goujon.

Les autres dimensions sont montres sur la figure suivante :



On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles: de hauteur $h=75\text{mm}$ et de diamètre du fût $d=16\text{mm}$

C) calcul Figure VI-6 : Dimensions minimales des goujons

$$n \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

V_l : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{Rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

C-1) Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd1} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \times k_t \\ P_{Rd2} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \times k_t \end{array} \right.$$

Où l'on désigne par :

$d= 16\text{mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$F_u=430\text{N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$F_{ck}=25\text{ Mpa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$E_{cm}=29 \times 10^3\text{ N/mm}^2$: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$h/d=75/16=4,68 > 4$, donc $\alpha=1$.

$h =75\text{mm}$: La hauteur hors-tout du goujon.

$\gamma_v = 1.25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

K_t : Coefficient minorateur donné par l'expression suivant ; Les nervures de la tôle sont perpendiculaires à l'axe de la poutre.

$$K_t = \frac{0,7 b}{\sqrt{N r} h p} \left[\frac{h}{h p} - 1 \right] = \frac{0,7 \times 102}{\sqrt{1} \times 40} \left[\frac{75}{40} - 1 \right] = 1,56 > 1, \text{ donc } K_t = 1$$

AN :

$$P_{rd1} = 0,8 \times 430 \times \frac{3,14 \times 16^2}{4} \times \frac{1}{1,25} \times 1 = 55304,192\text{ N}$$

$$P_{rd2} = 0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{25 \times 29,103} \times \frac{1}{1,25} \times 1 = 50570,465\text{ N}$$

$$P_{rd} = \min (P_{rd1}, P_{rd2}) = 50570,465\text{ N.}$$

C-2) Calcul de l'effort rasant :

$$V_1 = \min \begin{cases} V_1^1 = F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{16,43 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 351004,5 \text{ N} \\ V_1^2 = F_c = 0,85 X \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 1000 \times 75,2 = 1065333 \text{ N} \end{cases}$$

$$V_1 = F_a = 351004,5 \text{ N}$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égale à la distance séparant la section d'appuis (V_{max}) et la section à mi travée (M_{max}).

$$l_{\text{cr}} = l/2 = 4000/2 = 2000 \text{ mm}$$

Par unité de longueur, l'effort rasant est de :

$$V_1 = V/l_{\text{cr}} = 351004,5 / 2000 = 175,5 \text{ N/mm}^2$$

Le nombre de connecteurs pour une connexion complète :

$$n \geq \frac{V_1}{P_{Rd}}$$

$$N \geq 351004,5 / 50570,465 = 6,94 \text{ donc } 7 \text{ connecteurs ;}$$

Pour toute la poutre, on aura besoin de 14 connecteurs.

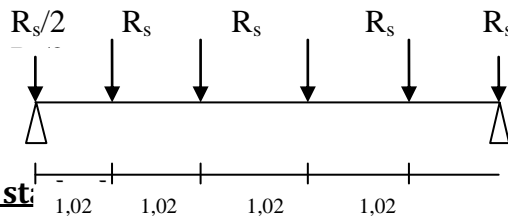
Espacement entre connecteur :

$$e = l/n = 400/14 = 28,57 \text{ soit } 30 \text{ Cm}$$

V.3.3- Etude des poutres secondaires:

Puisque les solives (IPE 140) sont vérifiées, alors les poutres secondaires (IPE 200) sont automatiquement vérifiées car elles reprennent les mêmes charges verticales que les solives.

V.3.4- Etude des poutres maitresses :



1- Vérification au st:

1.1- Calcul de la réa

Schéma statique d'une poutre maitresse

ives R_s :

La réaction des poutres

$$R_s = q_{sd} \times \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} \right)$$

par la formule suivante :

ELU	ELS
$q_{sd} = 459,6 \text{ daN/m}$	$q_{sd} = 329,1 \text{ daN/m}$
$R_s = 1631,58 \text{ daN}$	$R_s = 1168,305 \text{ daN}$

1.2- Calcul de la charge équivalente q_{eq} : IPE220

q_{eq}

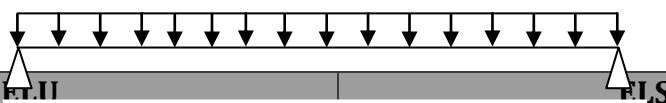


Schéma statique d'un sommier équivalent

$q_{\text{eq}} = \frac{R_s}{e}$	
$q_{\text{eq}} = 1599,588 \text{ dan}$	$q_{\text{eq}} = 1145,397 \text{ dan}$

1.3- Vérifications à la résistance :

a- Vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{ysd} \leq V_{elyRd}$

$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}$; la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{elyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$; la résistance plastique au cisaillement de la section.

A_{vz} : l'aire de cisaillement de la section

AN:

$$V_{sd} = \frac{1599,588 \times 5,1}{2} = 4078,949 \text{ dan}$$

$$V_{plyRd} = \frac{15,88 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 19584,87 \text{ dan}$$

$$V_{sd} < V_{plyRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

b- Vérifications du moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c.Rd} = (M_{cRd} = M_{elyRd})$.

Avec :

M_{sd} : la valeur de calcul du moment fléchissant de la section ; $M_{sd} = \frac{q_{sd} \times l^2}{8}$

M_{elyRd} : le moment de résistance élastique de la section ; $M_{elyRd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$

W_{ely} : le module élastique de la section.

Donc :

$$M_{sd} = \frac{1599,588 \times 5,1^2}{8} = 5200,660 \text{ dan.m}$$

$$M_{elyRd} = \frac{252 \times 2350}{1,1} = 5383,636 \text{ dan.m}$$

$$M_{sd} < M_{elyRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

1.4- Vérification à l'ELS :

Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{1145,397 \times 510^4 \times 10^{-2}}{2,1 \times 10^6 \times 2772} = 1,73 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{510}{300} = 1,7 \text{ cm}$$

$f_{max} > f_{adm}$, la condition de rigidité n'est pas vérifiée

On opte pour un IPE240, $I_y = 3892 \text{ Cm}^2$.

1.5- Vérification au déversement : IPE 240

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

Donc l'IPE 240 est vérifiés au stade de montage.

2- Vérification au stade finale :

2.1- Calcul de la réaction des poutres maitresses sur les solives R_s :

$$R_s = q_{sd} \times \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} \right)$$

ELU	ELS
$q_{sd} = 1030,011 \text{ dan / m}$	$q_{sd} = 734,17 \text{ daN/m}$
$R_s = 3656,539 \text{ dan}$	$R_s = 2606,303 \text{ dan}$

2.2- Calcul de la charge équivalente q_{eq} :

ELU	ELS
$q_{eq} = \frac{R_s}{e}$	$q_{eq} = \frac{R_s}{e}$

$$q_{eq}=3584,842 \text{ dan}$$

$$q_{eq}=2555,199 \text{ dan}$$

2.3- Caractéristiques de la dalle mixte :

a- Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

$$b_{eff} = \min \left(2x \frac{l_0}{8} ; e \right)$$

Avec :

$l_0 = l$: la longueur de la poutre maitresse ; $l = 5,1 \text{ m}$

e : entres axes des poutres maitresses ; $e = 4 \text{ m}$

Donc :

$$b_{eff} = \min \left(2 \times \frac{5,1}{8} ; 4 \right) \implies b_{eff} = 1,275 \text{ m}$$

b- Section équivalente acier-béton :

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton B par un coefficient d'équivalence n.

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec :

A : section de l'IPE0 240 ; $A = 39,1 \text{ cm}^2$

B : section de la dalle en béton ; $B = t \times b_{eff} = 8 \times 127,5 = 1020 \text{ cm}^2$

n : coefficient d'équivalence ; $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{1,4 \times 10^5} = 15$

$$S = 39,1 + \frac{1020}{15} = 107,1 \text{ cm}^2$$

2.4- Vérifications à l'ELU :

a- Vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{plyRd}$

Avec :

$V_{sd} = \frac{q_{sd} \times l}{2}$; la valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$; la résistance plastique au cisaillement de la section.

A_v ; l'aire de cisaillement de la section.

AN:

$$V_{sd} = \frac{3584,842 \times 5,1}{2} = 9142,347 \text{ dan}$$

$$V_{plyRd} = \frac{19,14 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 23635,838 \text{ dan}$$

$V_{sd} < V_{plyRd}$ OK

b- Vérification du moment fléchissant:

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c,Rd} = (M_{c,Rd} = M_{plyRd})$.

$$\bullet \quad M_{sd} = \frac{q_{sd} \times L^2}{8} = \frac{3584,842 \times 5,1^2}{8} = 11655,217 \text{ dan.m}$$

➤ Calcul de la distance de l'axe neutre plastique a la fibre supérieure du béton (z) :

- Résistance de la section en acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{39,1 \times 2350}{1,1} = 83531,82 \text{ dan}$$

- Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b}$$

h_c : hauteur de la dalle seul ; $h_c = 0,94t = 0,94 \times 8 = 7,52 \text{ cm}$

$$F_b = \frac{0,85 \times 1275 \times 7,52 \times 25}{1,5} = 135830 \text{ daN.}$$

$F_b > F_a$, donc l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

$$Z = \frac{F_a}{F_b} = \frac{\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a}}{\frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}}$$

Avec:

F_a : résistance plastique du profilé en traction.

F_b : résistance plastique de la dalle de compression.

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$; $f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$; $\gamma_a = 1,1$; $\gamma_b = 1,5$

$$Z = \frac{\frac{39,1 \times 10^2 \times 235}{1,1}}{\frac{0,85 \times 1275 \times 25}{1,5}}$$

$Z = 46,25 \text{ mm}$

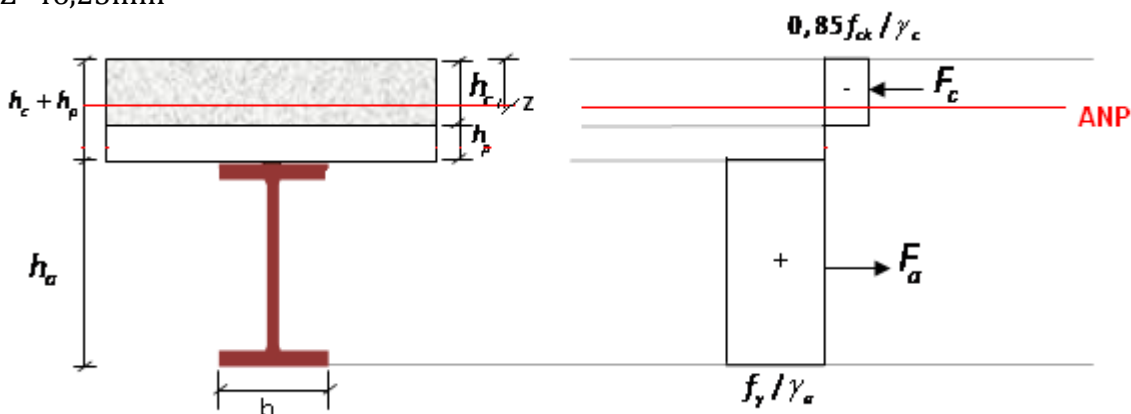


figure V.7: Repartition des contraintes plastiques

- Le moment de résistance plastique est donné par la formule suivante :

$$M_{PlyRd} = F_a \left(\frac{h}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

Avec :

h : hauteur totale du profilé

t : épaisseur totale de la dalle (tôle + béton)

Donc :

$$M_{PlyRd} = \frac{39,1 \times 10^2 \times 235}{1,1} \left(\frac{24}{2} + 7,52 + 0,48 - 4,625/2 \right) = 14774,690 \text{ dan.m}$$

$M_{sd} < M_{PlyRd}$ **ok**

2.5- Vérification à l'ELS: $f_{max} \leq f_{adm}$

- Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I = I_A + A d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

Avec :

I_A : inertie propre de l'IPE ; $I_A = 3892 \text{ cm}^4$

h_c : hauteur de la dalle seule ; $h_c = 0,94t = 0,94 \times 8 = 7,52 \text{ cm}$

I_B : inertie de la section en béton ; $I_B = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{127,5 \times 7,52^3}{12} = 600,848 \text{ cm}^4$

d : distance du centre de gravité du profilé (G_A) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$S_A = S_B$

$$A d = \frac{B}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right) - d \implies d = \frac{\frac{b_{eff} \times 0,94t}{n} \left(t + \frac{h}{2} \right)}{A + \frac{b_{eff} \times 0,94t}{n}}$$

$$d = \frac{\frac{127,5 \times 7,52}{15} \left(8 + \frac{24}{2}\right)}{39,1 + \frac{127,5 \times 7,52}{15}}$$

$$d = 11,17 \text{ cm}$$

Donc:

$$I_y = 3892 + 39,1 \times (11,17)^2 + \frac{127,5 \times 7,52^3}{12 \times 15} + \frac{127,5 \times 7,52}{15} \left(\frac{8+24}{2} - 11,17\right)^2$$

$$I_y = 10562,872 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = -\frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = -\frac{5}{384} \times \frac{2555,199 \times 10^{-2} \times 510^4}{2,1 \times 10^6 \times 10562,872} = 1,01 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{300} = \frac{510}{300} = 1,7 \text{ cm}$$

$$f_{\max} < f_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{ok}$$

L'IPE240 est vérifié au stade final.

2.6- Calcul des contraintes dans la section mixte :

Calcul de $W_{pl,y}$:

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{pl,y} = \frac{M_{pl,y}}{\frac{f_y}{\gamma_{M0}}} = \frac{14774,690 \times 10^4}{\frac{235}{1,1}} \times 10^{-3} = 691,581 \text{ cm}^3$$

c- Dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{sd}}{n \times W_{pl,y}} = \frac{11655,217 \times 10^4}{15 \times 691,581 \times 10^3} = 11,23 \text{ Mpa}$$

d- Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = -\frac{M_{sd}}{W_{pl,y}} = \frac{11655,217 \times 10^4}{691,581 \times 10^3} = -168,53 \text{ Mpa}$$

2.7- Calcul des contraintes additionnelles dues au retrait :

a- Effort de retrait :

$$N_r = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_a \times A_a} + \frac{1}{E_b \times A_b}} = \frac{2 \times 10^{-4}}{\frac{1}{210000 \times 3910} + \frac{1}{14000 \times 1275 \times 75,2}} = 101892,277 \text{ N}$$

b- Moment de retrait :

$$M_r = N_r \times d_0 = 101892,277 \times 0,162 = 16506,549 \text{ N.m}$$

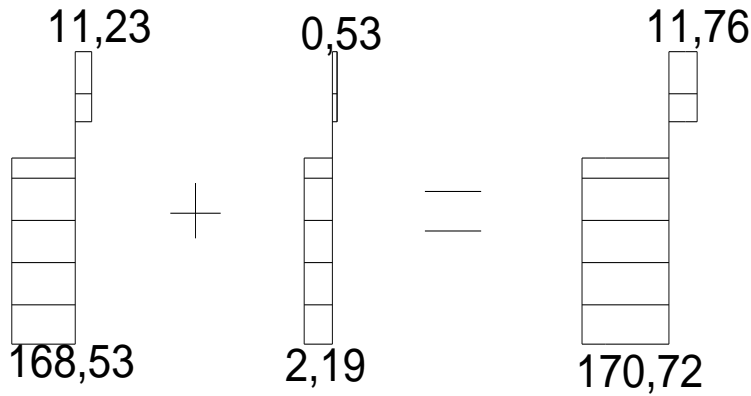
c- Les contraintes dues au retrait:

c- Dans le béton :

$$\sigma_{br} = -\frac{N_r}{A_b} + \frac{M_r}{n \times W_{pl,y}} = -\frac{101892,277}{95880} + \frac{16506,549 \times 10^3}{15 \times 691,581 \times 10^3} = 0,53 \text{ Mpa}$$

d- Dans l'acier :

$$\sigma_{ar} = -\frac{N_r}{A_a} + \frac{M_r}{W_{pl,y}} = -\frac{101892,277}{3910} + \frac{16506,549 \times 10^3}{691,581 \times 10^3} = -2,19 \text{ Mpa}$$



2.7- Calcul de la connexion Acier-béton:

2.7.1- Calcul du Nombre de connecteurs n :

Les sections transversales sont de Classe 1, on utilise une connexion partielle.

On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de déformation des connecteurs.

$$n \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

V_l : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{Rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

a) Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{Rd1} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \times k_t \\ P_{Rd2} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \times k_t \end{array} \right\}$$

Où l'on désigne par :

$d=16\text{mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$f_u=430\text{N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$f_{ck}=25\text{ Mpa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$E_{cm}=29 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$h/d=75/16=4,68>4$, donc $\alpha=1$.

$h=75\text{mm}$: La hauteur hors-tout du goujon.

$\gamma_v = 1.25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

K_t : Coefficient minorateur donné par l'expression suivant ; Les nervures de la tôle sont parallèles à l'axe de la poutre.

$$K_t = 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) = 0,6 \times \frac{150}{40} \times \left(\frac{75}{40} - 1 \right) = 1,96 > 1, \text{ donc } K_t = 1$$

AN :

$$P_{Rd1} = 0,8 \times 430 \times \frac{3,14 \times 16^2}{4} \times \frac{1}{1,25} \times 1 = 55304,192 \text{ N}$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 29,103} \times \frac{1}{1,25} \times 1 = 50570,465 \text{ N}$$

$$P_{Rd} = \min (P_{Rd1}, P_{Rd2}) = 50570,465 \text{ N.}$$

b) Calcul de l'effort rasant:

$$V_l = \min \left\{ \begin{array}{l} V_l^1 = F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{39,1 \times 23500}{1,1} = 835318,182 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$V_l^2 = F_c = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 1000 \times 75,2 = 1065333N$$

$$V_l = F_c = 835318,182 \text{ N}$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égale à la distance séparant la section d'appuis (V_{max}) et la section à mi travée (M_{max}).

$$l_{cr} = l/2 = 5100/2 = 2550 \text{ mm}$$

Par unité de longueur, l'effort rasant est de :

$$V_l = V/l_{cr} = 835318,182 / 2550 = 327,575 \text{ N/mm.}$$

Le nombre de connecteurs pour une connexion complète :

$$n \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

$$n \geq 835318,182 / 50570,465 = 16,52, \text{ soit } 17 \text{ connecteurs}$$

Donc 34 connecteurs pour toute la poutre.

Espacement entre connecteur :

$$e = l/n = 510/17 = 30 \text{ cm}$$

VI- Etude sismique :

VI.1- Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface et produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qui 'il résiste et présente un degré acceptable de protection des vies humaines et des bien matériels.

Pour cela on applique le règlement parasismique algérien actuel (RPA99 version 2003) pour le calcul des charges sismiques. Les dispositions de ce règlement sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes situées dans toutes les zones à l'exception de la zone 0.

D'après le RPA la détermination des charges sismiques peut se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- Méthode statique équivalente (M.S.E).

VI.2- Choix de la méthode de calcul :

Dans la méthode statique équivalente (MSE), le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme par un système de forces statiques fictives dont les effets seront considérés équivalents aux efforts de l'action sismique et appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Pour appliquer cette méthode, on doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Condition sur la hauteur :**

Celle-ci est en fonction de la zone de sismicité : Le bâtiment ne doit pas dépasser 65 m de hauteur pour les zones I et II et 30 m pour la zone III. Notre bâtiment est implanté à Tizi Ouzou (zone II_a) Sa hauteur totale $h = 19,83 \text{ m} < 65 \text{ m}$**condition vérifiée.**

❖ **Condition de régularité en plan :**

1- notre bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis aux deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des masses que des rigidités.

2- **Condition de l'excentricité :**

À chaque niveau et pour chaque direction du bâtiment la distance entre le centre de gravité « G » et le centre de torsion « T » doit être inférieure ou égale à **15%** de la dimension mesurée perpendiculairement à la direction de la force sismique.

2-1- calcul de la position du centre de gravité G :

$$X_G = \frac{l}{2} = \frac{48,15}{2} = 24,07\text{m} \quad \mathbf{G = (24,07\text{m} ; 6,17\text{m}).}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{A_i} = \frac{3816,090}{618,105} = 6,17\text{m}$$

2-2- calcul de la position du centre de torsion T :

$$X_T = \frac{\sum I_i \cdot X_i}{A_i} = 21,78 \text{ m} \quad \mathbf{T = (24,78\text{m} ; 6,125\text{m}).}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_i \cdot Y_i}{A_i} = 6,125 \text{ m}$$

2-3- calcul de l'excentricité théorique :

Les coordonnées du point d'excentricité réelle sont données par la relation suivante :

$$e_x = X_G - X_T = 24,07 - 21,78 = 2,29\text{m} \leq 15\% l_x = 7,222\text{m}$$

$$e_y = Y_G - Y_T = 6,17 - 6,125 = 0,045\text{m} \leq 15\% l_y = 1,845\text{m}$$

Condition vérifiée

2-4- calcul de l'excentricité accidentelle :

$$e_{\text{accidentelle}} = 5\% l_{\text{max}} = 5\% \cdot 48,15 = 2,407\text{m}$$

Comme l'excentricité accidentelle est plus importante que l'excentricité théorique, elle sera prise pour les calculs à suivre.

3- condition de décrochement :

$$\frac{l_1}{l} = \frac{0,95}{12,30} = 0,07 < 0,25 \implies \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

Où :

L₁ : largeur de décrochement.

L : largeur de bâtiment.

4- condition des ouvertures dans le plancher :

Pour que le plancher soit infiniment rigide il faut que la surface totale des ouvertures ne doit pas dépasser 15% de la surface de plancher.

S_{Ouvertures} ≤ 15% S_{Totale}

S_{Ouvertures} = (2,75. 4,8) x 2 = 26,4m²

S_{Totale} = 48,15. 12,30 = 592,245m²

26,4m² < 0,15(592,245) = 88,83m² ⇒ Condition vérifiée

Conclusion : toutes les conditions sont vérifiées donc le bâtiment est classé régulier en plan.

❖ condition de régularité en élévation :

- On a un système en portique continue de bas vers le haut.
- Les masses et les rigidités sont constantes.
- Pas de décrochement en élévation.

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en élévation.

→ Toutes les conditions sont satisfaites donc la méthode statique équivalente (MSE) est applicable.

VI.3- Calcul de la force sismique :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots 4.1 \text{page 38 de RPA.}$$

VI.3.1- Détermination du Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération des zones est choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement ou menacé par lui.

Notre structure se situe en zone sismique (II-A).groupe d'usage de bâtiment (groupe 2), Donc : **A = 0,25.**

VI.3.2- Détermination du Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen donné en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} 2,5.\eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5.\eta.\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5.\eta.\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}.\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \rightarrow T \leq 3s \end{cases} \dots\dots\dots 4.2 \text{ P39 de RPA.}$$

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par le tab 4.7 p 49

Site S₃ : **T₂ = 0,4**

η : Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \dots\dots\dots 4.3 \text{ P 39 de RPA}$$

ξ : le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, de type de structure et de l'importance de remplissage. Ses valeurs sont données par le tab 4.2 p 39, dans notre cas on a un portique en acier et un remplissage dense : **ξ = 5%**

D'où : **η = 1.**

T : la période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T . h_N^{3/4} \dots\dots\dots 4.6 \text{ P46 de RPA.}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau **h_N = 19,83m.**

C_T : coefficient, il est en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tab 4.6 p 46 : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie (**C_T = 0,05**)

D'où **T₁ = 0,46s**

➤ **Remarque :**

Pour notre système de contreventement on peut également utiliser une autre formule pour le calcul de la période :

$$T = \frac{0,09 \cdot H_N}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots 4.7 \text{ p 46 de RPA}$$

Où H_N et B désignent la hauteur et la largeur du bâtiment respectivement.

Le RPA propose de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

▪ **Sens longitudinal :**

$$T_2 = \frac{0,09 \cdot H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \cdot 19,83}{\sqrt{48,15}} = 0,25s$$

$$T_x = \min (0,25s ; 0,46s) = 0,25s ; D_x = 2,5$$

▪ **Sens transversal :**

$$T_2 = \frac{0,09 \cdot H_N}{\sqrt{D}} = \frac{0,09 \cdot 19,83}{\sqrt{12,30}} = 0,49s$$

$$T_y = \min(0,46s; 0,49s) = 0,46s; D_y = 2,28$$

VI.3.3- Détermination du Coefficient de comportement global de la structure R :

Sa valeur est donnée par le **tableau 4.3** en fonction du système de contreventement.

-**Sens longitudinal** : l'ossature est contreventée par des cadres ductiles : $R_L=6$

-**Sens transversal** : l'ossature est contreventée par des cadres ductiles : $R_T=6$

VI.3.4- Détermination du Facteur de qualité Q :

Facteur de qualité il est donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots \dots \dots \mathbf{4.4p46 \text{ de RPA}}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA 99.

❖ Les critères de qualité "q_i" à vérifier sont :

1- Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

• **Sens X**: 4 files, chaque file comporte 14 travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{l_{i+1}}{l} = \frac{4,00}{3,05} = 1,3 < 1,5 \implies \text{Critère observé : } p_1=0,00$$

• **Sens-Y**: 15 files, chaque file comporte 14 travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{l_{i+1}}{l} = \frac{5,1}{1,8} = 2,83 > 1,5 \implies \text{Critère non observé : } p_1=0,05$$

2- Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. Pour notre cas on a :

• **Sens X** : on a quatre files de portique dans le rapport est :

$$\frac{l_{i+1}}{l} = \frac{5,1}{1,8} = 2,83 > 1,5 \implies \text{Critère non observé : } p_2=0,05$$

• **Sens y** : on a 15 files de portique dans le rapport est :

$$\frac{l_{i+1}}{l} = \frac{4}{3,05} = 1,3 < 1,5 \implies \text{Critère observé : } p_2=0,00$$

3- Régularité en plan :

La structure est classée régulière en plan dans les deux sens :

Critère observé : $p_3=0,00$

4- Régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation dans les deux sens :

Critère observé : $p_4=0,00$

5- Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise : Critère observé : $p_5=0,00$

6- Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux :

Donc : Critère observé : $p_6=0,00$

$$Q_x = 1 + (0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1,05$$

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1,05$$

VI.3.4- Poids total de la structure W :

Le poids total W de la structure égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau :

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

Avec :

• 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 de l'RPA.

Dans notre cas : $\beta = 0,20$ (Bâtiments d'habitation).

a- évaluation des charges :

a-1- charges permanentes par niveaux :

- Poids des poteaux HEA300.....17112, 54dan
- Poids des solives IPE140.....5590, 215dan
- Poids des poutres secondaires(IPE200).....4314, 240dan
- Poids des poutres principales (IPE240).....9297,495dan
- Poids des escaliers.....9630,792dan
- Poids du RDC ,1^{er}étage et 2^{ème} étage205570,710dan
- Poids du 3^{ème}et 4^{ème}étage210470,070dan
- Poids du plancher terrasse.....275557,635dan
- Poids de l'acrotère18135dan

➤ Poids des cloisons et accessoires :

- RDC.....201717, 398dan
- 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage.....193747, 378dan
- 4^{ème} et 5^{ème}étage193813,707dan

a-2 Charge d'exploitation par niveau :

- Plancher terrasse inaccessible59224,5dan
- Plancher courant88836,75dan
- escaliers.....7012,500 dan

b- charges totales :

Niveaux	W_{Gi} (dan)	W_{Qi} (dan)	βW_{Qi} (dan)	W_i (dan)
RDC	453233,390	95849,250	19169,850	472403,240
1^{er}étage	445263,370	95849,250	19169,850	464433,220
2^{ème}étage	445263,370	95849,250	19169,850	464433,220
3^{ème}étage	450162,730	95849,250	19169,850	469332,580
4^{ème}étage	450229,059	95849,250	19169,850	469398,909
5^{ème}étage	533451,624	66237	13247,400	546699,024
totales	2777603,543	545483,250	109096,650	2886700,193

-la force

sismique totale :

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

	Sens transversal	Sens longitudinal
<i>A</i>	0,25	0,25
<i>D</i>	2,28	2,5
<i>Q</i>	1,05	1,05
<i>R</i>	6	6

W (t)	2886,700	2886,700
V (t)	287,948	315,732

VI.4- Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur :

La résultante des forces sismiques **V** à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

Avec:

F_t : Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures des vibrations (la force Fouad), elle est donnée par la formule suivante :

$F_t = 0,07.T.V$Pour $T > 0,7s$

$F_t = 0$Pour $T \leq 0,7s$

On a $T=0,46s < 0,7s$ donc $F_t=0$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum W_j \times h_j} \times W_i \times h_i$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j

$$F_t = 0 \Rightarrow F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \times h_j}$$

Sens longitudinal : V=315,732				
niveau	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_j \times h_j$	F_i
RDC	472,403	3,23	1524,861	14,473

1 ^{er} étage	464,433	6,46	3000,237	28,476
2 ^{eme} étage	464,433	9,69	4500,355	42,714
3 ^{eme} étage	469,332	12,92	6063,769	57,553
4 ^{eme} étage	469,398	16,15	7580,777	71,952
5 ^{eme} étage	546,699	19,38	10595,026	100,561

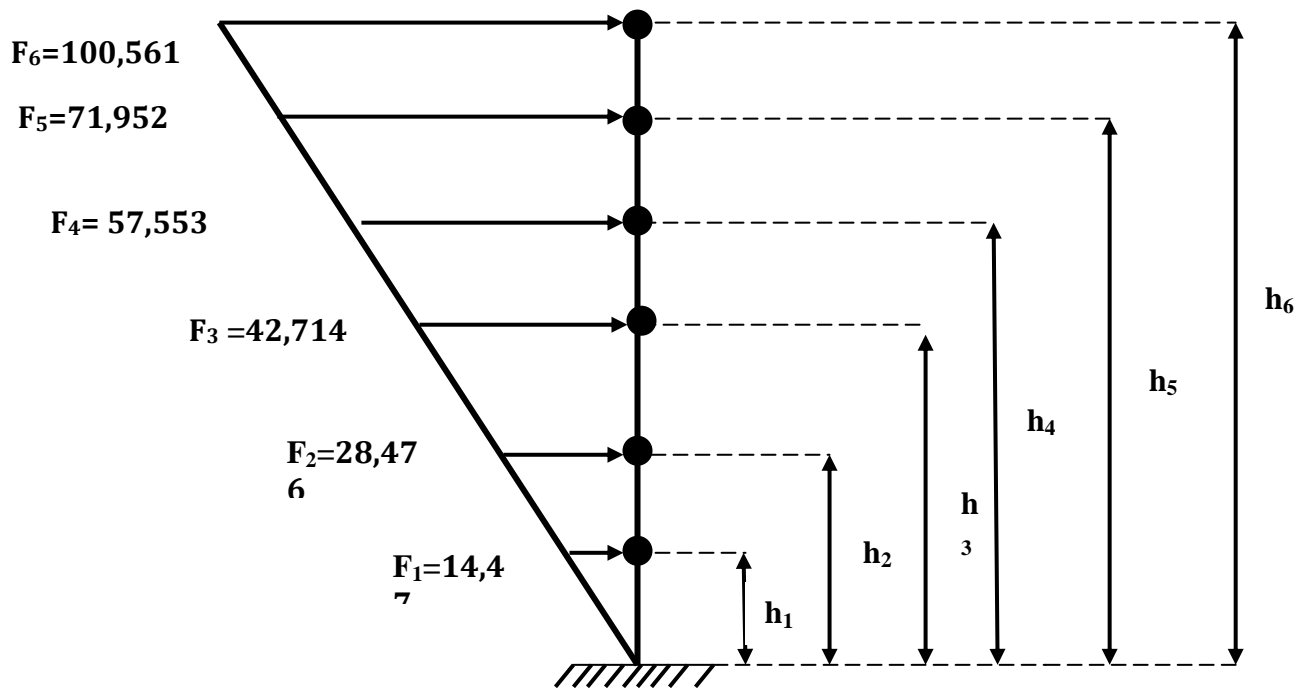


Figure VI-01 : la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur

Sens transversal : $V=287,948$				
niveau	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$	$W_j \times h_j$	F_i
RDC	472,403	3,23	1524,861	13,19
1 ^{er} étage	464,433	6,46	3000,237	25,970
2 ^{eme} étage	464,433	9,69	4500,355	38,955
3 ^{eme} étage	469,332	12,92	6063,769	52,489

4 ^{ème} étage	469,398	16,15	7580,777	65,620
5 ^{ème} étage	546,699	19,38	10595,026	91,712

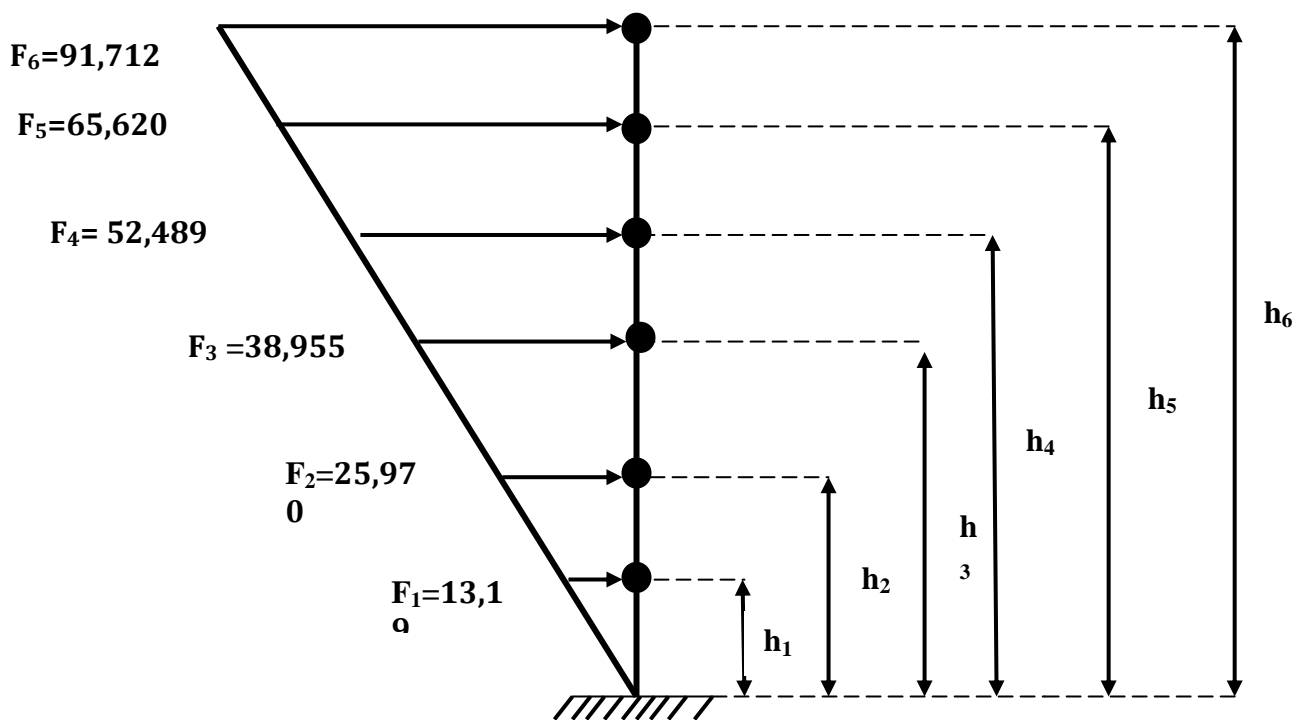


Figure VI-01 : la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur.

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

V_k : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.

Résultats des efforts tranchants à chaque niveau sont donnés sur le tableau suivant :

sens transversal		
niveaux	$F_i(\text{tonne})$	$V_k(\text{tonne})$
RDC	13,199	287,948
1er étage	25,970	261,978
2^{ème} étage	38,955	223,023
3^{ème} étage	52,489	168,534
4^{ème} étage	65,620	102,914
5^{ème} étage	91,712	11,202
sens longitudinal		
niveaux	$F_i(\text{tonne})$	$V_k(\text{tonne})$
RDC	14,473	315,732
1er étage	28,476	287,256
2^{ème} étage	42,714	244,542
3^{ème} étage	57,553	186,989
4^{ème} étage	71,952	115,037
5^{ème} étage	100,561	14,476

VI.6- Répartition de la charge sismique suivant les portiques :

L'effort tranchant du niveau j est distribué sur les différentes files porteuses en fonction de leurs rigidités relatives en tenant compte de l'excentricité (e) entre le centre de masse (G) et le centre de rigidité (T).

La répartition se fait suivant les deux sens comme suit :

a- Sens longitudinal :

$$T_{jx} = \zeta_{jx} \left(\frac{R_{jx}}{\sum R_{jx}} \right) + \zeta_{jx} \left(\frac{R_{jx} \times e_y \times Y_T}{R_{j\theta}} \right) ;$$

b- Sens transversal :

$$T_{jx} = \zeta_{jy} \left(\frac{R_{jy}}{\sum R_{jy}} \right) + \zeta_{jy} \left(\frac{R_{jy} \times e_x \times X_T}{R_{j\theta}} \right) ;$$

Avec :

ζ_j : Effort sismique du niveau j ;(voir la distribution des forces sismiques selon la hauteur).

R_{jx} : Rigidité relative d'un portique longitudinal du niveau j.

R_{jy} : Rigidité relative d'un portique transversal du niveau j.

(e_x, e_y) : excentricité dans les deux sens .

(X_T, Y_T) : Coordonnées des portiques par rapport au centre de torsion .

$R_{j\theta}$: Rigidité à la torsion du niveau j .

VI.6.1- Calcul des rigidités relatives des portiques :

La rigidité relative d'un portique est donnée par la formule suivante :

$$R_J = \sum r_j^i = \frac{12 \times E}{h_c^2} \sum_{p=1}^{p=n} i_j^p \cdot a_j^p$$

Avec :

E : module d'élasticité de l'acier (E = 2,1. 10⁶ dan/cm²).

hc : hauteur de calcul du poteau.

i_j^p : La rigidité linéaire du poteau, elle est calculée par la formule suivante :

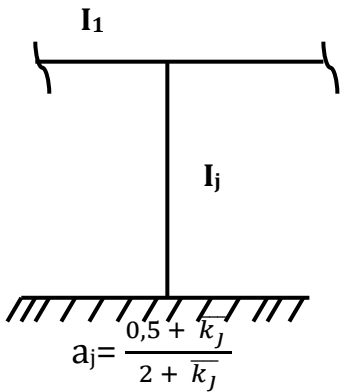
$$i_j^{\text{poteau}} = \frac{I}{h_c}$$

I : moment d'inertie du poteau.

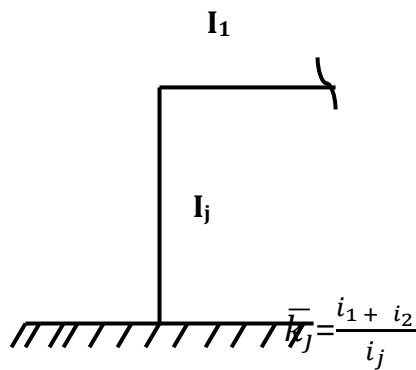
a_j^p : Coefficient donné par MUTO en fonction de la position du poteau et de son inertie :

1-RDC :

Poteau intermédiaire :

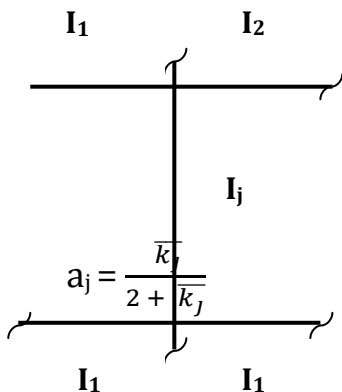


poteau de rive

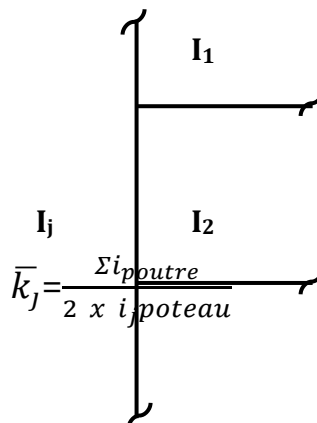


2- étage courant :

Poteau intermédiaire



poteau de rive



❖ Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivants :

1- Sens longitudinal :

niveau	Fille	poteau	I_p cm ⁴	h_c cm	i_j^p cm ³	i_1 cm ³	i_2 cm ³	\bar{K}_j	a_j	$a_j \times i_j^p$ cm ³	
RDC	A	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,36039951	7,15132352	
		2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,44089693	8,74861514	
		3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
		4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
		5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
		6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
		7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,43506028	8,63279998	
		8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,43073833	8,54704037	
		9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,43506028	8,63279998	
		10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
		11	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
		12	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
		13	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
		14	6310	318	19,8427673	6,7	6,85	0,68286846	0,44089693	8,74861514	
		15	6310	318	19,8427673	6,85	0	0,34521395	0,36039951	7,15132352	
	$R_j=31074,0712\text{dan/cm}$										
	B	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,36039951	7,15132352	
		2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,44089693	8,74861514	
		3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
		4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
		5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
		6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
		7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,43506028	8,63279998	
		8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,43073833	8,54704037	
		9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,43506028	8,63279998	
		10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
		11	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
		12	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
		13	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
		14	6310	318	19,8427673	6,7	6,85	0,68286846	0,44089693	8,74861514	
15		6310	318	19,8427673	6,85	0	0,34521395	0,36039951	7,15132352		
$R_j=31074,0712\text{dan/cm}$											

C	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,36039951	7,15132352	
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,44089693	8,74861514	
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,43506028	8,63279998	
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,43073833	8,54704037	
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,43506028	8,63279998	
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
	11	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
	12	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
	13	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
	14	6310	318	19,8427673	6,7	6,85	0,68286846	0,44089693	8,74861514	
	15	6310	318	19,8427673	6,85	0	0,34521395	0,36039951	7,15132352	
$R_j=31074,0712\text{dan/cm}$										
D	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,36039951	7,15132352	
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,44089693	8,74861514	
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,43506028	8,63279998	
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,43073833	8,54704037	
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,43506028	8,63279998	
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
	11	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
	12	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,42323723	8,39819792	
	13	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,42200521	8,37375109	
	14	6310	318	19,8427673	6,7	6,85	0,68286846	0,44089693	8,74861514	
	15	6310	318	19,8427673	6,85	0	0,34521395	0,36039951	7,15132352	
$R_j=16708,999\text{dan/cm}$										
Etage1	A	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
		2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
		3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
		5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
		6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
		8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
		9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
		10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
		12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
		13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
			6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_j=16708,999\text{dan/cm}$										

B	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
		6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$									
C	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$									
D	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$									

Etage 2	A	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
		2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
		3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
		5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
		6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
		8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806	
		9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
		10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
		12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
		13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
		15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	$R_f=16708,999\text{dan/cm}$										
	B	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
		2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
		3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
		5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
		6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
		8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806	
		9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
		10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
		12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
		13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
		15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	$R_f=16708,999\text{dan/cm}$										
	C	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
		2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
		3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
		5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
		6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
		8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806	
		9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
		10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
		12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
		13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
		14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
		15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$											

D	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
		6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$									
A	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$									
B	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$									

Etage 3

C	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806	
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
		6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
$R_j=16708,999\text{dan/cm}$										
D	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806	
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
$R_j=16708,999\text{dan/cm}$										
Etage 4	A	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
		2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
		3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
		5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
		6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
		8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
		9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
		10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
		12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
		13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
		15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_j=16708,999\text{dan/cm}$										

B	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
		6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$									
C	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$									
D	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$									

Etage 5	A	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
		2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
		3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
		5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
		6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
		8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
		9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
		10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
		12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
		13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
			6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$										
B	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806	
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$										
C	1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
	2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
	3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806	
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442	
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226	
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442	
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568	
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
	15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146	
$R_f=16708,999\text{dan/cm}$										

		1	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
		2	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
		3	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
		4	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146

D	5	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	6	6310	318	19,8427673	5,11	6,7	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	7	6310	318	19,8427673	6,7	6,3	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	8	6310	318	19,8427673	6,3	6,3	0,63499208	0,24098443	4,78179806
	9	6310	318	19,8427673	6,3	6,7	0,65515055	0,24674705	4,8961442
	10	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	11	6310	318	19,8427673	0	6,85	0,34521395	0,14719934	2,92084226
	12	6310	318	19,8427673	6,85	6,7	0,68286846	0,25452924	5,05056442
	13	6310	318	19,8427673	6,7	5,11	0,59517908	0,22934027	4,55074568
	14	6310	318	19,8427673	5,11	6,81	0,60072266	0,23098298	4,58334146
	15	6310	318	19,8427673	6,81	5,11	0,60072266	0,23098298	4,58334146
$R_j=16708,999\text{dan/cm}$									

2- Sens transversal :

niveau	Fille	poteau	I_p cm ⁴	h_c cm	i_j^p cm ³	i_1 cm ³	i_2 cm ³	\bar{K}_j	a_j	$a_j \times i_j^p$ cm ³	
RDC	1	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457	
	$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$										
	2	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457	
	$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$										
	3	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457	
	$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$										
	4	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457	
	$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$										
5	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906		
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506		
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293		
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457		
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$											

6	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457	
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$										
7	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	

	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$									
8	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$									
9	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$									
10	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$									
11	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$									
12	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$									
13	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
14	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$									

15	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$									
1	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628

Etage1	2	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	3	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	4	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	5	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	6	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
C		18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344		
D		18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298		
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$											
7	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278		
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628		
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344		
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298		
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$											
8	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278		
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628		
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344		
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298		
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$											

	9	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457	
	$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$										
	10	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457	
	$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$										
	11	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
C		18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344		
D		18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298		
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$											

	12	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	13	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	14	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	15	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
B		18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628		
C		18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344		
D		18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298		
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$											
1	A	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	B	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
D		18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298		
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$											

Etage2	3	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	4	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	5	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	6	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										

7	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
8	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
9	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
10	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									

11	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$									
12	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457
$R_j=21200,6946\text{dan/cm}$									
13	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
14	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
15	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278

Etage3	1	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	2	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	3	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	4	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										

	5	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,29859056	17,3915906	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,4119821	23,9961506	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,41134821	23,9592293	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,29768844	17,3390457	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	6	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	7	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	8	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
9	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278		
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628		
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344		
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298		
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$											
10	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278		
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628		
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344		
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298		
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$											
	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278		

	11	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	12	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										

	13	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	14	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	15	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										

Etage4	1	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	2	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	3	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
	4	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278	
		B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628	
		C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344	
		D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298	
	$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$										
5	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278		
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628		

10	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
11	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
12	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
13	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
14	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									
15	A	18260	313,5	58,245614	8,07	0	0,1385512	0,06478742	3,77358278
	B	18260	313,5	58,245614	24,02	8,07	0,55094277	0,21597614	12,5796628
	C	18260	313,5	58,245614	7,91	24,02	0,54819578	0,21513095	12,5304344
	D	18260	313,5	58,245614	0	7,91	0,13580422	0,06358458	3,70352298
$R_j=8355,35884\text{dan/cm}$									

VI.6.2- Calcul de la rigidité à la torsion :

La rigidité à la torsion est donnée par la formule suivante :

$$R_{j\theta} = \sum_{i=1}^n R_{jy} \cdot X_j^2 + \sum_{i=1}^n R_{jx} \cdot Y_j^2$$

Avec :

R_{jy} , R_{jx} : Rigidités relatives des portiques suivant les deux sens.

X_j , Y_j : Coordonnées des portiques par rapport au centre de rigidité.

❖ Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivants :

niveau	sens	file	$R_{jy}(\text{dan/cm})$	$X_j(\text{cm})$	$X_j^2(\text{cm}^2)$	$R_{jy} \cdot X_j^2(\text{dan.cm})$
		1	21200,6946	-2368	5607424	1,1888E+11
		2	21200,6946	-2053	4214809	8,9357E+10
		3	21200,6946	-1743	3038049	6,4409E+10
		4	21200,6946	-1343	1803649	3,8239E+10
		5	21200,6946	-1038	1077444	2,2843E+10
		6	21200,6946	-638	407044	8629615533

RDC	transversal	7	21200,6946	-328	107584	2280855528
		8	21200,6946	0	0	0
		9	21200,6946	328	107584	2280855528
		10	21200,6946	638	407044	8629615533
		11	21200,6946	1038	1077444	2,2843E+10
		12	21200,6946	1343	1803649	3,8239E+10
		13	21200,6946	1743	3038049	6,4409E+10
		14	21200,6946	2053	4214809	8,9357E+10
		15	21200,6946	2368	5607424	1,1888E+11
niveau	sens	file	R_{jy}(dan/cm)	X_j(cm)	X_j²(cm²)	R_{jy}* X_j²(dan.cm)
	longitudinal	A	8355,35884	-2368	5607424	4,6852E+10
		B	8355,35884	-592,5	351056,25	1,0909E+10
		C	8355,35884	-2053	4214809	3,5216E+10
		D	8355,35884	-92,5	8556,25	265877522
			8355,35884	-1743	3038049	2,5384E+10
			R_{jθ} = 7,118 x 10⁻¹¹ (dan/cm)			
1^{er} étage	transversal	6	8355,35884	-638	407044	3400998684
		7	8355,35884	-328	107584	898902925
		8	8355,35884	0	0	0
		9	8355,35884	328	107584	898902925
		10	8355,35884	638	407044	3400998684
		11	8355,35884	1038	1077444	9002431250
		12	8355,35884	1343	1803649	1,507E+10
		13	8355,35884	1743	3038049	2,5384E+10
		14	8355,35884	2053	4214809	3,5216E+10
		15	8355,35884	2368	5607424	4,6852E+10
	longitudinal	file	R_{jx}(dan/cm)	Y_j(cm)	Y_j²(cm²)	R_{jx}. Y_j²(dan .cm)
		A	16708,999	-592,5	351056,25	5865798530
		B	16708,999	-92,5	8556,25	142966373
		C	16708,999	87,5	7656,25	127928274
		D	16708,999	597,5	357006,25	5965217074

$$R_{j\theta} = 2,87 \times 10^{11} \text{ (dan/cm)}$$

niveau	sens	file	R_{jy} (dan/cm)	X_j (cm)	X_j^2 (cm ²)	$R_{jy} * X_j^2$ (dan.cm)	
2 ^{ème} étage	transversal	1	8355,35884	-2368	5607424	4,6852E+10	
		2	8355,35884	-2053	4214809	3,5216E+10	
		3	8355,35884	-1743	3038049	2,5384E+10	
		4	8355,35884	-1343	1803649	1,507E+10	
		5	8355,35884	-1038	1077444	9002431250	
		6	8355,35884	-638	407044	3400998684	
		7	8355,35884	-328	107584	898902925	
		8	8355,35884	0	0	0	
		9	8355,35884	328	107584	898902925	
		10	8355,35884	638	407044	3400998684	
		11	8355,35884	1038	1077444	9002431250	
		12	8355,35884	1343	1803649	1,507E+10	
		13	8355,35884	1743	3038049	2,5384E+10	
		14	8355,35884	2053	4214809	3,5216E+10	
		15	8355,35884	2368	5607424	4,6852E+10	
		longitudinal	file	R_{jx} (dan/cm)	Y_j (cm)	Y_j^2 (cm ²)	$R_{jx} * Y_j^2$ (dan .cm)
	A		16708,999	-592,5	351056,25	5865798530	
	B		16708,999	-92,5	8556,25	142966373	
	C		16708,999	87,5	7656,25	127928274	
		D	16708,999	597,5	357006,25	5965217074	
$R_{j\theta} = 2,87 \times 10^{11} \text{ (dan/cm)}$							

niveau	sens	file	R_{jY} (dan/cm)	X_j (cm)	X_j^2 (cm ²)	$R_{jY} * X_j^2$ (dan.cm)	
3 ^{ème} étage	transversal	1	8355,35884	-2368	5607424	4,6852E+10	
		2	8355,35884	-2053	4214809	3,5216E+10	
		3	8355,35884	-1743	3038049	2,5384E+10	
		4	8355,35884	-1343	1803649	1,507E+10	
		5	8355,35884	-1038	1077444	9002431250	
		6	8355,35884	-638	407044	3400998684	
		7	8355,35884	-328	107584	898902925	
		8	8355,35884	0	0	0	
		9	8355,35884	328	107584	898902925	
		10	8355,35884	638	407044	3400998684	
		11	8355,35884	1038	1077444	9002431250	
		12	8355,35884	1343	1803649	1,507E+10	
		13	8355,35884	1743	3038049	2,5384E+10	
		14	8355,35884	2053	4214809	3,5216E+10	
		15	8355,35884	2368	5607424	4,6852E+10	
		longitudinal	file	R_{jx} (dan/cm)	Y_j (cm)	Y_j^2 (cm ²)	$R_{jx} * Y_j^2$ (dan .cm)
	A		16708,999	-592,5	351056,25	5865798530	
	B		16708,999	-92,5	8556,25	142966373	
	C		16708,999	87,5	7656,25	127928274	
		D	16708,999	597,5	357006,25	5965217074	
$R_{j\theta} = 2,87 \times 10^{11}$ (dan/cm)							

niveau	sens	file	R_{jY} (dan/cm)	X_j (cm)	X_j^2 (cm ²)	$R_{jY} * X_j^2$ (dan.cm)
		1	8355,35884	-2368	5607424	4,6852E+10
		2	8355,35884	-2053	4214809	3,5216E+10
		3	8355,35884	-1743	3038049	2,5384E+10
		4	8355,35884	-1343	1803649	1,507E+10
		5	8355,35884	-1038	1077444	9002431250

4^{ème} étage	transversal	6	8355,35884	-638	407044	3400998684
		7	8355,35884	-328	107584	898902925
		8	8355,35884	0	0	0
		9	8355,35884	328	107584	898902925
		10	8355,35884	638	407044	3400998684
		11	8355,35884	1038	1077444	9002431250
		12	8355,35884	1343	1803649	1,507E+10
		13	8355,35884	1743	3038049	2,5384E+10
		14	8355,35884	2053	4214809	3,5216E+10
		15	8355,35884	2368	5607424	4,6852E+10
	longitudinal	file	$R_{jx}(\text{dan/cm})$	$Y_j(\text{cm})$	$Y_j^2(\text{cm}^2)$	$R_{jx} * Y_j^2(\text{dan.cm})$
		A	16708,999	-592,5	351056,25	5865798530
		B	16708,999	-92,5	8556,25	142966373
		C	16708,999	87,5	7656,25	127928274
		D	16708,999	597,5	357006,25	5965217074
$R_{j\theta} = 2,87 \times 10^{11} (\text{dan/cm})$						

niveau	sens	file	$R_{jY}(\text{dan/cm})$	$X_j(\text{cm})$	$X_j^2(\text{cm}^2)$	$R_{jY} * X_j^2(\text{dan.cm})$
5^{ème} étage	transversal	1	8355,35884	-2368	5607424	4,6852E+10
		2	8355,35884	-2053	4214809	3,5216E+10
		3	8355,35884	-1743	3038049	2,5384E+10
		4	8355,35884	-1343	1803649	1,507E+10
		5	8355,35884	-1038	1077444	9002431250
		6	8355,35884	-638	407044	3400998684
		7	8355,35884	-328	107584	898902925
		8	8355,35884	0	0	0
		9	8355,35884	328	107584	898902925
		10	8355,35884	638	407044	3400998684
		11	8355,35884	1038	1077444	9002431250

		12	8355,35884	1343	1803649	1,507E+10
		13	8355,35884	1743	3038049	2,5384E+10
		14	8355,35884	2053	4214809	3,5216E+10
		15	8355,35884	2368	5607424	4,6852E+10
	longitudinal	file	R_{jx} (dan/cm)	Y_j (cm)	Y_j^2 (cm ²)	$R_{jx} * Y_j^2$ (dan .cm)
		A	16708,999	-592,5	351056,25	5865798530
		B	16708,999	-92,5	8556,25	142966373
		C	16708,999	87,5	7656,25	127928274
		D	16708,999	597,5	357006,25	5965217074
$R_{j\theta} = 2,837 \times 10^{11}$ (dan/cm)						

VI.6.3- Répartition des charges sismiques par niveau suivant les portiques :
1- Sens longitudinal :

Niveau	portique	ζ_j (dan)	$R_{j\theta}$ (dan/cm) $\times 10^{11}$	R_{jx} (dan/cm)	ΣR_{jx} (dan/cm)	e_y (cm)	Y_t (cm)	T_{jx} (dan)
RDC	A	14473	7,118	31074,0712	124296,285	240,75	-592,5	3528,123317
	B	14473	7,118	31074,0712	124296,285	240,75	-92,5	3604,179584
	C	14473	7,118	31074,0712	124296,285	240,75	87,5	3631,559842
	D	14473	7,118	31074,0712	124296,285	240,75	422,5	3682,517544
1^{er} étage	A	28476	2,837	16708,999	66835,996	240,75	-592,5	6879,764992
	B	28476	2,837	16708,999	66835,996	240,75	-92,5	7081,651075
	C	28476	2,837	16708,999	66835,996	240,75	87,5	7154,330065
	D	28476	2,837	16708,999	66835,996	240,75	422,5	7289,593744
2^{ème} étage	A	42714	2,837	16708,999	66835,996	240,75	-592,5	10319,64749
	B	42714	2,837	16708,999	66835,996	240,75	-92,5	10622,47661
	C	42714	2,837	16708,999	66835,996	240,75	87,5	10731,4951

						5		
	D	42714	2,837	16708,999	66835,996	240,75	422,5	10934,39061
3 ^{ème} étage	A	57553	2,837	16708,999	66835,996	240,75	-592,5	13904,73081
	B	57553	2,837	16708,999	66835,996	240,75	-92,5	14312,76388
	C	57553	2,837	16708,999	66835,996	240,75	87,5	14459,65579
	D	57553	2,837	16708,999	66835,996	240,75	422,5	14733,03794
4 ^{ème} étage	A	71952	2,837	16708,999	66835,996	240,75	-592,5	17383,5107
	B	71952	2,837	16708,999	66835,996	240,75	-92,5	17893,62825
	C	71952	2,837	16708,999	66835,996	240,75	87,5	18077,27057
	D	71952	2,837	16708,999	66835,996	240,75	422,5	18419,04933
5 ^{ème} étage	A	100561	2,837	16708,999	66835,996	240,75	-592,5	24295,40832
	B	100561	2,837	16708,999	66835,966	240,75	-92,5	25008,36617
	C	100561	2,837	16708,999	66835,966	240,75	87,5	25265,02693
	D	100561	2,837	16708,999	66835,966	240,75	422,5	25742,70113

Niveau	portique	$\zeta_j(\text{dan})$	$R_{j\theta}(\text{dan/cm}) \times 10^{11}$	$R_{jx}(\text{dan/cm})$	$\Sigma R_{jx}(\text{dan/cm})$	$e_x(\text{cm})$	$Y_t(\text{cm})$	$T_{jx}(\text{dan})$
--------	----------	-----------------------	---	-------------------------	--------------------------------	------------------	------------------	----------------------

2- Sens transversal :

RDC	1	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	-2368	655,813067
	2	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	-2053	685,626363
	3	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	-1743	714,966432
	4	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	-1343	752,824585
	5	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	-1038	781,691426
	6	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	-638	819,549579
	7	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	-328	848,889648
	8	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	0	879,933333
	9	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	328	910,977019
	10	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	638	940,317087
	11	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	1038	978,17524
	12	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	1343	1007,04208
	13	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	1743	1044,90024
	14	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	2053	1074,2403
	15	13199	7,118	21200,6946	318010,419	240,75	2368	1104,0536
Etage 1	1	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-2368	1295,29395
	2	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-2053	1353,2975
	3	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1743	1410,38035
	4	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1343	1484,03566
	5	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1038	1540,19782
	6	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-638	1613,85312
	7	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-328	1670,93598
	8	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	0	1731,33333
	9	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	328	1791,73067
	10	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	638	1848,81353
	11	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1038	1922,46883
	12	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1343	1978,631
	13	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1743	2052,2863
	14	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	2053	2109,36916
	15	25970	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	2368	2167,37271
Etage2	1	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-2368	1942,94092
	2	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-2053	2029,94624
	3	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1743	2115,57053
	4	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1343	2226,05348
	5	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1038	2310,29673
	6	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-638	2420,77968
	7	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-328	2506,40397
	8	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	0	2596,99999
	9	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	328	2687,59601
	10	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	638	2773,2203
	11	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1038	2883,70325
	12	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1343	2967,9465
	13	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1743	3078,42945
	14	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	2053	3164,05374
	15	38955	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	2368	3251,05906

Niveau	portique	ζ_j (dan)	$R_{j\theta}$ (dan/cm) $\times 10^{11}$	R_{jx} (dan/cm)	ΣR_{jx} (dan/cm)	e_y (cm)	Y_t (cm)	T_{jx} (dan)
	1	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-2368	2617,97012
	2	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-2053	2735,2034
	3	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1743	2850,57584
	4	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1343	2999,44349

Etage3	5	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1038	3112,95508
	6	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-638	3261,82274
	7	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-328	3377,19518
	8	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	0	3499,26666
	9	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	328	3621,33814
	10	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	638	3736,71057
	11	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1038	3885,57823
	12	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1343	3999,08982
	13	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1743	4147,95748
	14	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	2053	4263,32991
	15	52489	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	2368	4380,56319
Etage4	1	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-2368	3272,89907
	2	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-2053	3419,46021
	3	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1743	3563,69499
	4	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1343	3749,80438
	5	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1038	3891,71279
	6	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-638	4077,82218
	7	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-328	4222,05695
	8	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	0	4374,66665
	9	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	328	4527,27635
	10	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	638	4671,51113
	11	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1038	4857,62052
	12	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1343	4999,52893
	13	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1743	5185,63832
	14	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	2053	5329,87309
	15	65620	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	2368	5476,43424
Etage 5	1	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-2368	4574,27795
	2	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-2053	4779,11513
	3	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1743	4980,70093
	4	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1343	5240,81163
	5	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-1038	5439,14604
	6	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-638	5699,25674
	7	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	-328	5900,84254
	8	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	0	6114,13331
	9	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	328	6327,42409
	10	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	638	6529,00988
	11	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1038	6789,12059
	12	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1343	6987,455
	13	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	1743	7247,5657
	14	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	2053	7449,15149
	15	91712	2,837	8355,35884	125330,383	240,75	2368	7653,98867

VII- Etude des éléments secondaires :

VII.1- Etudes des escaliers :

VII.1.1- Introduction :

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, La longueur des marches s'appelle l'embranchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche (h), figure IV.1

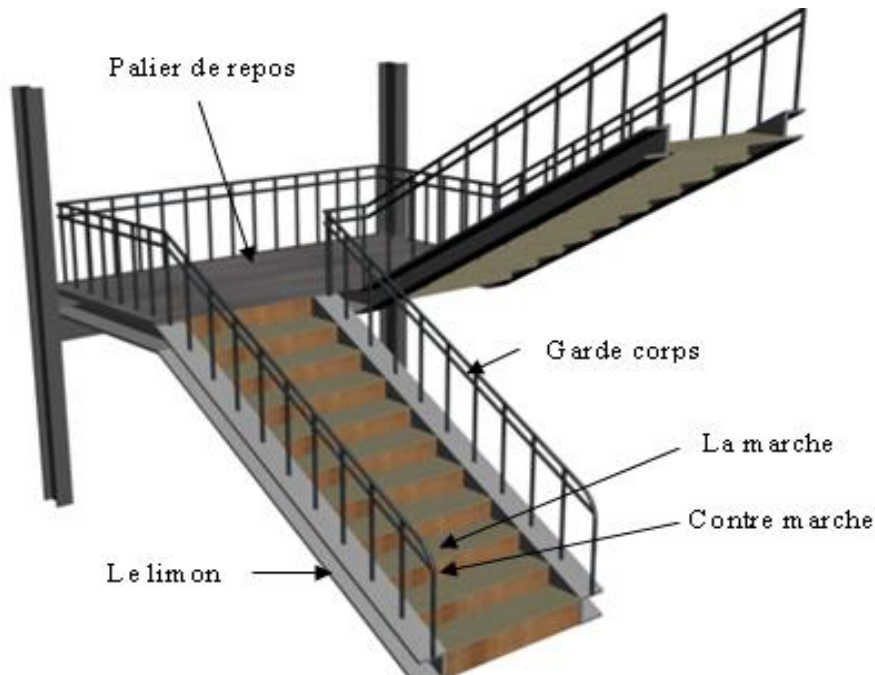


Figure VII-1 : vue d'un escalier

- **Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- **Garde corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

VII.1.2- Choix des dimensions :

Le choix des dimensions se fait selon la formule de RONDELET suivante :

$$600 \leq g+2h \leq 660$$

Avec :

h : hauteur de marche ; h =170mm.

g : la largeur de la marche (giron) ; g = 300mm.

Sachant que la hauteur de l'étage H est égal à 3230mm le nombre de contremarche n sera de :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3230}{170} = 19 \text{ contremarche.}$$

$$n' = n - 1 = 19 - 1 = 18 \text{ marches}$$

VII.1.3- Dimensionnement des supports de marches :

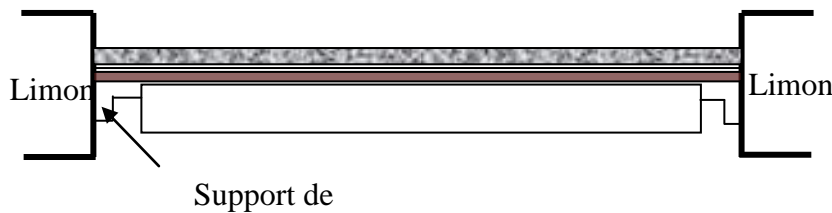


Figure VII-2 : Disposition des cornières

- Long
- Largeur de la marche : 0,3m

1- Evaluation des charges et surcharges :

- Charges permanentes:

- tôle d'épaisseur 8 mm:..... 72daN/m²
- mortier de pose :..... 36daN/m²
- revêtements carrelage :.....40daN/m²

$$\text{Charges totale : } G = (45+36+40) \times 0,3 = 44,4 \text{ dan/m}$$

- Charges d'exploitation : Q = 250 x 0,3 = 75 dan/m.

2- Pré dimensionnement des supports de marches : (condition de rigidité) :

On a une poutre posée sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie donc la

$$\text{flèche est : } f = \frac{5ql^4}{384EI}, \text{ et : } f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 44,4 + 75 = 119,4 \text{ dan/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sd} \times l^3 \times 300}{384 \times E}; I_y \geq \frac{5 \times 119,4 \times 10^{-2} \times 130^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 4,879 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière L40 x 40 x 5 avec : $I_y = 5,43 \text{ cm}^4$

Vérification à l'ELU :

$$Q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (44,4 + 2,97) + 1,5 \times 75 = 176,449 \text{ dan/m}$$

a- **Classe de la section :** la cornière est de classe 1.

b- **Vérification de l'effort tranchant :** $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$V_{ysd} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = \frac{176,449 \times 1,3}{2} = 114,691 \text{ dan}$$

$$V_{yplRd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{3,79 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 4674,700 \text{ dan}$$

$$V_{ysd} < V_{yplRd} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$V_{y\ sd}=114,691\text{dan} < 0,5 V_{y\ plRd} = 0,5 \times 4674,700 = 2337,350\text{dan}$ alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant : $M_{y\ sd} \leq M_{el.y.Rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times l^2}{8} = \frac{176,449 \times 1,3^2}{8} = 37,274\text{dan.m}$$

$$M_{elyRd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1,91 \times 2350}{1,1} = 4080,454\text{dan.m}$$

$M_{sd} < M_{elyRd}$**ok**

2.1- Vérification à l'ELS: $f_{max} \leq f_{adm}$

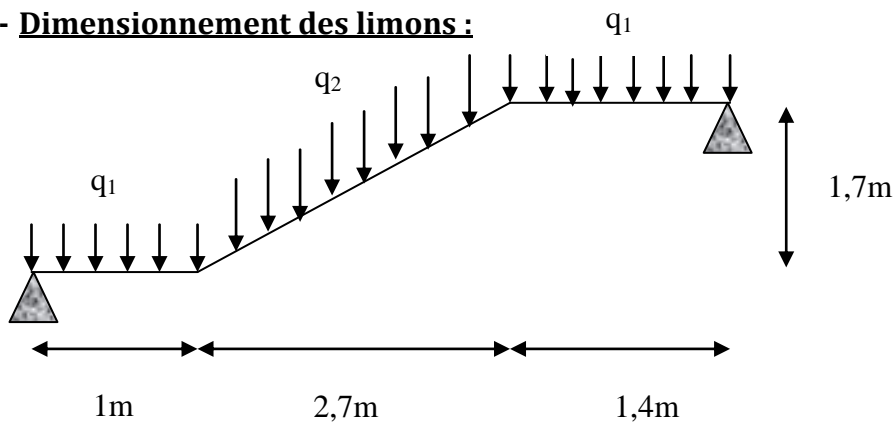
$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{sd} \times l^4}{EI_y} = \frac{5}{384} \times \frac{122,370 \times 10^{-2} \times 130^4}{2,1 \times 10^6 \times 5,43} = 0,40\text{cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{130}{300} = 0,43\text{cm}$$

$f_{max} < f_{adm}$ **Ok.**

La cornière L40×40×5 est adopté comme support des marches.

VII.1.4- Dimensionnement des limons :



1- Evaluation de charges :

a) Charge Figure VII-3 : Charges appliquées sur un limon

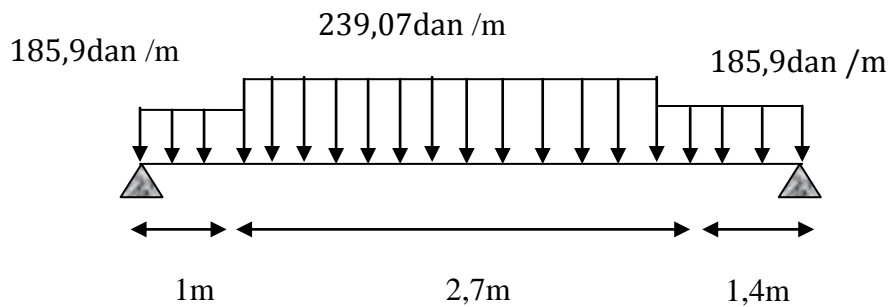
▪ **Volée :**

- Cornière L40.40.5 :..... $2,97 \times 1,3/0,3=12,87\text{dan/m}$.
- Tôle d'épaisseur (e =8mm) :..... 72daN/m^2
- Mortier de pose :..... 36daN/m^2
- Revêtements carrelages :..... 40daN/m^2
- Garde corps (cloison) :..... 130daN/m
- Charge sur un limon: $G_v = (72+36+40) \times 1,3/2+12,87+130=239,07\text{dan/m}$

▪ **Palier :**

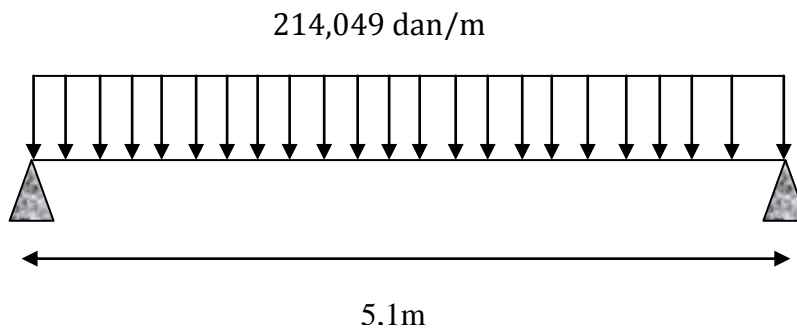
- Dalle en béton (e=8cm) :..... 200daN/m^2
- TN40 :..... 10daN/m^2
- Mortier de pose :..... 36daN/m^2
- Revêtements carrelage :..... 40daN/m^2

Charge totale : $G_p = (200+10+36+40) \times 1,3/2 = 185,9 \text{ dan/m}$



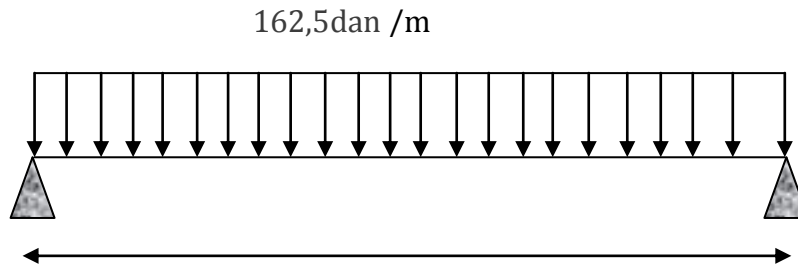
On peut exprimer G_p et G_v par une charge équivalente calculée par la formule suivante :

$$G_{eq} = \frac{185,9 \times (1+1,4) + 239,07 \times 2,7}{5,1} = 214,049 \text{ dan/m}$$



b) Charges d'exploitations :

$$Q = 250 \times 1,3/2 = 162,5 \text{ dan/m}$$



On considère le limon cor 5.1m olement appuyée posée chargé par un chargement uniforme.

$$f = f_G + f_Q = \frac{5 \times G_{eq} \times l^4}{384 \times EI} + \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times EI} = \frac{5 \times (G_{eq} + Q) \times l^4}{384 \times EI} \leq f_{ad} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times (G_{eq} + Q) \times l^3 \times 300}{384 \times E} ; I_y \geq \frac{5 \times 376,549 \times 10^{-2} \times 510^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 929,122 \text{ cm}^4$$

On opte pour un UPN180 avec $I_y = 1350 \text{ cm}^4$

2- Vérification à l'ELU :

a- Classe de la section :

- **âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{133}{8} = 16,62 < 72 \xi = 7 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

• **semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w}{t_f} = \frac{62}{11} = 5,63 < 10 \xi = 10 \implies \text{la semelle set de classe - 1-}$$

UPN180 est de classe 1.

b- Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{(1,35G_{eq} + 1,5Q) \times l}{2} = \frac{532,717 \times 5,1}{2} = 1358,426 \text{ dan}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{15,09 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 18612,460 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$V_{sd} = 1358,426 \text{ dan} < 0,5V_{plRd} = 0,5 \times 18612,460 = 9306,230 \text{ dan}$ alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant :

$$M_{ysd} = \frac{(1,35G_{eq} + 1,5Q) \times l^2}{8} = \frac{532,717 \times 5,1^2}{8} = 1731,996 \text{ dan.m}$$

$$M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{179 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 3824,090 \text{ dan.m}$$

$$M_{ysd} < M_{plyRd} \dots\dots\dots \text{ok}$$

3- Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

1) Calcul du moment critique au déversement M_{cr} :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 210000 \times 114 \times 10^4}{5100^2} \sqrt{\left[\frac{5,57 \times 10^6}{114 \times 10^4} + \frac{5100^2 \times 81000 \times 2,55 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 114 \times 10^4} \right]}$$

$$M_{cr} = 30008538,93 \text{ N.mm}$$

2) Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 1,91 \times 10^3}{3 \times 10^7}} = 111,189$$

3) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w},$$

$$\lambda_1 = 93,9\xi, \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{111,189}{93,9} = 1,184$$

4) détermination de χ :

On considère la courbe de flambement a et on lit a partir du tableau 6.5 : $\chi = 0,5854$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0} = 0,5854 \times 1 \times 179 \times 2350 / 1,1 \times 10^{-2} = 2238,775 \text{ daN.m}$$

$M_{y,sd} = 1731,996 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 2238,775 \text{ daN.m}$, il ya pas de risque de déversement

⟹ L'élément est vérifié.

VII.1.5- Dimensionnement de la poutre palière :

1) Evaluation des charges :

a- Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\text{ELU : } R = (1,35G_{eq} + 1,5Q) \times \frac{l}{2}$$

$$R = (1,35 \times 214,049 + 1,5 \times 162,5) \times \frac{5,1}{2} = 1358,426 \text{ dan}$$

$$\text{ELS: } R = (G_{eq} + Q) \times \frac{l}{2}$$

$$R = (214,049 + 162,5) \times \frac{5,1}{2} = 960,200 \text{ dan}$$

b- Charge du mur extérieur :

$$G_{mur} = 276 \times 1,7 = 469,2 \text{ dan/ml}$$

Charge équivalente :

$$\text{ELS : } \frac{4 \times R}{3,05} + G_m = 1728,479 \text{ dan/ml}$$

$$\text{ELU : } \frac{4 \times R}{3,05} + 1,35G_m = 2414,962 \text{ dan/ml}$$

2) Pré dimensionnement de la poutre palière (Condition de rigidité $f_{max} \leq f_{adm}$) :

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{eq} \times l^3 \times 300}{384 \times E} \geq \frac{5 \times 1728,479 \times 305^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 912,230 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE180 ; avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

3) Vérification à l'ELU :

a- Classe de la section :

• âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,54 < 72 \xi = 72 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

• semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{91/2}{8} = 5,68 < 10\xi = 10 \implies \text{la semelle est de classe - 1-}$$

IPE180 est de classe 1

b- Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{y_{sd}} = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{2414,962 \times 3,05}{2} = 3682,817 \text{ dan}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{11,25 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 13876,088 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$V_{sd} = 3682,817 \text{ dan} < 0,5V_{plRd} = 0,5 \times 13876,088 \text{ dan} = 6938,044 \text{ dan}$ alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant : $M_{y_{sd}} \leq M_{plyRd}$

$$M_{sd} = \frac{q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{2414,962 \times 3,05^2}{8} = 2808,148 \text{ dan.m}$$

$$M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166,4 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 3555,909 \text{ dan.m}$$

$$M_{y_{sd}} < M_{plyRd} \dots\dots\dots \text{ok}$$

4) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M0}$$

1- Calcul du moment critique au déversement M_{cr} :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 210000 \times 100,9 \times 10^4}{3050^2} \sqrt{\left[\frac{7,43 \times 10^6}{100,9 \times 10^4} + \frac{3050^2 \times 81000 \times 4,79 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 100,9 \times 10^4} \right]}$$

$$M_{cr} = 3,34 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

2- Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 166,4 \times 10^3}{3,34 \times 10^7}} = 101,531$$

3- Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w},$$

$$\lambda_1 = 93,9\xi, \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{101,531}{93,9} = 1,081$$

4- détermination de χ :

On considère la courbe de flambement a et on lit à partir du tableau 6.5 : $\chi = 0,6516$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M0} = 0,6516 \times 1 \times 166,4 \times 2350 / 1,1 \times 10^{-2} = 2078,199 \text{ daN.m}$$

$M_{ysd} = 2808,148 \text{ dan.m} > M_{b,Rd} = 2316,663 \text{ dan.m}$, il ya risque de déversement donc on opte pour un IPE200

5) Vérification au déversement (IPE200) :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M0}$$

1- Calcul du moment critique au déversement M_{cr} :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 210000 \times 142,9 \times 10^4}{3050^2} \sqrt{\left[\frac{12,99 \times 10^6}{142,4 \times 10^4} + \frac{3050^2 \times 81000 \times 6,98 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 142,4 \times 10^4} \right]}$$

$$M_{cr} = 4,80 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

2- Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi \times E \times W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 210000 \times 220,6 \times 10^3}{34,80 \times 10^7}} = 97,53$$

3- Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w},$$

$$\lambda_1 = 93,9\xi, \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{97,53}{93,9} = 1,03$$

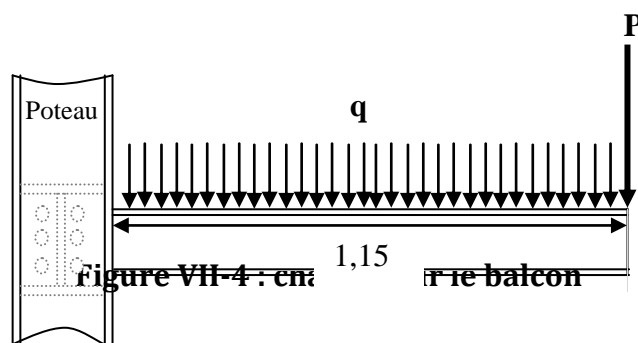
4- détermination de χ :

On considère la courbe de flambement a et on lit à partir du tableau 6.5 : $\chi = 0,6168$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M0} = 0,6168 \times 1 \times 220,6 \times 2350 / 1,1 \times 10^{-2} = 2906,866 \text{ daN.m}$$

$M_{ysd} = 2808,148 \text{ dan.m} < M_{b,Rd} = 2316,663 \text{ dan.m}$, il ya pas risque au déversement

VII.2- Etude la console du balcon :



VII.2.1- Evaluation des charges :

▪ charges permanentes :

- Dalle en béton :.....200daN/m²
- TN40:.....10daN/m²
- mortier de pose :.....36daN/m
- couche de sable36dan/m²
- Revêtements carrelage :.....40daN/m²
- poids du mur :.....130dan/m
- charge totale : $322 \times \frac{3,28}{2} + 130 = 658,08 \text{ dan/m}$
- Poids du garde corps : $p = 130 \times 1 \times \frac{3,28}{2} = 213,2 \text{ dan}$

▪ charges d'exploitation :

$$Q = 350 \times \frac{3,28}{2} = 574 \text{ dan/m}$$

VII.2.2- Combinaison d'action :

ELU :

$$q_{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 658,08 + 1,5 \times 574 = 1749,408 \text{ dan/m}$$

$$P_{ELU} = 1,35 p = 1,35 \times 213,2 = 287,82 \text{ dan}$$

ELS:

$$q_{ELS} = G + Q = 658,08 + 574 = 1232,08 \text{ dan/m}$$

$$p_{ELS} = p = 213,2 \text{ dan}$$

VII.2.3- Pré-dimensionnement de la console du balcon :(condition de rigidité) :

$$f_{\max} = \frac{q_{ELS} \times l^4}{8 \times E \times I_y} + \frac{p_{ELS} \times l^3}{3 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{900 \times q_{ELS} \times l^3 + 2400 \times p_{ELS} \times l^2}{24 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{(900 \times 1232,08 \times 1,15^3 + 2400 \times 213,2 \times 1,15^2) \times 10^4}{24 \times 2,1 \times 10^6} = 468,879 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE 140 avec $I_y = 541,2 \text{ cm}^4$.

VII.2.4- Vérification à l'ELU :

a- Détermination de la classe de la section (IPE140) :

• âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 \xi = 72 \implies \text{l'âme est de classe- 1-}$$

• semelle comprimée :

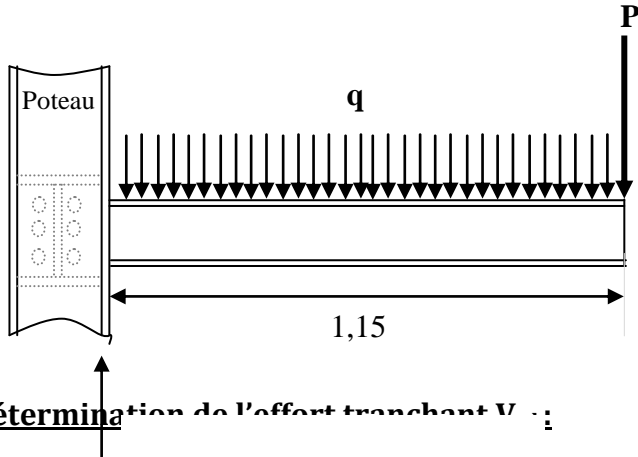
$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6,9} = 7,28 < 10 \xi = 10 \implies \text{la semelle set de classe - 1-}$$

l'IPE140 est de classe 1

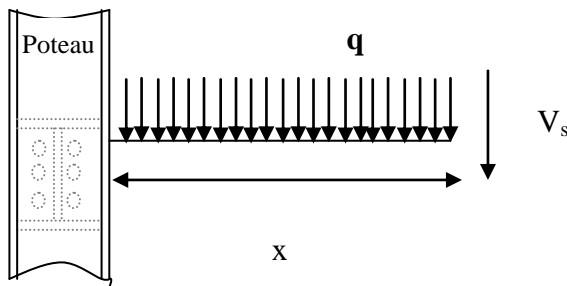
b- Vérification de l'effort tranchant :

• **Détermination de la réaction d'appuis R :**

$$\Sigma F_v = 0 \implies R = ql + p = 1749,408 \times 1,15 + 287,82 = 2299,639 \text{ dan}$$



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



$$V_{sd} = ql + p - qx$$

$$\text{À } x=0 : V_{sd} = ql + p = 1749,408 \times 1,15 + 287,82 = 2299,639 \text{ dan}$$

$$V_{plRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1,1} = \frac{2350 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 9423,68 \text{ dan}$$

$$V_{sd} = 2299,639 \text{ dan} < V_{plRd} = 9423,68 \text{ dan} \dots \text{ok}$$

$V_{sd} = 2299,639 \text{ dan} < 0,5 V_{plRd} = 0,5 \times 9423,68 = 4711,84 \text{ dan}$ alors pas d'interaction entre le moment fléchissant et effort tranchant.

c- Vérification du moment fléchissant:

$$M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88,4 \times 2350}{1,1} = 1887,263 \text{ dan.m}$$

$$\Sigma M/O=0 ; M_{sd} = pl + \frac{q \times l^2}{2} = 287,82 \times 1,15 + 1749,408 \times \frac{1,15^2}{2} = 1487,789 \text{ dan.m}$$

$$M_{ysd} = 1487,789 \text{ dan.m} < 1887,263 \text{ dan.m} \dots \text{ok}$$

VII.2.5- Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M0}$$

a) Calcul du moment critique au déversement M_{cr} :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 x E x I_z}{L^2} \sqrt{\left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 x G x I_t}{\pi^2 x E x I_z} \right]}$$

$$M_{cr} = 1,879 \frac{3,14^2 x 210000 x 44,92 x 10^4}{2300^2} \sqrt{\left[\frac{1,98 x 10^6}{44,92 x 10^4} + \frac{2300^2 x 81000 x 2,45 x 10^4}{3,14^2 x 210000 x 44,92 x 10^4} \right]}$$

$$M_{cr} = 35104957,170 \text{ N.mm}$$

b) Calcul de l'élancement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 x E x W_{ply}}{M_{cr}}}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{3,14^2 x 210000 x 88,34 x 10^3}{35104957,170}} = 72,182$$

c) Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{Lt}$:

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w},$$

$$\lambda_1 = 93,9\xi, \text{ avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} x 1 = 72,182 / 93,9 = 0,769$$

d) détermination de χ :

On considère la courbe de flambement a et on lit à partir du tableau 6.5

$$\chi = 0,8316$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} x \beta_w x W_{ply} x f_y / \gamma_{M0} = 0,8316 x 1 x 88,34 x 2350 / 1,1 x 10^{-2} = 1569,448 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 919,16 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 1569,448 \text{ daN.m}$, il ya pas de risque au déversement donc l'IPE140 est opté comme console du balcon .

VII.3- Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumise à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontale (Q = 1KN/ml) du à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

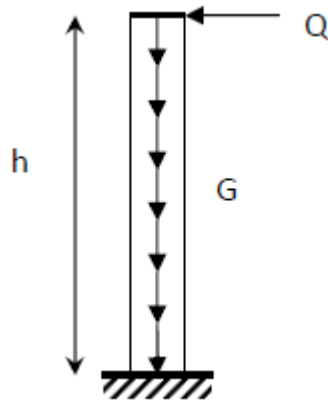


Figure VI-5 : schéma statique de l'acrotère

VII.3.1- Evaluation des charges :

$$G = \gamma_b \times S = 2500 \times 0,06 = 150 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 100 \text{ daN}$$

VII.3.2- Evaluation des sollicitations :

Dues à G : $N_G = 150 \text{ dan}$, $M_G = 0 \text{ dan.m}$, $T_G = 0 \text{ daN/ml}$

Dues à Q : $N_Q = 0 \text{ dan}$, $M_Q = 100 \times 0,45 = 45 \text{ daN.m}$, $T_G = 100 \text{ daN/ml}$

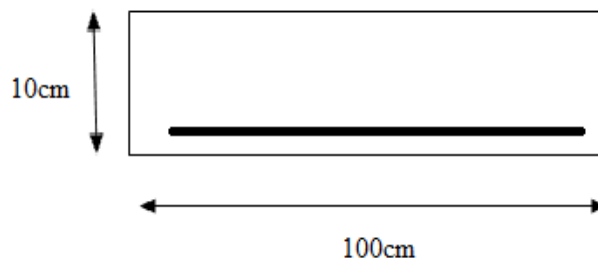
VII.3.3- Combinaison d'action:

ELU	ELS
$N_u = 1,35 \times N_G = 202,5 \text{ dan}$	$N_s = N_G = 150 \text{ dan}$
$M_u = 1,5 \times M_Q = 67,5 \text{ dan.m}$	$M_s = M_Q = 45 \text{ dan.m}$
$T_u = 1,5 \times N_h = 150 \text{ dan}$	$T_s = N_h = 100 \text{ dan}$

VII.3.4- Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec : $b \times h = (10 \times 100) \text{ Cm}$.



1- Calcul des armatures a l'ELU :

a- Position de centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{67,5}{202,5} = 0,33 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c$$

D'où le centre de pression est à l'extérieure de la section .N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée .on calculera la section en flexion simple puis à la flexion composée.

b- En flexion simple :(sous M_f)

Le moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers tendus :

$$\text{Le moment fictif : } M_f = N_u \times (e_u + h/2 - c)$$

$$M_f = 202,5 \times (0,33 + 0,1/2 - 0,02) = 72,9 \text{ dan.m.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{72,9 \times 10^4}{100 \times 80^2 \times 142} = 0,008 < 0,186 ; \beta = 0,996.$$

Section simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{72,9 \times 10^4}{0,996 \times 80 \times 400/1,15} = 0,26 \text{ Cm}^2$$

c- En flexion composée (N_u+M_f) :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_u = 0,26 - \frac{2025}{400/1,15} = 0,20 \text{ Cm}^2$$

2- Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité du béton :

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

Avec :

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1 / 400 = 0,966 \text{ Cm}^2$$

$A_u < A_{\min}$ donc le ferrailage se fera avec A_{\min} \longrightarrow soit $4\Phi 8$ avec $A = 2,01 \text{ cm}^2$. On

prévoit des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 3\Phi 6, A_r = 0,85 \text{ cm}^2.$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b} = 150/100 \times 8 = 0,1875$$

$$\tau'_u = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ Mpa})$$

$$\tau'_u = \min (2,5, 3 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,1875 < \tau'_u = 2,5 \text{ Mpa}$, donc pas de risque de cisaillement.

3- Calcul des armatures à l'ELS :

a- position de centre de pression :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{45}{150} = 0,3 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = 0,03 \text{ m}$$

$$e_s > \frac{h}{2} - c$$

D'où le centre de pression est à l'extérieure de la section .N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée .on calculera la section en flexion simple puis à la flexion composée

b- En flexion simple :(sous M_f)

Le moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers tendus :

Le moment fictif : $M_f = N_s \times (e_s + h/2 - c)$

$$M_f = 150 \times (0,3 + 0,1/2 - 0,02) = 49,5 \text{ dan.m.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{49,5 \times 10^4}{100 \times 80^2 \times 142} = 0,005 < 0,186 ; \beta = 0,997.$$

Section simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{49,5 \times 10^4}{0,997 \times 80 \times 400/1,15} = 0,18 \text{ Cm}^2$$

c- En flexion composée (N_s+ M_f) :

$$A_s = A_f - \frac{N_s}{f_e / \gamma_s} = 0,18 - \frac{1500}{400/1,15} = 0,13 \text{ Cm}^2 \longrightarrow \text{les armatures calculées à l'ELU conviennent.}$$

4- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

➤ **Dans l'acier**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 15 \eta\right\}.$$

$\eta = 1,6$: coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{(2/3) 400 , 150 \times 1,6\} = \min \{240, 266.6\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\text{On a: } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,25 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{45 \times 3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 30,42 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{ok}$$

➤ **Dans le béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,50} \times 240 = 5,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{ok}$$

5- Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p agissant sur l'acrotère doit être inférieure à l'action de la main courante N_h :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

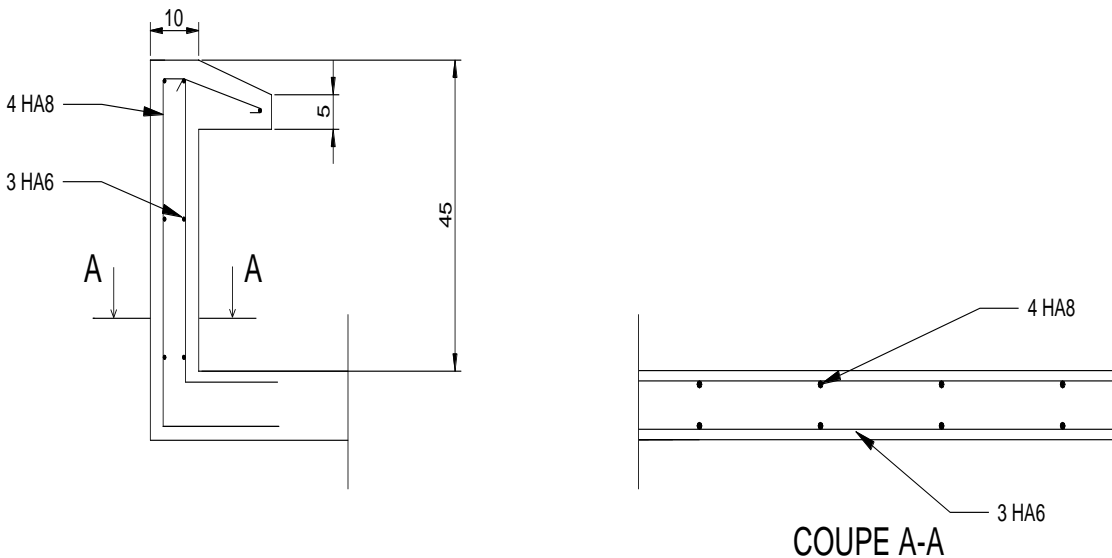
A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau **(4-1) du RPA99** pour la zone et le groupe d'usage appropriés ; (Zone II-A, groupe d'usage 0 1)

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1) **C_p = 0,3**

W_p : poids de l'acrotère ; **W_p = 150 daN/ml**

AN:

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 150 = 45 \text{ daN/ml} < N_H = 100 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{ok}$$



VIII. ETUDE DYNAMIQUE :

VIII.1- Introduction :

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 chargement dynamique (séisme, chocs, explosion,.....).

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.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes existent, on citera :

- **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

- **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

Pour la modélisation de notre structure on a utilisé le logiciel Robot Structural Analysis 2010.

VIII.2- Présentation de Robot Structural Analysis 2010. :

Robot est un logiciel de calcul des structures basé sur la méthode des éléments finis, il permet de modéliser de calculer, d'analyser et de dimensionner les différents types de structures de génie civil. Pour cela on doit :

- Introduire La géométrie de la structure.
- Choisir le système d'unité.
- Définir les matériaux et la réglementation à utiliser.
- Introduire les charges appliquées à la structure.
- Choisir le type d'analyse à effectuer.

VIII.3- Etape de modélisation de la structure avec robot :

VIII.3.1- Choix du type de structure :

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure suivante :



VIII.3.1

Dans param

le structure.



l'affaire » pour définir les différents affaire. Ou cliquer sur l'icône  et 



Figure
l'affaire.
❖ **Unités**



VIII-2 :
Préférences de
et formats :

- Dimensions : mettons toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
- Force : mettons la Force (kN), le Moment (kN .m), et la Contrainte (MN/m²).
- Autres : mettons le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (kN) et la Masse (kg).
- Edition des unités : mettons les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).

❖ **Matériaux :**

- Langue : Français.
- Acier : acier S235.
- Béton : béton 25.
- Aluminium : aluminium.
- Bois : CR_RESIN C18.

❖ **Catalogue :**

- Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône 
- Treillis soudés : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône 

❖ **Normes de conceptions :**

- Structure acier et aluminium : ENV1993-1 :1992
- Assemblage acier : EN 1993-1-8 :2005.
- Structure bois : CB71
- Béton armé : BAEL91 mod.99.
- Géotechnique : DTU 13.12.

❖ **Charge :**

- Pondérations : EUROCODE SIMPLIFIED
- Charges de neige et vent : DTR C2-47/NV99
- Charges sismique : RPA99 (2003).

❖ **Analyse de la structure :** Cocher (liaisons rigides).

- Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).

❖ **Paramètres du travail** : Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sur OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

VIII.3.3- Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

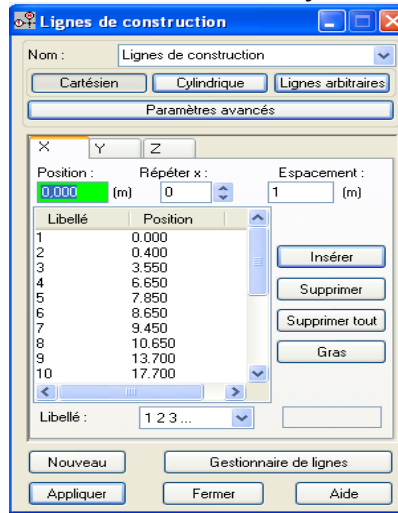


Figure VIII-3 : Création des lignes de construction.

VIII.3.4- Création des profils des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profils de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur :

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

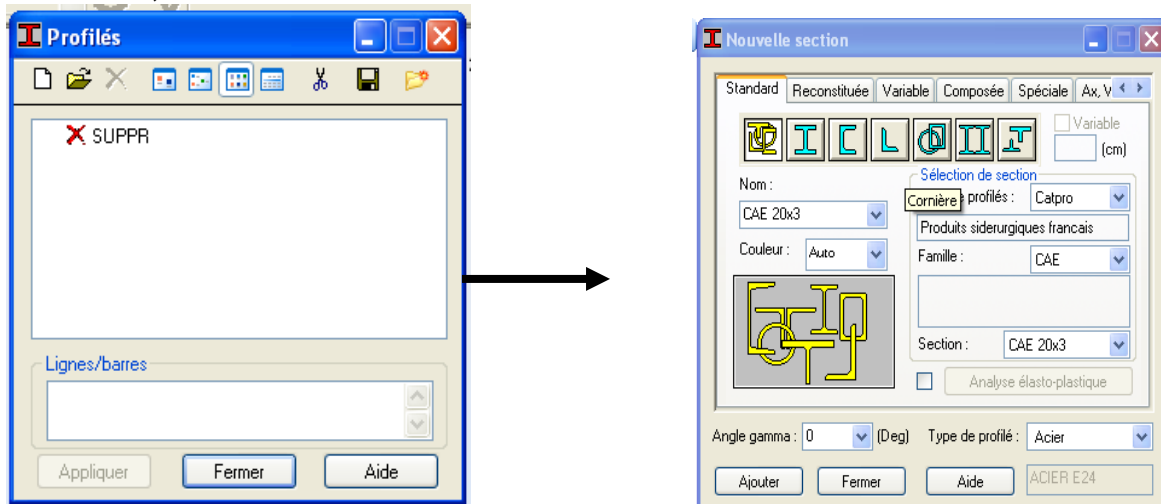


Figure VIII-4 : Choix des profils des barres.

VIII.3.5- Création du modèle de la structure :

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre » dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

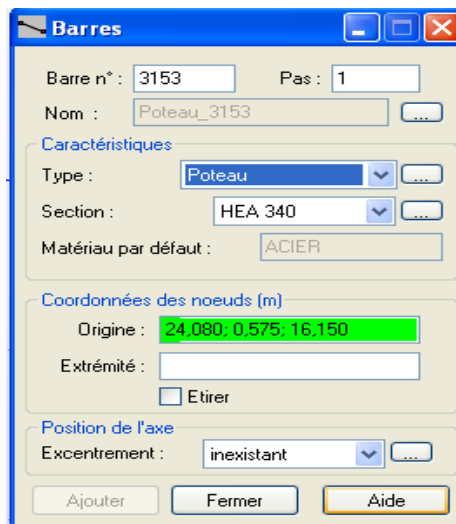


Figure VIII-5 : Modélisation des barres.

VIII.3.6- Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

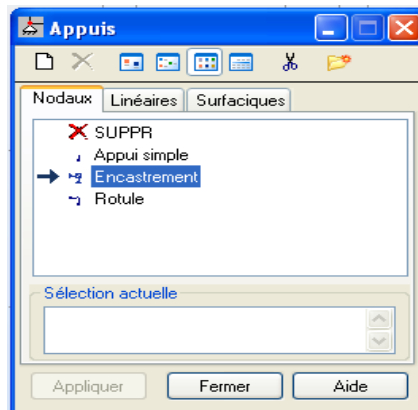


Figure VIII- 6: Définition des appuis.

VIII.3.7- le choix de nœud maitre et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône □

On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit sont numéro.

On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

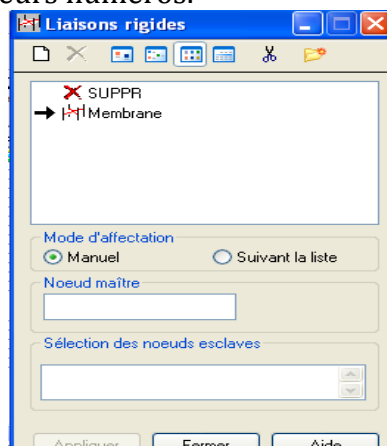


Figure VIII-7: liaison rigide

VIII.3.8- Définition des cas de charges :

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône

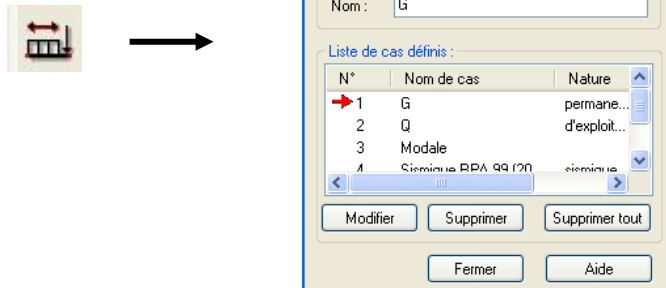


Figure VIII-8 : Définition des charges.

On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.
Charge d'exploitation.
des neiges.
vent.

Q :
S : Charge
W : Charge du
E : Charge sismique.

Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ».

Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

VIII.3.9- Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).

Avant d'appliquer la charge, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **bardage** ».



Figure VIII-9 : Choix des bardages.

Dans le menu « **charge** », « **définir charges** », « **charge surfacique uniforme**), on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

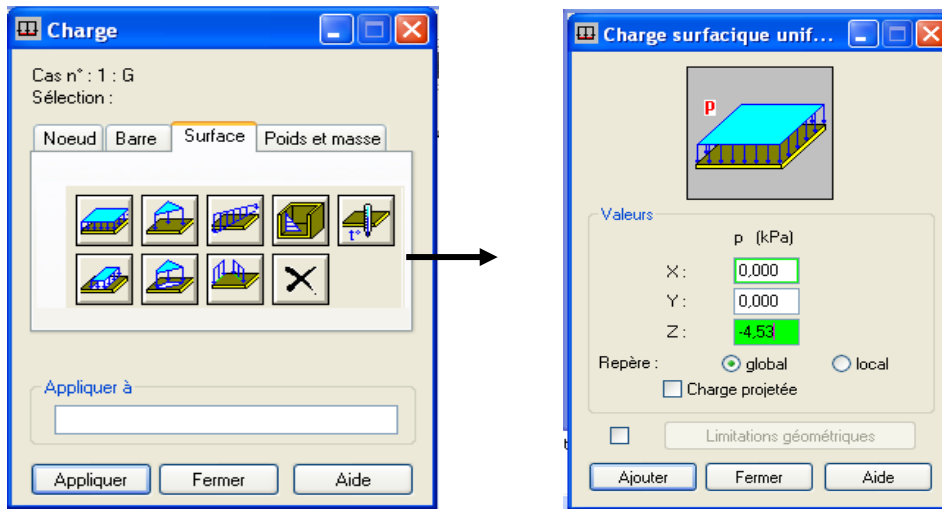
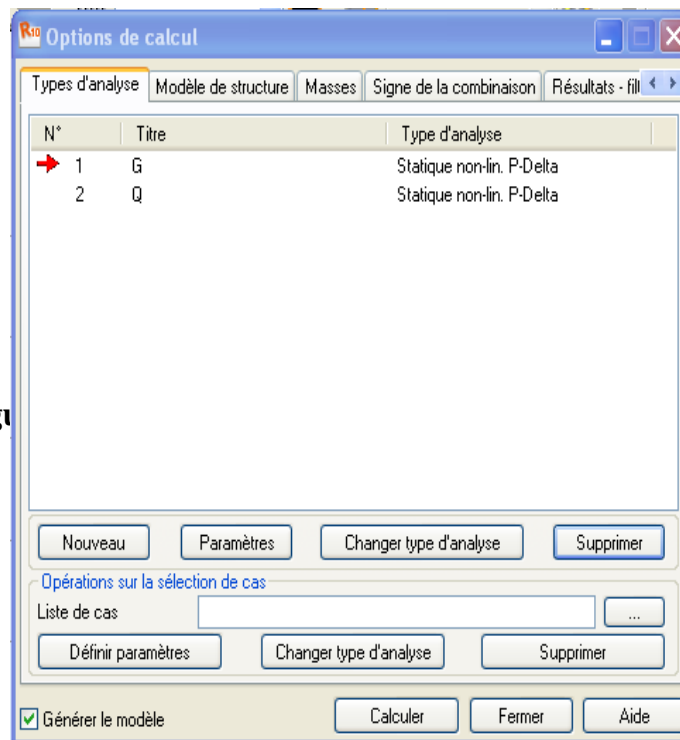


Figure VIII-10: Application des charges surfaciques.

VIII.3.10- Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)



Fig

5.

On clique sur sélectionné le « **Modale...** ». Les l'analyse modale la boite de dialogue l'écran après précédente.

« **Nouveau** » et champ paramètres de sont introduits dans qui s'affiche à validation de la

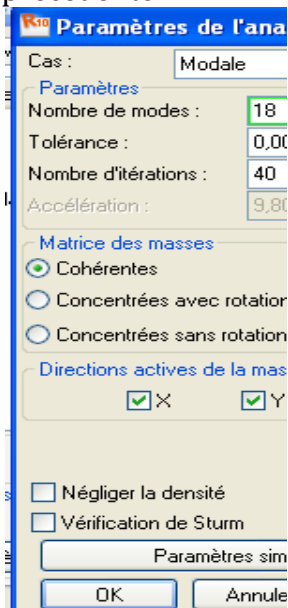


Figure VIII-12: Définition des charges dynamiques.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».

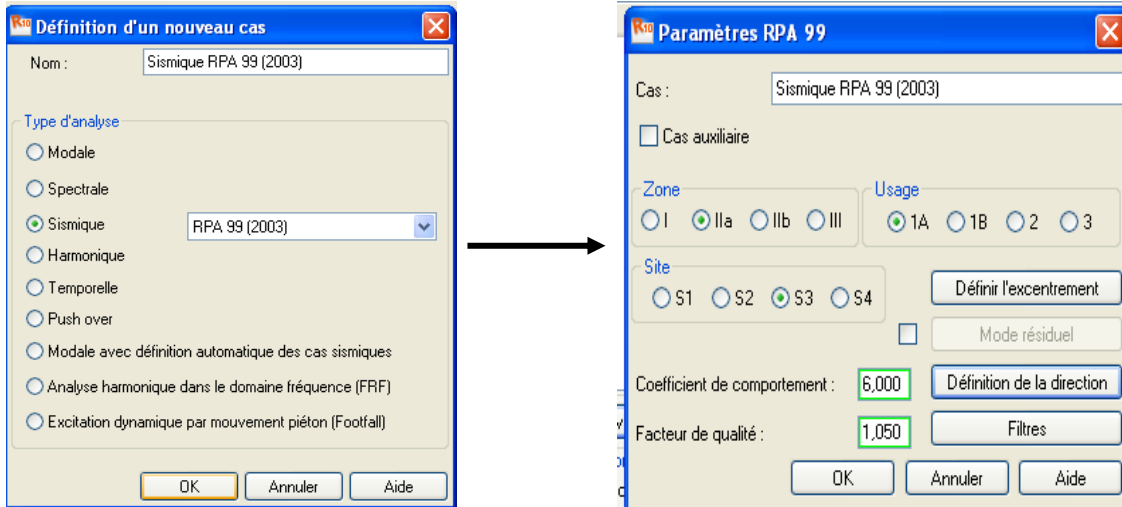



Figure VIII-13: Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

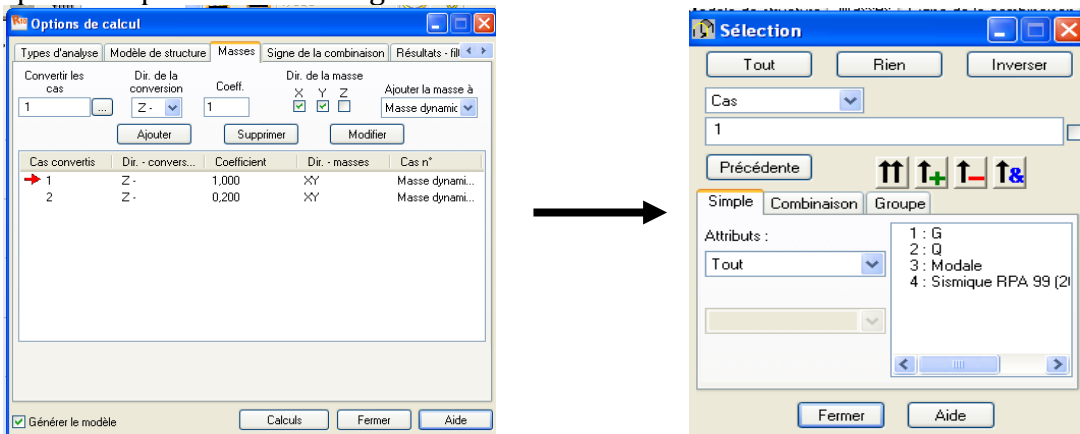


Figure VIII-14: Considération de la masse sismique.

VIII.3.11- Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisi le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche .

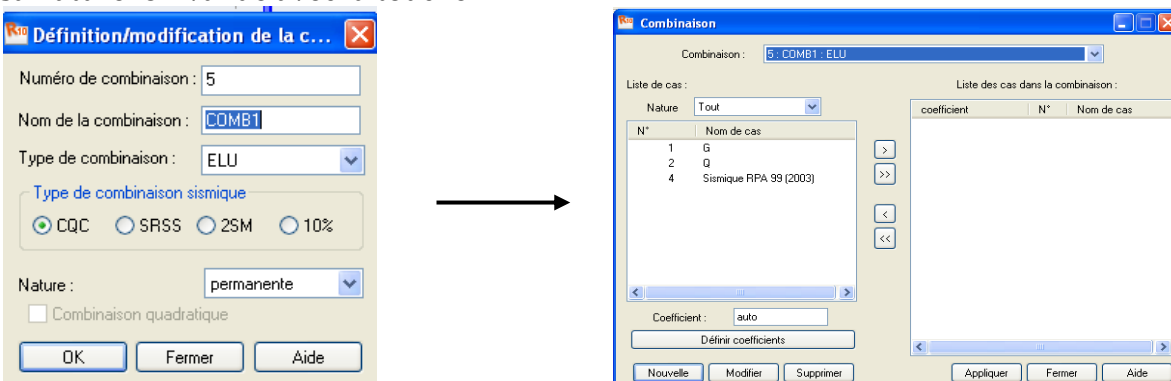


Figure VIII-15 : définir les combinaisons d'actions.

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

VIII.3.12- Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « analyse », on click sur « vérifier la structure » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

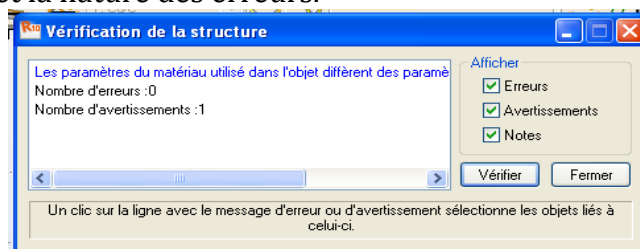


Figure VIII-16: Analyse de la structure :

Dans le menu « analyse », « calculer », on lance l'analyse de la structure.

VIII.3.13- Exploitation des résultats :

Dans le menu « résultat » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « tableau », on coche la case du résultat que l'on veut extraire.



Figure VIII-17 : Affichage des résultats.

VIII.4- Vérification selon RPA 2003 :

VIII.4.1- La période :

Cas.Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,60	1,67	81,52	0,00	#ind#	81,52	0,00	#ind#	1862449,71	1862449,71
3/ 2	0,88	1,14	81,52	79,70	#ind#	0,00	79,70	#ind#	1862449,71	1862449,71
3/ 3	0,91	1,10	81,56	79,70	#ind#	0,04	0,00	#ind#	1862449,71	1862449,71
3/ 4	1,91	0,52	91,78	79,70	#ind#	10,21	0,00	#ind#	1862449,71	1862449,71
3/ 5	2,89	0,35	91,78	91,13	#ind#	0,00	11,42	#ind#	1862449,71	1862449,71

Selon l'article 4.2.4.4 du RPA 99V2003, la valeur de T calculée à partir du logiciel Robot ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriée de plus de 30%.

La période estimée : $T=C_t h_n^{3/4} = 0,46s$.

La période calculée par Robot : $T=1,67s$.

$$\frac{1,67}{0,46} = 3,63 > 1,3$$

VIII.4.2- La participation massique :

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 4^{ème} mode pour le sens longitudinale et du 5^{ème} mode pour le sens transversale.

VIII.4.3- Vérification de la force sismique à la base :

D'après l'article 4.3.6 du RPA 99 V2003 « 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 déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique approprié » .

Soit à vérifier : $V_T > 0,8 V$

- Effort sismique dans le sens x : $V_{Tx} = 912,876 \text{KN}$
- Effort sismique dans le sens y : $V_{Ty} = 1151,689 \text{kN}$

Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :

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

	Sens transversal	Sens longitudinal
A	0,25	0,25
D	2,28	2,5
Q	1,05	1,05
R	6	6
W (KN)	16397,764	16397,764
V (KN)	1635,697	1793,505

Rq : R=6, système d'ossature contreventée par cadres ductiles.
 $V_{tx} = 986,889 \text{KN} <$

$0,8 V_x = 1434,804 \text{KN}$CNV

$V_{ty} = 1134,639 \text{kN} < 0,8 V_y = 1308,558 \text{KN}$CNV

VIII.4.4- 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 qui est égale à

δ_{eK} : Déplacement du aux forces sismiques.

Le déplacement relatif d'un niveau « K » par rapport un niveau **K-1** est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à un étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10 du RPA99V2003, c'est-à-dire ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour notre cas on a une hauteur de 3,23m, donc le déplacement relatif doit être inférieur à 3,23cm.

❖ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Sens longitudinal			Sens transversal		
	$\delta_{eK}(\text{cm})$	$\delta_K(\text{cm})$	$\Delta_K(\text{cm})$	$\delta_{eK}(\text{cm})$	$\delta_K(\text{cm})$	$\Delta_K(\text{cm})$
RDC	0,8	4,8	4,8	0,4	2,4	2,4

Etage 1	2	12	7,2	1,1	6,6	4,2
Etage 2	3,2	19,2	7,2	1,9	11,4	4,8
Etage 3	4,2	25,2	6	2,5	15	3,6
Etage 4	5	30	4,8	3	18	3
Etage 5	5,4	32,4	2,4	3,4	20,4	2,4

Nous constatons que les déplacements inter étage dépassent le déplacement admissible (3,23cm), alors la condition de l'article 5.10 du RPA n' est pas vérifiée.

VIII.4.5- justification vis-à-vis de l'effet p- δ :

Les effets du 2° ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau K-1.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K.

h_k : Hauteur de l'étage K.

- Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal :

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	
RDC	16397,764	4,8	4208,692	323	0,057	CV
1	13782,434	7,2	3255,005	323	0,094	CV
2	11167,172	7,2	2356,872	323	0,105	CNV
3	8551,910	6	1556,216	323	0,102	CNV
4	5936,646	4,8	874,049	323	0,100	CV
5	3321,384	2,4	340,349	323	0,072	CV

- Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal :

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ	
RDC	16397,764	2,4	5274,448	323	0,023	CV
1	13782,434	4,2	4086,642	323	0,043	CV
2	11167,172	4,8	2951,944	323	0,056	CV
3	8551,910	3,6	1935,89	323	0,049	CV
4	5936,646	3	1073,444	323	0,051	CV
5	3321,384	2,4	406,156	323	0,060	CV

VIII.5- Vérification de la structure contreventée :

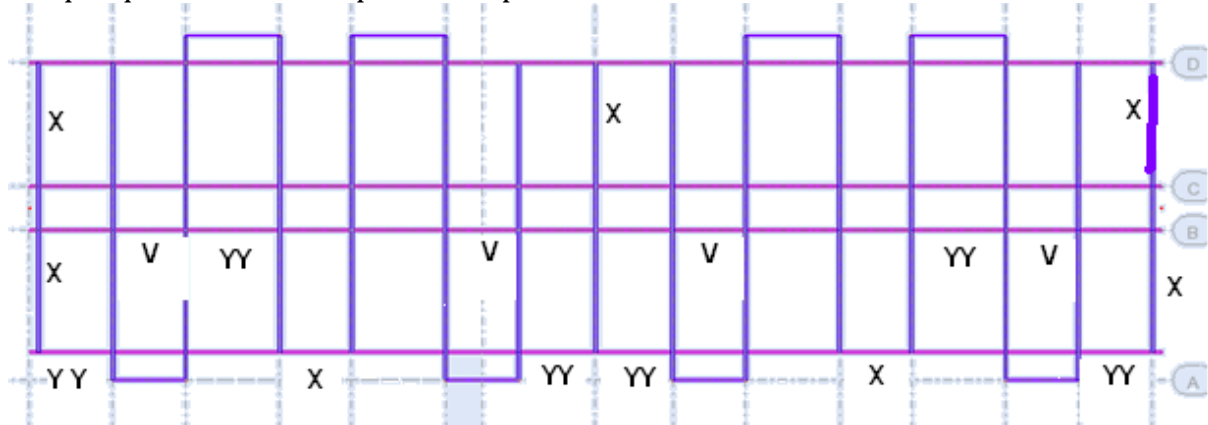
Pour résoudre ce problème il faut augmenter soit la rigidité des poteaux et/ou disposer des contreventements.

- **Choix de disposition des contreventements :**

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, séisme, chocs...etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges verticales et horizontales jusqu'aux fondations.

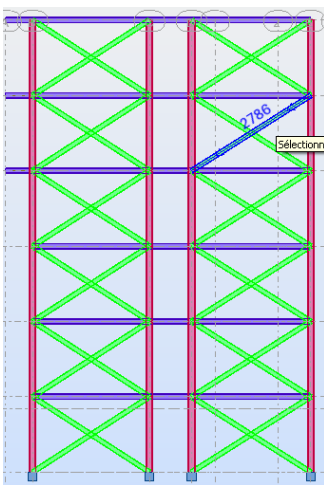
Le choix d'une disposition des éléments de contreventements dans le bâtiment est faite afin de respecter le plan architectural en premier lieu et de minimiser au maximum le nombre des contreventements.

Après quelques essais on a opté à la disposition suivante :

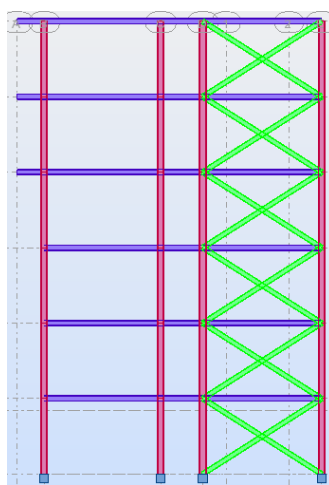


✓ **Sens transversal :**

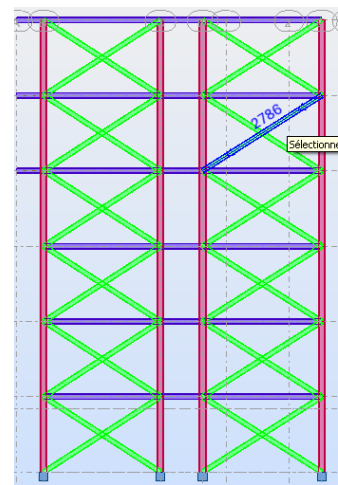
la stabilité est assurée par trois portiques contreventés par des palées triangulées en X.



- Portique 1-



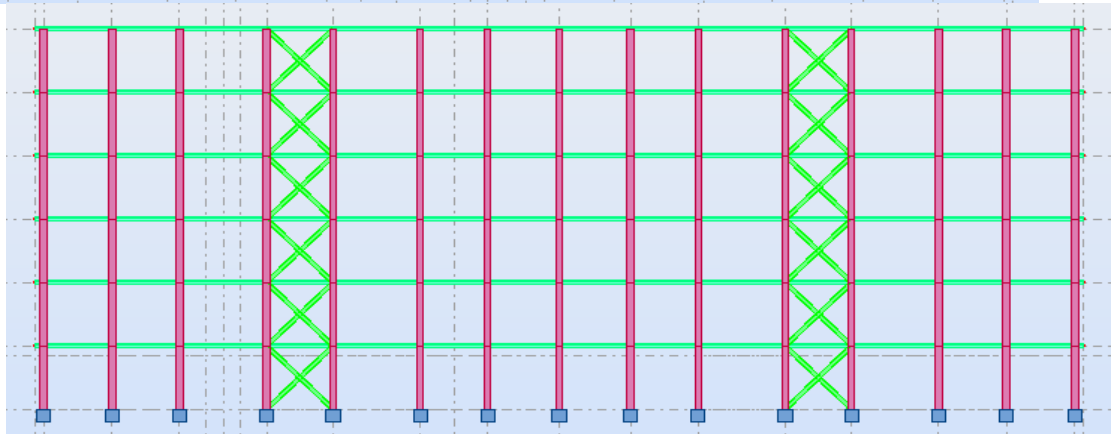
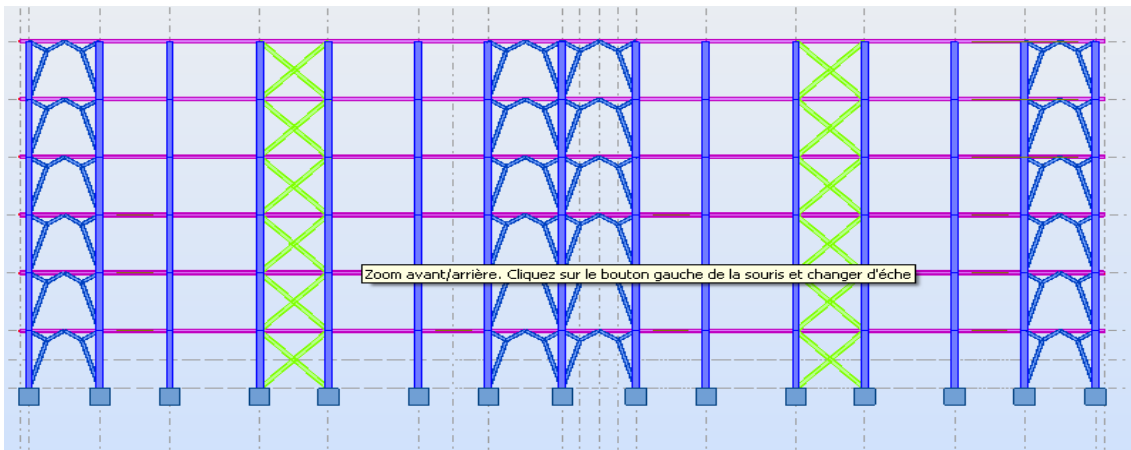
- Portique 8 -



- Portique 15

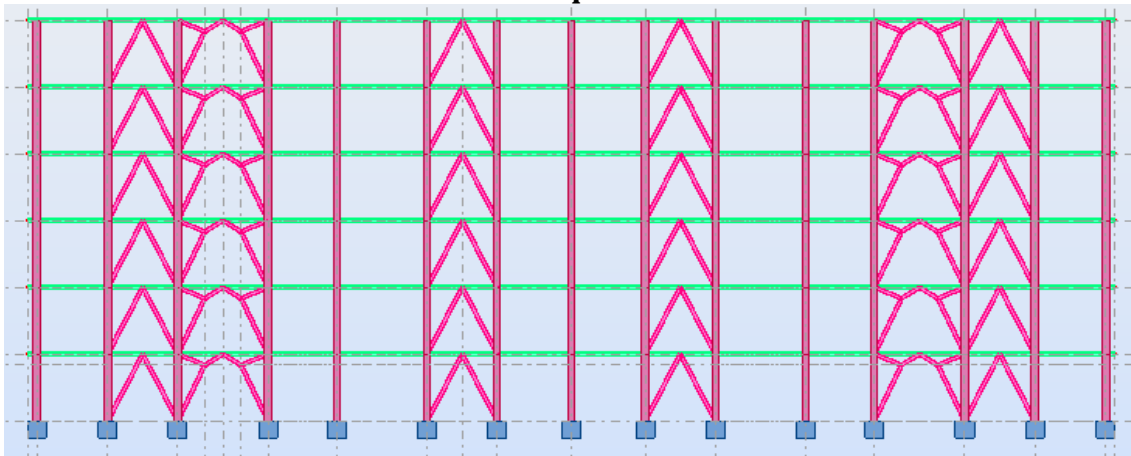
✓ **Sens longitudinal :**

la stabilité est assurée par trois portiques contreventés des palées triangulées en Y et X.



Portique A

Portique B



Portique C

Après analyse de la structure, les résultats obtenus sont les suivants :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,75	0,57	74,40	0,00	#ind#	74,40	0,00	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 2	1,75	0,57	74,40	77,02	#ind#	0,00	77,02	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 3	2,45	0,41	76,03	77,02	#ind#	1,63	0,00	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 4	3,72	0,27	76,03	77,10	#ind#	0,00	0,08	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 5	3,72	0,27	76,03	77,10	#ind#	0,00	0,00	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 6	3,72	0,27	76,03	77,23	#ind#	0,00	0,13	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 7	3,72	0,27	76,03	77,24	#ind#	0,00	0,01	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 8	3,72	0,27	76,03	77,24	#ind#	0,00	0,00	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 9	3,72	0,27	76,03	77,24	#ind#	0,00	0,00	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 10	3,72	0,27	76,03	77,40	#ind#	0,00	0,16	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 11	3,73	0,27	76,03	77,40	#ind#	0,00	0,00	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 12	3,73	0,27	76,03	77,40	#ind#	0,00	0,00	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 13	3,73	0,27	76,03	77,40	#ind#	0,00	0,00	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 14	5,87	0,17	92,45	77,40	#ind#	16,42	0,00	#ind#	1946828,92	1946828,92
3/ 15	6,02	0,17	92,45	92,83	#ind#	0,00	15,43	#ind#	1946828,92	1946828,92

VIII.5.1- La période : T = 0,57 :

$$\frac{0,57}{0,46} = 1,24 \leq 1,3 \dots\dots\dots CV$$

VIII.5.2- La participation massique :

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 14^{ème} mode pour le sens longitudinale et du 15^{ème} mode mode pour le sens transversale.

VIII.5.3- Vérification de la force sismique à la base :

On doit vérifier : $V_T > 0,8 V$

- Effort sismique dans le sens x : $V_{Tx} = 3547,641 \text{ kN}$
- Effort sismique dans le sens y : $V_{Ty} = 2758,462 \text{ kN}$

Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :

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

- Détermination de la valeur du coefficient de comportement R :

La valeur de coefficient de comportement R dépend de la nature du système du contreventement. Le contreventement est dit mixte si les palées de stabilité reprennent au plus 20% des charges verticales globales et les cadres doivent reprennent a eux seuls au moins 25% des charges horizontales globales.

- **Sens X :**

Les palées de stabilité reprennent 43,97% (>20%) des charges verticales globales.

Les cadres reprennent 5,27% (<25%) des charges horizontales globales.

Donc la structure est contreventée par des palées de stabilité en V dans le sens x (R=3).

- **Sens-Y :**

Les palées de stabilité reprennent 12% (<20%) des charges verticales globales.

Les cadres reprennent 16,64% (<25%) des charges horizontales globales.

Donc la structure est contreventée par des palées de stabilité en X dans le sens Y (R=4).

	Sens transversal	Sens longitudinal
A	0,25	0,25
D	2,28	2,5
Q	1,05	1,05
R	4	3
W (KN)	16397,764	16397,764
V (KN)	2453,515	3587,011

$V_{tx} = 3547,641 \text{ KN}$
 $> 0,8 V_x = 2869,609 \text{ KN}$.
OK
 $V_{ty} = 2758,462 \text{ kN}$
 $> 0,8 V_y = 1962,812 \text{ KN}$.

.....OK

VIII.5.4- les déplacements :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Sens longitudinal			Sens transversal		
	$\delta_{eK}(\text{cm})$	$\delta_K(\text{cm})$	$\Delta_K(\text{cm})$	$\delta_{eK}(\text{cm})$	$\delta_K(\text{cm})$	$\Delta_K(\text{cm})$
RDC	0,3	0,9	0,9	0,2	0,8	0,8
Etage 1	0,8	2,4	1,3	0,6	2,4	1,6
Etage 2	1,3	3,9	1,5	1	4	1,6
Etage 3	1,9	5,7	1,8	1,4	5,6	1,6
Etage 4	2,4	7,2	1,5	1,8	7,2	1,6
Etage 5	2,9	8,7	1,5	2,1	8,4	1,2

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible (3,23cm), alors la condition de l'article 5.10 du RPA est vérifiée.

VIII.5.5- justification vis-à-vis de l'effet p- δ :

- Vérification de l'effet P- Δ dans le sens longitudinal :

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_k(\text{KN})$	$h_k(\text{cm})$	θ	
RDC	16397,76	0,9	2202,646	323	0,020	CV
1	13782,43	1,3	1770,916	323	0,028	CV
2	11167,17	1,5	1447,464	323	0,035	CV
3	8551,91	1,8	1066,329	323	0,044	CV
4	5936,646	1,5	686,728	323	0,040	CV
5	3321,384	1,5	345,698	323	0,044	CV

- Vérification de l'effet P- Δ dans le sens transversal :

Niveau	$P_k(KN)$	$\Delta_k(cm)$	$V_k(KN)$	$h_k(cm)$	θ	
RDC	16397,76	0,8	3723,585	323	0,010	CV
1	13782,43	1,6	2862,169	323	0,023	CV
2	11167,17	1,6	2292,769	323	0,024	CV
3	8551,91	1,6	1657,728	323	0,025	CV
4	5936,646	1,6	1052,366	323	0,027	CV
5	3321,384	1,2	524,361	323	0,023	CV

VIII.6 - Les efforts :

VIII.6.1- Structure sans contreventement :

Résultats obtenus pour les poteaux :

Efforts		Valeur de l'effort	numéro du poteau le plus sollicité	combinaison
Effort normal F_x	(+)	631,279	419	G+Q+1,2EY
	(-)	34,306	473	0,8G-EY
Moment M_y	(+)	76,447	233	G+Q-1,2EY
	(-)	73,904	257	G+Q+1,2EY
Moment M_z	(+)	49,425	641	G+Q+1,2EX
	(-)	49,271	593	G+Q-1,2EX

Résultats obtenus pour les poutres principales:

Efforts		Valeur de l'effort	numéro de la poutre la plus sollicité	combinaison
Moment M_y	(+)	58,274	1026	G+Q-1,2EY
	(-)	77,417	865	G+Q+1,2EY

Résultats obtenus pour les poutres secondaires:

Efforts		Valeur de l'effort	numéro de la poutre la plus sollicité	combinaison
Moment M_y	(+)	28,880	692	G+Q-1,2EX
	(-)	39,664	499	G+Q+1,2EX

VIII.6.2- Structure avec contreventement :

Résultats obtenus pour les poteaux :

Efforts		Valeur de l'effort	numéro du poteau le plus sollicité	combinaison
Effort normal F_x	(+)	1239,603	467	G+Q+EX
	(-)	847,543	659	0,8G-EY
Moment M_y	(+)	63,898	250	G+Q-EY
	(-)	66,161	478	G+Q+EY
Moment M_z	(+)	18,252	418	G+Q+EX
	(-)	18,097	454	G+Q-EX

Résultats obtenus pour les poutres principales:

Efforts		Valeur de l'effort	numéro de la poutre la plus sollicité	combinaison
Moment M_Y	(+)	86,643	1020	0,8G-EY
	(-)	92,141	1020	G+Q+EY

Résultats obtenus pour les poutres secondaires:

Efforts		Valeur de l'effort	numéro de la poutre la plus sollicité	combinaison
Moment M_Y	(+)	13,818	541	0,8G-EX
	(-)	24,097	531	G+Q+EX

Résultats obtenus pour les barres de contreventements:

Sens Y :

Efforts	Valeur de l'effort	numéro de la barre la plus sollicité	combinaison
Effort normal F_X	270,410	2863	0,8G-EY

X : (contreventement X)

Efforts	Valeur de l'effort	numéro de la barre la plus sollicité	combinaison
Effort normal F_X	352,194	3105	G+Q+EX

Sens X : (contreventement V)

Efforts	Valeur de l'effort	numéro de la barre la plus sollicité	combinaison
Effort normal F_X	351,75	2545	0,8G-EX

IX - Vérification de l'ossature :

IX.1- Introduction :

Afin de garantir le degré de sécurité souhaité de notre structure nous allons procéder dans ce chapitre à la vérification les éléments les plus sollicités (poteaux, poutres et contreventements).

Cette vérification se fait comme suite :

- Vérification à la résistance.
- Vérification aux phénomènes d'instabilité élastiques tels que :
 - 1-Le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchié (flambement par flexion).
 - 2-Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

IX.2- Vérification du poteau :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal est le poteau N° 419 sous la combinaison « **G+Q+1,2E_y** » avec les efforts internes suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,sd} = 59,339 \text{ Kn.m} \\ N_{sd,max} = 631,279 \text{ kN} \\ V_{y,sd} = 22,142 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le pc $M_{y,max}$ est le poteau N° 233 sous la combinaison « G+Q-1,2E_y » avec les efforts internes suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,sd,max} = 76,447 \text{ Kn.m} \\ N_{sd} = 211,631 \text{ kN} \\ V_{y,sd} = 44,353 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IX.2.1 la résistance :

IX.2.1.1 l'effort tranchant :

- **Poteau 419:**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{37,28 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 459,827 \text{ kN}$$

$$V_{z,sd} = 22,142 \text{ KN} < 459,827 = 226,913 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$V_{z,sd} = 22,142 \text{ KN} < \frac{459,827}{2} = 229,643 \text{ KN}$ donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Poteau 233:**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{37,28 \times 23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 459,827 \text{ kN}$$

$$V_{y,sd} = 44,353 \text{ kn} < 459,827 = 226,913 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$V_{y,sd} = 44,353 \text{ KN} < \frac{459,827}{2} = 229,643 \text{ KN}$ donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

IX.2.1.2- Vérification du poteau à la flexion composée :

- **Poteau 419:**

Soit à vérifier :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{5.4.8.1 (eurocode3)}$$

$$M_{ply,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 1383 \times \frac{23,5}{1,1} = 295,459 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 112,5 \times \frac{23,5}{1,1} = 2403,4 \text{ kN}$$

D'où:

$$\left(\frac{631,279}{2403,4} \right)^2 + \frac{59,339}{295,459} = 0,27 < 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

—————> **Le Poteau est Vérifié à la résistance.**

- **Poteau 233:**

Soit à vérifier :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 + \frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{5.4.8.1 (eurocode3)}$$

$$M_{ply,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 1383 \times \frac{23,5}{1,1} = 295,459 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 112,5 \times \frac{23,5}{1,1} = 2403,4 \text{ kN}$$

D'où:

$$\left(\frac{211,631}{2403,4} \right)^2 + \frac{76,447}{295,459} = 0,27 < 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

—————> **Le Poteau est Vérifié à la résistance.**

IX.2.2- Vérification du poteau aux phénomènes d'instabilité :

IX.2.2.1- Vérification des poteaux au flambement par flexion :

- **Poteau 419 :**

Les éléments à section transversale de classe 1 sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} N_{pl}} + \frac{k_Y \times M_{ysd}}{W_{ply}} + \frac{k_Z \times M_{zsd}}{W_{plz}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{5.5.4.1 (eurocode3)}$$

a- Calcul de χ_{\min} :

χ_{\min} : est la plus petite valeur des coefficients de réduction χ_y et χ_z

- **La longueur de flambement :**

La longueur de flambement l_f d'un poteau dans un mode d'instabilité à nœuds déplaçables peut être obtenue à partir de l'abaque présentée dans la **figure E.2.2** de l'eurocode 3 en fonction des facteurs de distribution de rigidité n_1 et n_2 :

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} ;$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} ;$$

Avec :

K_c : Rigidité du poteau concerné.

K_{ij} : Rigidités effectives des poutres données par le tableau E.2.

K_1 et K_2 sont les rigidités des tronçons de poteaux adjacents.

✓ **Axe de flambement yy :**

	$I_y(\text{cm}^4)$	L(cm)	K(cm^3)
Poteau HEA300	18260	323	56,53
Poutre principale IPE270	5790	510	11,35

$$n_1 = \frac{56,53 + 56,53}{56,53 + 56,53 + 11,35 + 11,35} = 0,83$$

$$n_2 = 0 \text{ (Encastrement) ;}$$

D'après l'abaque E.2.2 (eurocode 3) :

$$\frac{l_{fy}}{l} = 1,59 \longrightarrow l_{fy} = 1,59 \times l \longrightarrow l_{fy} = 514 \text{ cm}$$

✓ **Axe de flambement zz :**

	$I_z(\text{cm}^4)$	L (cm)	K (cm^3)
Poteau HEA300	6310	323	19,53
Poutre principale IPE200	1943	328	5,92

$$n_1 = \frac{19,53 + 19,53}{19,53 + 19,53 + 5,92 + 5,92} = 0,77$$

$$n_2 = 0 \text{ (encastrement) ;}$$

D'après l'abaque E.2.2 (Eurocode 3) :

$$\frac{l_{fz}}{l} = 1,495 \longrightarrow l_{fz} = 1,495 l \longrightarrow l_{fz} = 483 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des élancements moyens : λ_y et λ_z**

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{514}{12,74} = 40,34$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{483}{7,49} = 64,48$$

➤ **Calcul des élancements réduits : $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\xi} = \frac{40,34}{93,9} = 0,42 > 0,2 \text{ risque de flambement dans le plan YY}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\xi} = \frac{64,48}{93,9} = 0,67 > 0,2 \text{ risque de flambement dans le plan ZZ}$$

➤ **Détermination de χ_y et χ_z :**

D'après le tableau 5.5.3 de l'EUROCODE 3 la courbe de flambement correspondant à la section du poteau HEA300 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,97 < 1,2 \\ t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \\ \text{Axe de flambement } yy \end{array} \right. \longrightarrow \text{Courbe b} \longrightarrow \chi_y = 0,9301$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,97 < 1,2 \\ t_c = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \\ \text{Donc : } \chi_{\min} = 0,7429 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Courbe c} \longrightarrow \chi_z = 0,7429$$

$$\mu_y = \left(\frac{N_{ely}}{N_{pl,y}} \right) \text{ avec : } \mu_y \leq 0,9$$

➤ **Détermination de B_{My} .**

B_{My} Présente le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion donné par la **figure 5.5.3** (eurocode 3) en fonction de l'allure de diagramme des moments fléchissant :

$$B_{My} = 1,4$$

D'où :

$$\mu_y = 0,67 (2 \cdot 1,4 - 4) + \left(\frac{1383 - 1260}{1260} \right) = -0,7 < 0,9 \dots \dots \dots \text{ok}$$

c- détermination de k_y :

$$k_y = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_z}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0,7 \times 631,279}{0,7429 \times 112,5 \times 23,5} = 1,18 < 1,5 \dots \dots \dots \text{ok}$$

D'où :

$$\frac{631,279}{0,7429 \times 2403,4} + \frac{0,99 \times 59,339}{295,459} = 0,59 < 1 ;$$

➔ **Le poteau 419 est vérifié au flambement par flexion**

• **Poteau 233 :**

a- Calcul de χ_{\min} :

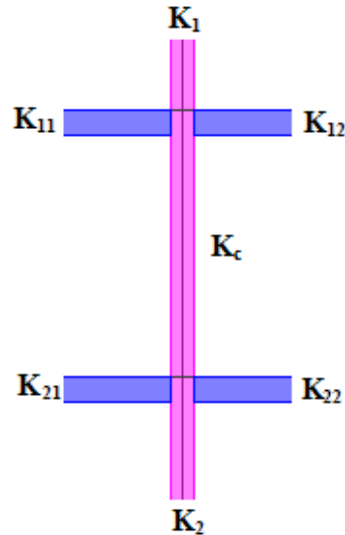
χ_{\min} : est la plus petite valeur des coefficients de réduction χ_y et χ_z

• **La longueur de flambement :**

La longueur de flambement l_f d'un poteau dans un mode d'instabilité à nœuds déplaçables peut être obtenue à partir de l'abaque présentée dans la **figure E.2.2** de l'eurocode 3 en fonction des facteurs de distribution de rigidité n_1 et n_2 :

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} ;$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} ;$$



Avec :

K_c : Rigidité du poteau concerné.

K_{ij} : Rigidités effectives des poutres données par

K_1 et K_2 sont les rigidités des tronçons de poteau

✓ **Axe de flambement yy :**

	I_y (cm ⁴)	L (cm)	
Poteau HEA300	18260	323	56,53
Poutre principale IPE240	5790	510	11,35

$$n_1 = \frac{56,53 + 56,53}{56,53 + 56,53 + 11,35 + 11,35} = 0,83$$

$$n_2 = 0$$

D'après l'abaque E.2.2 (eurocode 3) :

✓ $\frac{l_{fy}}{l} = 1,59 \rightarrow l_{fy} = 1,59 \times l \rightarrow l_{fy} = 514 \text{ cm}$

✓ **Axe de flambement zz :**

	I_z (cm ⁴)	L (cm)	K (cm ³)
Poteau HEA300	6310	323	19,53
Poutre principale IPE200	1943	328	5,92

$$n_1 = \frac{19,53 + 19,53}{19,53 + 19,53 + 5,92 + 5,92} = 0,77$$

$$n_2 = 0 \text{ (encastrement) ;}$$

D'après l'abaque E.2.2 (Eurocode 3) :

$\frac{l_{fz}}{l} = 1,495 \rightarrow l_{fz} = 1,495 \times l \rightarrow l_{fz} = 483 \text{ cm}$

➤ **Calcul des élancements moyens : λ_y et λ_z**

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{514}{12,74} = 40,34$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{483}{7,49} = 64,48$$

➤ **Calcul des élancements réduits : $\bar{\lambda}_y$ et $\bar{\lambda}_z$**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\xi} = \frac{40,34}{93,9} = 0,42 > 0,2 \text{ risque de flambement dans le plan YY}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\xi} = \frac{64,48}{93,9} = 0,67 > 0,2 \text{ risque de flambement dans le plan ZZ}$$

➤ **Détermination de χ_y et χ_z :**

D'après le tableau 5.5.3 de l'EUROCODE 3 la courbe de flambement correspondant à la section du poteau HEA300 :

$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,97 < 1,2$ $t_f = 14\text{mm} < 100\text{mm}$ Axe de flambement yy	→ Courbe b	→ $\chi_y = 0,9301$
$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,97 < 1,2$ $t_f = 14\text{mm} < 100\text{mm}$ Axe de flambement zz	→ Courbe c	→ $\chi_z = 0,7429$
Donc : $\chi_{\min} = 0,7429$		

$$\mu_y = \lambda_y (2 B_{My} - 4) + \left(\frac{\nu_{xy}}{W_{ely}} V_{ely} \right) \text{ avec : } \mu_y \leq 0,9$$

➤ **Détermination de B_{My} :**

B_{My} Présente le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion donné par la **figure 5.5.3** (eurocode 3) en fonction de l'allure de diagramme des moments fléchissant : $B_{My} = 1,4$

D'où :

$$\mu_y = 0,67 (2 \cdot 1,4 - 4) + \left(\frac{1383 - 1260}{1260} \right) = -0,7 < 0,9 \dots \dots \dots \text{ok}$$

c- détermination de k_y :

$$k_y = 1 - \frac{N_{sd} \times \mu_y}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0,7 \times 211,631}{1 \times 112,5 \times 23,5} = 1,06 < 1,5 \dots \dots \dots \text{ok}$$

D'où :

$$\frac{211,631}{0,7429 \times 2403,4} + \frac{1,06 \times 76,447}{295,459} = 0,39 < 1 ;$$

→ **Le poteau 233 est vérifié au flambement par flexion.**

IX.2.2.1- Vérification des poteaux au déversement :

- **Poteau 419 :**

Soit à vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \times N_{pl}} + \frac{K_{Lt} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times M_{ply}} + \frac{k_Z \times M_{zsd}}{M_{plz}} \leq 1 \dots \dots \dots 5.5.4.2 \text{ (eurocode3)}$$

$$M_{zsd} = 0$$

- **calcul de χ_{LT} :**

➤ **Calcul du moment critique élastique de déversement M_{cr} :**

Pour une poutre à section transversale constante et doublement symétrique, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule suivante :

$$\left(\dots \dots \dots \right)$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 x E x I_z}{K^2 x L^2} \sqrt{\frac{K^2}{K_w^2} \left(\frac{I_w}{I_z}\right) + \frac{(KL)^2 x G x I_t}{\pi^2 x E x I_z} + (C_2 x Z_g)^2} - C_2 x Z_g \dots \text{eurocode3 F.1.3.1}$$

Avec :

K : facteur de longueur de flambement, K = 0,7 (poteau est encastré d'une extrémité et simplement appuyé de l'autre).

K_w : Coefficient de gauchissement est pris généralement égal à 1 pour assurer l'encastrement vis-à-vis de gauchissement.

C_1, C_2 et C_3 : facteurs dépendent des conditions de charges et d'encastrement donnés dans le tableau F-1-1 du l'eurocode 3 :

Pour notre cas on a $\Psi = 0,69$:

$$\left\{ \begin{array}{l} C_1 = 1,141 \\ C_2 = 0 \\ C_3 = 0,998 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{de torsion.} \\ \text{de flexion suivant l'axe de faible inertie.} \\ \text{de gauchissement.} \end{array}$$

L : longueur de la poutre entre appuis.

D'où :

$$M_{cr} = 1,141 \frac{3,14^2 x 210000 x 6310}{(0,7 x 323)^2} \sqrt{\frac{0,7^2}{1^2} \left(\frac{1200}{6310}\right) + \frac{(0,7 x 323)^2 x 81000 x 85,17}{3,14^2 x 210000 x 6310}}$$

$$M_{cr} = 1,31 x 10^8 \text{ N.cm}$$

➤ **calcul de λ_{Lt} :**

$$\lambda_{Lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 x E x W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 x 21000000 x 1383}{1,76 x 10^8}}$$

$$\lambda_{Lt} = 46,73$$

➤ **calcul de $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \sqrt{B_w} = \frac{35,20}{93,9} \sqrt{1} = 0,5 > 0,4 \text{ risque au déversement du poteau.}$$

$$X_{LT} = 0,9243 ;$$

• **Calcul de K_{LT} :**

$$K_{LT} = 1 - \frac{N_{sd} x \mu_{LT}}{\chi_y x A x f_y} ,$$

$$\mu_{LT} = 0,15 x \bar{\lambda}_{LT} x B_{M,LT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = -0,045$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{631,279 x -0,045}{0,7429 x 2403,4} = 1,016$$

$$\frac{631,279}{0,7429 x 2403,4} + \frac{1,016 x 59,339}{0,9243 x 295,459} = 0,57 < 1$$

➔ **Le Poteau 419 est Vérifié au déversement.**

• **Poteau 2**

Soit à vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z x N_{pl}} + \frac{K_{Lt} x M_{ysd}}{\chi_{LT} x M_{ply}} + \frac{k_Z x M_{zsd}}{M_{plz}} \leq 1 \dots \dots \dots 5.5.4.2 \text{ (eurocode3)}$$

$$M_{zsd} = 0$$

• **calcul de χ_{LT} :**

➤ **Calcul du moment critique élastique de déversement M_{cr} :**

Pour une poutre à section transversale constante et doublement symétrique, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule suivante :

$$\left(\dots \dots \dots \right)$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 x E x I_z}{K^2 x L^2} \sqrt{\frac{K^2}{K_w^2} \left(\frac{I_w}{I_z}\right) + \frac{(KL)^2 x G x I_t}{\pi^2 x E x I_z} + (C_2 x Z_g)^2} - C_2 x Z_g \dots \text{eurocode3 F.1.3.1}$$

Avec :

K : facteur de longueur de flambement, K = 0,7 (poteau est encastré d'une extrémité et simplement appuyé de l'autre).

K_w : Coefficient de gauchissement est pris généralement égal à 1 pour assurer l'encastrement vis-à-vis de gauchissement.

C_1, C_2 et C_3 : facteurs dépendent des conditions de charges et d'encastrement donnés dans le tableau F-1-1 du l'eurocode 3 :

Pour notre cas on a $\Psi = 0,39$:

$$\left\{ \begin{array}{l} C_1 = 1,323 \\ C_2 = 0 \\ C_3 = 1,514 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{de torsion.} \\ \text{de flexion suivant l'axe de faible inertie.} \\ \text{de gauchissement.} \end{array}$$

L : longueur de la poutre entre appuis.

D'où :

$$M_{cr} = 1,323 \frac{3,14^2 x 210000 x 6310}{(0,7 x 323)^2} \sqrt{\frac{0,7^2}{1^2} \left(\frac{1200}{6310}\right) + \frac{(0,7 x 323)^2 x 81000 x 85,17}{3,14^2 x 210000 x 6310}}$$

$$M_{cr} = 1,52 x 10^8 \text{ N.cm}$$

➤ **calcul de λ_{Lt} :**

$$\lambda_{Lt} = \sqrt{\frac{\pi^2 x E x W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 x 21000000 x 1383}{1,76 x 10^8}}$$

$$\lambda_{Lt} = 43,47$$

➤ **calcul de $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \sqrt{B_w} = \frac{35,20}{93,9} \sqrt{1} = 0,46 > 0,4 \text{ risque au déversement du poteau.}$$

$$X_{LT} = 0,9286 ;$$

• **Calcul de K_{LT} :**

$$K_{LT} = 1 - \frac{N_{sd} x \mu_{LT}}{x_y x A x f_y} ,$$

$$\mu_{LT} = 0,15 x \bar{\lambda}_{LT} x B_{M,LT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = -0,0093$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{211,631 x -0,0093}{0,7429 x 2403,4} = 1,003$$

$$\frac{211,631}{0,7429 x 2403,4} + \frac{1 x 76,447}{0,9286 x 295,459} = 0,56 < 1$$

➔ **Le Poteau 233 est Vérifié au déversement.**

IX.3- vérification

IX.3.1- Vérification de la poutre secondaire :

IX.3.1.1- à la résistance :

On doit effectuer deux vérifications :

a) Vérification de la poutre secondaire sous un moment positif :

La résistance est assurée par La poutre mixte.

La

poutre la plus sollicitée sous ce moment est la poutre **692** sous la combinaison

« **G + Q + 1,2 E** » avec les efforts internes suivants :

$$M_{ysd} = 28,880 \text{ KN.m}$$

$$V_{ysd} = 19,67 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 0,004 \text{ kN}$$

1- Caractéristiques de la dalle mixte :

• Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

$$b_{\text{eff}} = \min \left(2x \frac{l_0}{8} ; e \right)$$

Avec :

l_0 : la longueur de la poutre

e : entres axes des solives

Donc :

$$b_{\text{eff}} = \min \left(2 \times \frac{3,15}{8} ; 1,02 \right) \rightarrow b_{\text{eff}} = 78,75 \text{ cm}$$

• Section équivalente acier-béton :

$$S = A + \frac{B}{n} = 28,48 + \frac{630}{15} = 70,48 \text{ cm}^2$$

2- Vérification de l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{\text{ysd}} \leq V_{\text{plyRd}}$$

$$V_{\text{plyRd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = \frac{14 \times 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 172,680 \text{ kN}$$

$$V_{\text{ysd}} = 19,67 \text{ kN} < 172,680 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$V_{\text{ysd}} = 19,67 \text{ kN} < 0,5 \times 172,680 = 86,34 \text{ kN}$. Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

3- Vérification au moment fléchissant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{ysd}} \leq M_{\text{plyRd}}$$

✓ Calcul du M_{plyRd} :

$$\text{Résistance de l'acier : } F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_a} = \frac{28,48 \times 23,5}{1,1} = 608,44 \text{ kN}$$

$$\text{Résistance dans la section du béton : } F_b = \frac{0,85 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{\text{ck}}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 78,75 \times 7,52 \times 2,5}{1,5}$$

$$F_b = 838,95 \text{ kN}$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$Z = \frac{\frac{A \times f_y}{\gamma_a}}{\frac{0,85 \times b_{\text{eff}} \times f_{\text{ck}}}{\gamma_b}} = \frac{608,440}{111,562} = 5,45 \text{ cm} \text{ donc l'A.N.P se situe dans la dalle de béton.}$$

$$M_{\text{plyRd}} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = 608,440 \left(\frac{20}{2} + 8 - \frac{5,45}{2} \right) \times 10^{-2} = 92,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{ysd}} = 28,88 \text{ kN.m} < M_{\text{plyRd}} = 92,97 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

b) Vérification de la poutre secondaire sous un moment négatif :

Dans ce cas c'est La poutre seule qui va assurer la résistance. La poutre la plus sollicitée sous ce moment est la poutre N°499 sous la combinaison «G + Q + 1,2 E_x» avec les efforts internes suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{ysd}} = 39,664 \text{ kN.m} \\ V_{\text{ysd}} = 4,011 \text{ kN} \\ N_{\text{sd}} = 0 \text{ kN} \end{array} \right.$$

1. Vérification du l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{ysd} \leq V_{ply Rd}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = \frac{14 \times 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 172,680 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 31,711 \text{ kN} < 172,680 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$V_{ysd} = 4,011 \text{ kN} < 0,5 \times 172,680 = 86,34 \text{ kN}$. Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

2. Vérification au moment fléchissant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{ysd} \leq M_{plyRd}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220,6 \times 23,5}{1,1} = 47,128 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} = 39,664 \text{ kN.m} < M_{plyRd} = 47,128 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

→ La poutre secondaire (IPE200) est vérifiée.

IX.3.1.2- Vérification de la poutre secondaire au déversement :

Cette vérification est inutile car les semelles comprimées des poutres sont fixées latéralement par le plancher mixte donc ya pas risque au déversement.

IX.3.2- Vérification de poutre principale :

IX.3.2.1- à la résistance :

On doit effectuer deux vérifications :

a) Vérification de la poutre principale sous un moment positif :

Dans ce cas c'est La poutre mixte qui va assurer la résistance. La poutre la plus sollicitée sous ce moment est la poutre N° 1026 sous la combinaison «G + Q - 1,2 E_y» avec les efforts internes suivants :

$$M_{ysd} = 58,274 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 0,003 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 64,078 \text{ kN}$$

1- Caractéristiques de la dalle mixte :

- Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

$$b_{eff} = \min \left(2x \frac{l_0}{8} ; e \right)$$

Avec :

l_0 : la longueur de la poutre

e : entres axes des solives

Donc :

$$b_{eff} = \min \left(2 \times \frac{5,10}{8} ; 1,02 \right) \rightarrow b_{eff} = 127,5 \text{ cm}$$

- Section équivalente acier-béton :

$$S = A + \frac{B}{n} = 45,94 + \frac{1020}{15} = 113,94 \text{ cm}^2$$

2- Vérification du l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{ysd} \leq 0,5 V_{plyRd}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = \frac{22,14 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 273,081 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 64,078 \text{ kN} < 0,5 \times 273,081 \text{ kN} = 136,540 \text{ kN.}$$

3- Vérification au moment fléchissant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{ysd} \leq M_{plyRd}$$

✓ Calcul du M_{plyRd} :

$$\text{Résistance de l'acier : } F_a = \frac{A \times f_y}{\gamma_a} = \frac{45,94 \times 23,5}{1,1} = 981,445 \text{ kN}$$

$$\text{Résistance dans la section du béton : } F_b = \frac{0,85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 127,5 \times 7,52 \times 2,5}{1,5}$$

$$F_b = 1358,3 \text{ kN}$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$Z = \frac{\frac{A \times f_y}{\gamma_a}}{\frac{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}} = \frac{981,445}{180,625} = 5,43 \text{ cm}$$

donc l'A.N.P se situe dans la dalle de béton.

$$M_{plyRd} = F_a \left(\frac{h}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = 981,445 \left(\frac{24}{2} + 8 - \frac{5,43}{2} \right) \times 10^{-2} = 169,642 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} = 58,274 \text{ kN.m} < M_{plyRd} = 169,642 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{ok}$$

b) Vérification de la poutre principale sous un moment négatif :

Dans ce cas c'est La poutre seule qui va assurer la résistance. La poutre la plus sollicitée sous ce moment est la poutre N°865 sous la combinaison «G + Q + 1,2 E_y» avec les efforts internes suivants :

$$M_{ysd} = 77,417 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 0,004 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 30,907 \text{ kN}$$

1- Vérification du l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{ysd} \leq 0,5 V_{plyRd}$$

$$V_{plyRd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = \frac{22,14 \cdot 23,5}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 273,081 \text{ kN}$$

$$V_{ysd} = 30,907 \text{ kN} < 0,5 \times 273,081 \text{ kN} = 136,540 \text{ kN.}$$

2- Vérification au moment fléchissant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{ysd} \leq M_{plyRd}$$

$$M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{484 \times 23,5}{1,1} = 108,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} = 77,417 \text{ kN.m} > M_{plyRd} = 108,4 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{CV}$$

→ La poutre principale est vérifiée à la résistance.

IX.3.2.1- Vérification de la poutre principale au déversement :

Cette vérification est inutile car les semelles comprimées des poutres sont fixées latéralement par le plancher mixte donc pas risque au déversement .

IX.4- Vérification des barres de contreventements :

IX.4.1- Vérification des palées triangulées en X dans le Sens transversal :

IX.4.1.1- Vérification des barres tendues à la résistance (2 UPN 120) :

La barre la plus sollicitée à la traction est la barre N° 2863 sous la combinaison « 0,8G - E_y ». D'après le RPA99 V2003 les barres de contreventements doivent résister à 1,25 fois l'effort déterminé tel que :

$$N_{sd} = 1,25 \times 270,41 = 338,012 \text{ kn ;}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{338,012}{2} = 169,006 \text{ KN (on étudiera la résistance d'un seul UPN) ;}$$

Cette valeur doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{Sd} \leq N_{tRd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{U,Rd} ; N_{net,Rd}) \dots\dots\dots(\text{eurocode 5.4.3.1})$$

- **Calcul de la résistance plastique de calcul de la section brute ou section courante $N_{pl,Rd}$:**

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

A : Aire de la section brute.

f_y : Limite élastique du matériau.

γ_{m0} : Coefficient partiel de sécurité de matériau.

AN:

$$N_{pl,Rd} = \frac{17 \times 23,5}{1,1} = 363,2 \text{ kN}$$

- **Calcul de la résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixation $N_{U,Rd}$:**

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

avec :

f_u : Limite à la rupture du matériau.

γ_{m2} : Coefficient partiel de sécurité à appliquer dans les sections nettes.

A_{nette} : Aire de la section nette au droit des trous de fixation. Dans le cas général où les trous sont disposés par rangées perpendiculaires à la direction de l'effort de traction, l'aire nette est égale à l'aire brute diminuée des aires prises par les trous

$$A_{nette} = A - n d t$$

Où :

n : Nombre de trous dans la section considérée

d : Diamètre des trous.

t : Épaisseur de la tôle.

$$A_{nette} = (17 - 2 \times 1,2 \times 0,92) = 14,792 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 14,792 \times 36}{1,25} = 383,41 \text{ kn}$$

Remarque :

N_{u,Rd} > N_{pl,Rd} La condition de ductilité est vérifiée.

- **Calcul de la résistance plastique de la section nette pour les assemblages par boulons à l'ELU :**

$$N_{nette} = \frac{A_{nette} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{nette} = \frac{14,792 \times 23,5}{1,1} = 316 \text{ kN}$$

Donc : $\frac{N_{sd}}{2} = 169,006 \text{ kN} < N_{net,Rd} = 316 \text{ kN}$

➔ Les barres de contreventements tendues en « X » sont vérifiées à la résistance.

IX.4.2- Vérification de palées triangulées dans le sens longitudinal :

IX.4.2.1- Vérification de palées triangulées en X (2UPN120) :

a) Vérification des barres tendues :

La barre la plus sollicitée à la traction est la barre N° 3105 sous la combinaison « G+ Q+E_x ».

D'après le RPA99 V2003 les barres de contreventements doivent résister à 1,25 fois l'effort déterminé tel que :

$$N_{sd} = 1,25 \times 352,155 = 440,19 \text{ kN} ;$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{440,19}{2} = 220,1 \text{ kN (on étudiera la résistance d'un seul UPN) ;}$$

Cette valeur doit satisfaire à la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} \leq N_{tRd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) \dots\dots\dots(\text{eurocode 5.4.3.1}) \\ N_{u,Rd} = 383,41 \text{ KN} \\ N_{pl,Rd} = 363,2 \text{ KN} \\ N_{net,Rd} = 316 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$N_{sd} = 169,006 \text{ kN} < N_{net,Rd} = 316 \text{ kN}$; donc les barres tendues sont vérifiées.

IX.4.2.2- Vérification de palées triangulées en V (2UPN180) :

a) Vérification des barres tendues :

La barre la plus sollicitée à la traction est la barre N°2545 sous la combinaison « G+Q+E_x ». D'après le RPA99 V2003 les barres de contreventements doivent résister à 1,25 fois l'effort déterminé tel que :

$$N_{sd} = 1,25 \times 351,75 = 439,69 \text{ kN} ;$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{439,69}{2} = 219,84 \text{ kN (on étudiera la résistance d'un seul UPN de 180).}$$

Cette valeur doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{tRd} = \min (N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) \dots\dots\dots(\text{eurocode 5.4.3.1})$$

➤ Calcul de la résistance plastique de calcul de la section brute ou section courante $N_{pl,Rd}$:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{28 \times 23,5}{1,1} = 598,182 \text{ kN}$$

➤ Calcul de la résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixation $N_{u,Rd}$:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$A_{nette} = (28 - 2 \times 1,2 \times 0,92) = 25,79 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times 25,79 \times 36}{1,25} = 668,528 \text{ kN}$$

Remarque :

$N_{u,Rd} > N_{pl,Rd}$ La condition de ductilité est vérifiée.

➤ **Calcul de la résistance plastique de la section nette pour les assemblages par boulons à l'ELU :**

$$N_{nette} = \frac{A_{nette} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{nette} = \frac{25,79 \times 23,5}{1,1} = 550,968 \text{ kN}$$

Donc : $\frac{N_{Sd}}{2} = 219,84 \text{ kN} < N_{net,Rd} = 550,968 \text{ kN}$

➔ Les barres de contreventements tendues en « V » sont vérifiées à la résistance.

IX.5- Tableau recapitulative :

Element	Section
Poteau	HEA300
Poutre secondaire	IPE200
Poutre principale	IPE270
Contreventement en X(sensX)	2UPN120
Contreventement en X(sensY)	2UPN120
Contreventement en V	2UPN180

X- Etude des assemblages :

X.4- Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose des pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout a bout (éclissage, raboutage)

- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis ...etc.)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il ya lieu de distinguer parmi les assemblages :

- **Les assemblages articulés** : qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- **Les assemblages rigides** : qui transmettent en outre les divers moments.

X.5- Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

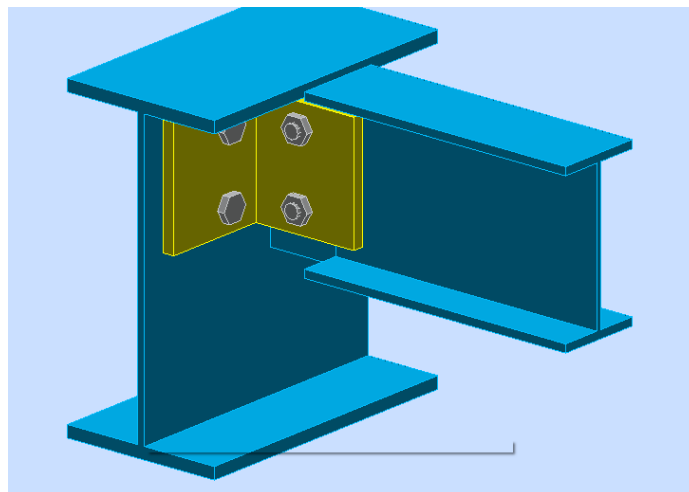
- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.
- Les assemblages collés.

Pour les deux derniers modes sont peu utilisés ou pratiquement abandonnés actuellement, du fait des difficultés inhérentes à leur mise en œuvre concernant Les assemblages par rivets et pour l'assemblage par collage reste toujours une technique non règlementée.

Par contre l'assemblage boulonné est un mode largement utilisé, présente en général l'avantage de démonte facilement avec une récupération intégrale des composants initiaux et c'est le mode adopté dans notre projet.

X.6- Calcul des assemblages :

X.3.1- Assemblage solive- poutre principale (IPE 140-IPE270) :



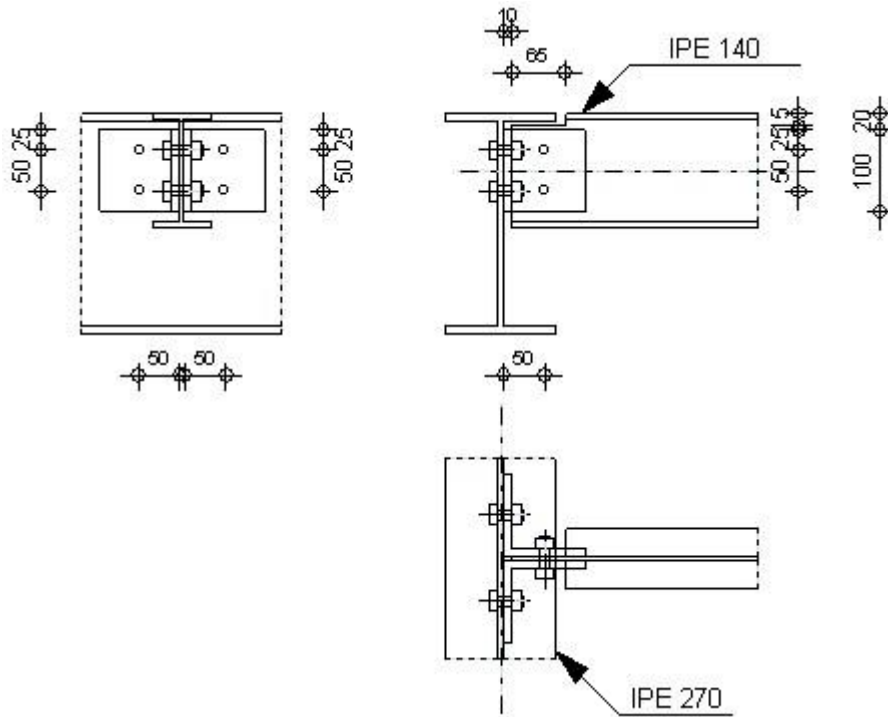


Figure X-1 : Assemblage solive -poutre principale

Cet assemblage sera réalisé a l'aide des cornières à ailles égales boulonnées à l'âme des pièces assemblées.

1) données de calcul :

- **Les sollicitations :**

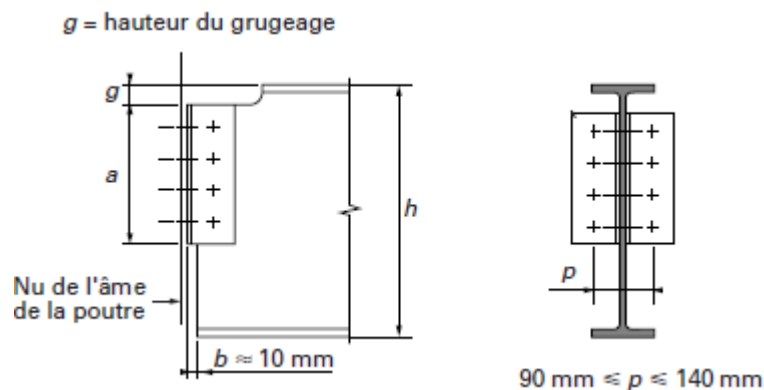
Cet assemblage est sollicité par un effort tranchant $V_{sd} = 17,065$ KN.

- **Choix des boulons :**

On utilise des boulons ordinaires M12 de classe 4,8.

$d = 12$ mm, $d_0 = 12 + 2 = 14$ mm,

- **Disposition constructives d'attache par cornière :**



$a \geq 0,6 \times h = 84$ mm en prend ; $a = 100$ mm.

$g = 15$ mm; $b = 10$ mm.

$12 \text{ mm} \geq t_c \geq 8$ mm, on opte pour une cornière L 100 x 100 x 10.

2) Détermination des Dispositions constructives :

- a- **Pince longitudinale et transversale :**

minimale	maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1,5 d_0 = 21 \text{ mm.}$	$e_1 \leq \min (150\text{mm}, 12t) = 56 \text{ mm.}$	$e_1 = 25\text{mm.}$
$e_2 \geq 1,5 d_0 = 21 \text{ mm.}$	$e_2 \leq \min (150\text{mm}, 12t) = 56 \text{ mm.}$	$e_2 = 50 \text{ mm.}$

b- Entraxe longitudinale et transversale des trous :

minimale	maximale	Entraxe adopté
$p_1 \geq 2,2 d_0 = 30,8 \text{ mm.}$	$p_1 \leq \min (14t, 200 \text{ mm}) = 66 \text{ mm.}$	$P_1 = 50 \text{ mm}$
$p_2 \geq 3 d_0 = 42\text{mm.}$	$p_2 \leq \min (14t, 200 \text{ mm}) = 66 \text{ mm.}$	

3) Vérifications des boulons :

a- Coté de la solive :

Condition a vérifié : $F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$ (boulons travaillent au double cisaillement)

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2}$$

Avec:

$F_{r,sd}$: L'effort maximal résultant repris par chaque boulon.

- $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{17,065}{2} = 8,532 \text{ KN.}$
- $F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} \times e_2}{d} = \frac{17,065 \times 53,3}{50} = 18,2 \text{ KN.}$
- $F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} = 20,103 \text{ KN.}$

Avec:

$F_{h,sd}$: effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement

M_e : Le moment local d'excentrement.

$n=2$: Nombre des boulons

$e = 53,3 \text{ mm}$; Distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre.

$d = 50 \text{ mm}$: Distance séparant les rangées extrêmes de boulons.

- $F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 400 \times 84,3}{1,25} = 13,488 \text{ KN.}$
- $F_{r,sd} = 20,103 \text{ KN} \leq 2 \times F_{v,Rd} = 26,976 \text{ KN.} \dots\dots\dots \text{OK}$

b- Coté de la poutre principale :

Condition a vérifié : $F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{17,065}{4} = 4,266 \text{ KN.}$$

$F_{v,Rd} = 13,488 \text{ KN.}$

$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} \dots\dots\dots \text{OK}$

4) Vérification de la cornière :

a- à la pression diamétrale :

Condition à vérifier : $\frac{F_{r, Sd}}{2} \leq F_{b, Rd}$ (deux cornières)

$F_{b, Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$$F_{b, Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_c}{\gamma_{mb}} ;$$

Avec :

$f_u = 360$ MPA, contrainte de rupture des pièces.

$d = 12$ mm, diamètre des boulons.

$t_c = 10$ mm, épaisseur de la cornière.

$\gamma_{mb} = 1,25$, coefficient partiel de sécurité en cisaillement.

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) ; \alpha = \min (0,6, 1,03, 1,11, 1) = 0,6 .$$

$$F_{b, Rd} = \frac{2,5 \times 0,6 \times 360 \times 12 \times 10}{1,25} = 51,84 \text{ KN} .$$

$$F_{b, Rd} = 51,840 \text{ KN} > F_{r, sd} / 2 = 10,051 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

b- Au cisaillement :

Condition à vérifier : $V_{sd} / 2 \leq V_{pl, rd}$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_w \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$\text{si } A_{net} \geq \frac{f_y \times \gamma_{M2}}{f_u \times \gamma_{M0}} \times A \text{ alors : } A_w = A .$$

$$\text{Sinon } A_w = \frac{f_u \times \gamma_{M0}}{f_y \times \gamma_{M2}} \times A .$$

$$A_{net} = A - n d_0 t = 15,1 - 2 \times 1,3 \times 1 = 12,5 \text{ cm}^2 .$$

$$\frac{f_y \times \gamma_{M2}}{f_u \times \gamma_{M0}} \times A = 11,2 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{net} = 12,5 \text{ cm}^2 \geq \frac{f_y \times \gamma_{M2}}{f_u \times \gamma_{M0}} \times A = 11,2 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Donc : } A_w = A = 15,1 \text{ cm}^2 .$$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_w \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{15,1 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 186,248 \text{ KN} .$$

$$V_{sd} / 2 = 8,532 \text{ KN} .$$

$$V_{sd} / 2 \leq V_{pl, rd} \dots \dots \dots \text{OK}$$

5) Vérification de la poutre principale :

a- à la pression diamétrale :

Condition a vérifié : $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} ;$$

$t = 6,6$ mm, épaisseur de l'âme de la poutre principale.

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,6 \times 360 \times 12 \times 6,6}{1,25} = 34,214 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 4,266 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

b- Au cisaillement :

Condition a vérifié : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 17,065 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 566,64 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

6) Vérification de la solive :

a- la pression diamétrale :

Condition a vérifié : $F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_s}{\gamma_{mb}}$$

$t_s = 4,7$ mm, épaisseur de l'âme de la poutre principale.

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,6 \times 360 \times 12 \times 4,7}{1,25} = 24,364 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 8,532 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

b- Au cisaillement :

Condition a vérifié : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 17,065 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 202,65 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

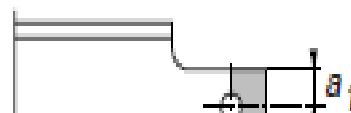
7) Au cisaillement du bloque :

Condition a vérifié : $V_{sd} \leq V_{eff,rd}$

$$V_{eff,rd} = \frac{A_{v,eff} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} ;$$

$A_{v,eff}$: Aire efficace de cisaillement.

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} , \text{ avec } L_{v,eff} = L_v + L_1 + L_2 \leq L_3 .$$



t_w : épaisseur de l'âme de la solive.

$$L_1 = a_1 = 25\text{mm}, L_1 = 25 \text{ mm} < 5d = 60 \text{ mm}.$$

$$L_2 = (a_2 - K d_0) \times \frac{f_u}{f_y} = 23 \text{ mm}.$$

$K = 2,5$ pour deux rangées de boulons.

$$L_3 = L_v + a_1 + a_3 = 93 \text{ mm}.$$

$$L_3 \leq (L_v + a_1 + a_3 - nd_0) \left(\frac{f_u}{f_y} \right) = 118 \text{ mm}.$$

$$\text{Donc : } L_{v,eff} = 50 + 25 + 23 = 98 \leq L_3 = 118 \text{ mm}.$$

$$A_{v,eff} = t_w \times L_{v,eff} = 4,7 \times 98 = 460,6 \text{ mm}^2.$$

$$V_{eff,rd} = \frac{A_{v,eff} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{460,6 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} = 56,81 \text{ KN}.$$

$$V_{sd} = 17,065 \text{ KN}.$$

$$V_{sd} \leq V_{eff,rd} \quad \dots\dots\dots\text{OK}$$

8) Vérification de la section grugée :

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{v,Rd}$.

$M_{v,Rd}$: moment de résistance plastique réduit .

$$M_{v,Rd} = \frac{W_{y,pl} \times f_{y,reducee}}{\gamma_{M1}},$$

$$f_{y,reducee} = (1 - \rho) \times f_y,$$

$$\rho = \left(\frac{2 \times V_{sd}}{V_{pl,rd}} - 1 \right)^2 = 0,7$$

$$f_{y,reducee} = (1 - 0,7) \times 235 = 70,5 \text{ MPA}.$$

$$M_{v,Rd} = \frac{88,34 \times 70,5}{1,1} = 5,662 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = V_{sd} \times f ;$$

$$f = (b - t_w) / 2 + 10 = 74,2 \text{ mm}.$$

$$M_{sd} = 17,065 \times 0,0742 = 1,267 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{v,Rd} \quad \dots\dots\dots\text{OK}$$

X.3.2- Assemblage poteau-poutre secondaire :

1) Données de calcul :

- sollicitations :

L'assemblage est sollicité par :

- un moment fléchissant : $M_{sd} = 39,664 \text{ KN.m}$

- un effort tranchant : $V_{sd} = 41,211 \text{ KN}$

- un effort normal : $N_{sd} = 0 \text{ kN}$

- **Platine :** (120 X 220 X 20) mm
- **Choix des boulons :**

On choisit 4 boulons HR10.9 avec un diamètre de $\varnothing 20$

2) Détermination des dispositions constructives :

a- Pince longitudinale et transversale :

minimale	maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1,5 d_0 = 33 \text{ mm.}$	$e_1 \leq \min (150\text{mm}, 12t) = 79,2 \text{ mm.}$	$e_1 = 65 \text{ mm.}$
$e_2 \geq 1,5 d_0 = 33 \text{ mm.}$	$e_2 \leq \min (150\text{mm}, 12t) = 79,2 \text{ mm.}$	$e_2 = 30\text{mm.}$

b- entraxe longitudinale et transversale des trous :

minimale	maximale	Entraxe adopté
$p_1 \geq 2,2 d_0 = 48,4\text{mm.}$	$p_1 \leq \min (14t, 200 \text{ mm}) = 92,4 \text{ mm.}$	$P_1 = 90\text{mm}$
$p_2 \geq 3 d_0 = 66\text{mm.}$	$P_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) = 92,4 \text{ mm.}$	$P_2 = 60 \text{ mm}$

3) Vérification au moment fléchissant :

Le moment résistant effectif de l'assemblage M_R est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situés dans la zone tendue par leurs distances respectives au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée) , sa valeur est donnée par :

$$M_R = N_1 \times d_1$$

- N_1 : Effort de traction dans la rangée des boulons la plus éloignée située dans la zone tendue :

$$N_1 = n F_p = n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec:

n : nombre des boulons par rangée ($n=2$)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9,

A_s : L'aire de la section du boulon de M20 ; $A_s=245\text{mm}^2$

$$\longrightarrow N_1 = 343\text{KN}$$

- $d_1 ; d_2$: distances des boulons tendus au centre de résistance de la zone Comprimée

$$d_1 = 145 \text{ mm}$$

$$M_R = N_1 \times d_1 = 343 \times 0,145 = 49,735 \text{ KNm} > M_{sd} = 39,664\text{kn.m} \dots\dots\dots\text{ok}$$

4) Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que l'effort de cisaillement V_1 par boulon soit tel que :

$$V_1 = \frac{V}{n} < F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\lambda_{ms}}$$

Avec :

F_s : Résistance au glissement

K_s : Coefficient fonction de la dimension des trous ; $K_s = 1$

m : Nombre d'interfaces de frottement ; $m = 1$

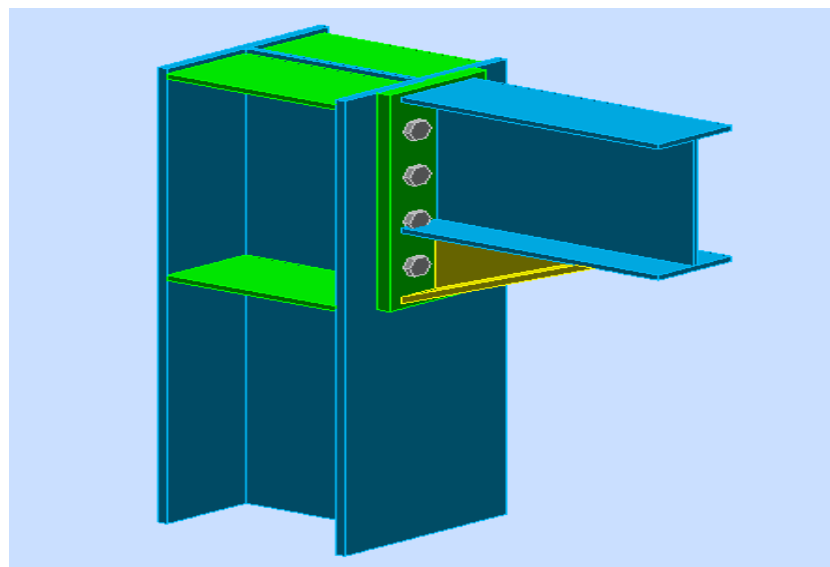
μ : Coefficient de frottement des pièces (surface de classe C) ; $\mu = 0,3$

F_p : est la force de précontrainte ; $F_p = 171,5 \text{KN}$.

λ_{ms} : 1,25 pour les trous à tolérances normales.

$V_1 = 10,307 \text{KN} < F_s = 41,16 \text{KN} \dots \dots \dots \text{ok}$

X.3.3- Assemblage poutre principale- poteau(IPE 270 -HEA300) :



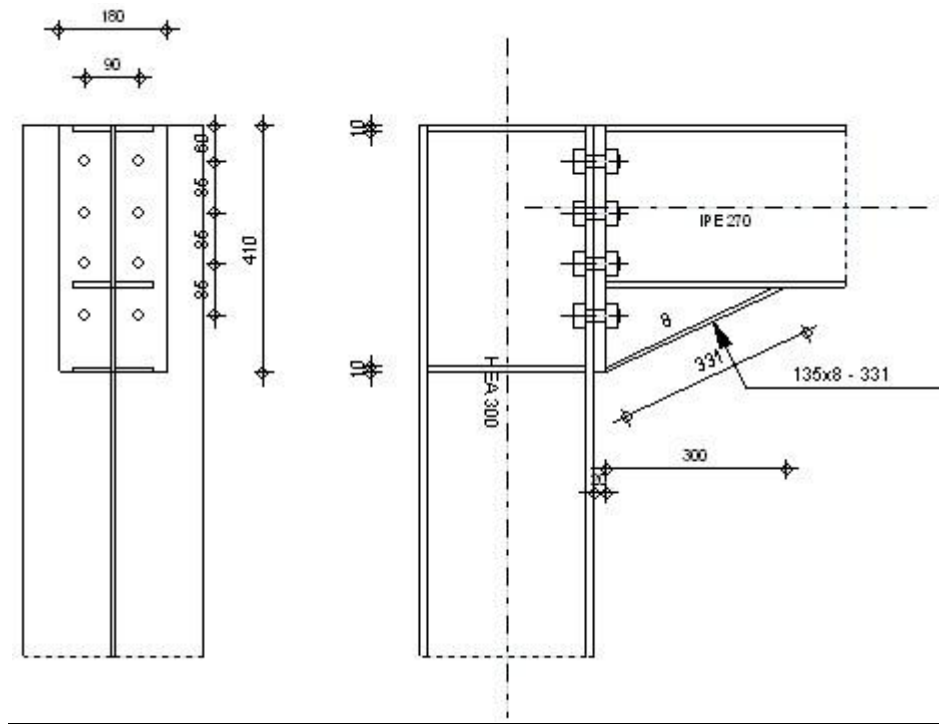


Figure X-2: Assemblage poteau-poutre principale

1) Données de calcul :

- sollicitations :

L'assemblage est sollicité par :

- un moment fléchissant : $M_{sd} = -77,417 \text{ Kn.m}$
- un effort tranchant : $V_{sd} = 30,907 \text{ KN}$
- un effort normal : $N_{sd} = 0,004 \text{ kN}$

- Platine :

La platine est soudée sur la poutre et boulonnée au poteau. La platine choisie pour notre assemblage a les caractéristiques suivantes :

Hauteur de la platine : $h_{platine} \geq h_{poutre}$; $h_{platine} = 420 \text{ mm}$

La largeur de la platine : $b_{platine} \geq b_{poutre}$; $b_{platine} = 180 \text{ mm}$

Epaisseur de la platine : $t_{platine} = 20 \text{ mm}$

- Jarret :

La hauteur : $h = 140 \text{ mm}$

La longueur : $L = 300 \text{ mm}$

La largeur : $l = 135 \text{ mm}$

- Choix des boulons :

On choisit 8 boulons HR10.9 avec un diamètre de $\varnothing 20$

2) Détermination des dispositions constructives :

a- Pince longitudinale et transversale :

minimale	maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1,5 d_0 = 33 \text{ mm.}$	$e_1 \leq \min (150\text{mm}, 12t) = 79,2 \text{ mm.}$	$e_1 = 60 \text{ mm.}$
$e_2 \geq 1,5 d_0 = 33 \text{ mm.}$	$e_2 \leq \min (150\text{mm}, 12t) = 79,2 \text{ mm.}$	$e_2 = 45\text{mm.}$

b- Entraxe longitudinale et transversale des trous :

minimale	maximale	Entraxe adopté
$p_1 \geq 2,2 d_0 = 48,4\text{mm.}$	$p_1 \leq \min (14t, 200 \text{ mm}) = 92,4 \text{ mm.}$	$P_1 = 85\text{mm}$
$p_2 \geq 3 d_0 = 66\text{mm.}$	$P_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) = 92,4 \text{ mm.}$	$P_2 = 90 \text{ mm}$

3) Vérification au moment fléchissant :

Le moment résistant effectif de l'assemblage M_R est obtenu par la somme des produits des efforts de traction dans les rangées de boulons situés dans la zone tendue par leurs distances respectives au centre de résistance de la zone comprimée (c'est-à-dire l'axe neutre de la semelle comprimée) , sa valeur est donnée par :

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1}$$

- N_1 : Effort de traction dans la rangée des boulons la plus éloignée située dans la zone tendue :

$$N_1 = n F_p = n \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec:

n : nombre des boulons par rangée ($n=2$)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9,

A_s : L'aire de la section du boulon de M20 ; $A_s=245\text{mm}^2$

$$\longrightarrow N_1 = 343\text{KN}$$

- $d_1 ; d_2$: distances des boulons tendus au centre de résistance de la zone

Comprimée :

$$d_1 = 330\text{mm}$$

$$d_2 = 245\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = 168925 \text{ mm}^2$$

$$M_R = \frac{343 \times 168925 \times 10^{-3}}{330} = 175,579\text{KNm} > M_{sd} = 77,417\text{kn.m} \dots\dots\dots\text{ok}$$

4) Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que l'effort de cisaillement V_1 par boulon soit tel que :

$$V_1 = \frac{V}{n} < F_S = K_S \cdot m \cdot \mu \cdot \frac{F_p}{\lambda_{ms}}$$

Avec :

F_S : Résistance au glissement

K_S : Coefficient fonction de la dimension des trous ; $K_S = 1$

m : Nombre d'interfaces de frottement ; $m = 1$

μ : Coefficient de frottement des pièces (surface de classe C) ; $\mu = 0,3$

F_p : est la force de précontrainte ; $F_p = 171,5 \text{ KN}$.

λ_{ms} : 1,25 pour les trous à tolérances normales.

$$V_1 = 3,864 \text{ KN} < F_S = 41,16 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

5) Résistance de l'âme du poteau en traction :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{t,Rd}$

- $F_{tRd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$

t_{wc} : Épaisseur âme poteau = 8,5mm

b_{eff} : p=entraxe rangées boulons = 90mm

$$F_t = 235 \times 8,5 \times 90 \times 10^{-3} = 179,8 \text{ KN}$$

- $F_v = \frac{M}{d} = \frac{77,417 \times 10^3}{400} = 193,542 \text{ KN}$

$F_v > F_t$: La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10,2mm.

6) Résistance de l'âme du poteau en compression :

Condition à vérifier : $\sigma_n < \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{30,907 \times 10^3}{112,5 \times 10^2} + \frac{77,417 \times 255,2 \times 10^2}{6310} = 315,851 \text{ MPA}$$

Avec :

- V : effort tranchant
- A : section de profil
- I : inertie du profilé
- $v = t_f \text{ poutre} + 2t_p + 5(t_f \text{ poteau} + r_c)$

$$\frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 213,19 \text{ mpa}$$

$\sigma_n > \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$: La condition n'est pas vérifiée il est nécessaire d'ajouter un raidisseur d'épaisseur de 10,2mm.

7) Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

Condition à vérifier : $F_v < F_R$:

$$F_R = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{mo}} = 0,58 \times 235 \times 290 \times \frac{8,5}{1} = 335,979 \text{KN}$$

$$F_v = \frac{M}{d} = \frac{77,417 \times 10^3}{400} = 193,542 \text{KN}$$

$F_v < F_R$: La condition est pas vérifiée.

X.3.4- Assemblage poteau-poteau :

1) Données de calcul :

• **Les sollicitations :**

Les sollicitations tirées de la note de calcul portique :

- un moment fléchissant : $M_{sd} = 76,447 \text{Kn.m}$
- un effort tranchant : $V_{sd} = 44,35 \text{KN}$
- un effort normal : $N_{sd} = 211,631 \text{KN}$

• **Boulon :**

Les boulons choisis pour cet assemblage sont des boulons HR10.9 de diamètre 20mm
 $d = 22 \text{mm}$; $A_s = 245 \text{mm}^2$

• **Platine :** (290×300×20)mm

2) dispositions constructives lors de l'assemblage :

a- Pince longitudinale et transversale :

minimale	maximale	Pince adopté
$e_1 \geq 1,5 d_0 = 36 \text{ mm.}$	$e_1 \leq \min (150 \text{mm}, 12t) = 150 \text{ mm.}$	$e_1 = 40 \text{ mm.}$
$e_2 \geq 1,5 d_0 = 36 \text{ mm.}$	$e_2 \leq \min (150 \text{mm}, 12t) = 150 \text{ mm.}$	$e_2 = 40 \text{ mm.}$

b- entraxe longitudinale et transversale des trous :

minimale	maximale	Entraxe adopté
$p_1 \geq 2,2 d_0 = 52,8 \text{mm.}$	$p_1 \leq \min (14t, 200 \text{ mm}) = 196 \text{ mm.}$	$P_1 = 80 \text{ mm}$
$p_2 \geq 3 d_0 = 72 \text{mm.}$	$P_2 \leq \min (14t, 200 \text{ mm}) = 196 \text{ mm.}$	$P_2 = 120 \text{ mm}$

3) Résistance de l'assemblage au moment fléchissant :

$$d_1 = 280 \text{ mm};$$

$$d_2 = 200 \text{ mm};$$

$$\sum d_i^2 = 118400 \text{mm}^2$$

$$N_1 = 2 \times F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ KN}$$

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{343 \times 118400 \times 10^{-3}}{280} = 145,04 \text{ KN.m}$$

$$M_R > M_{sd} \dots \dots \dots \text{OK}$$

4) Résistance de l'âme du poteau en traction :

Condition à vérifier : $F_v \leq F_t$

$$F_t = f_y \cdot t_{wc} \cdot \frac{P_2}{\gamma_{m0}} = 235 \times 8,5 \times \frac{120}{1} \times 10^{-3} = 217,9 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{76,447 \times 10^3}{290 - 14} = 276,982 \text{ KN}$$

$F_v > F_t$ Il faut disposer un raidisseur.

5) Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie) :

Condition à vérifier : $\sigma_n < \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

$$\sigma_n = \frac{V + N}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{el}} = \frac{(44,353 + 211,631) \times 10^3}{112,5} + \frac{76,447 \times 10^5}{1260} = 83,426 \text{ MPA}$$

$$\frac{f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{235}{1,1} = 213,63 \text{ PMA}$$

$$\sigma_n < \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \dots \dots \dots \text{ok}$$

X.3.5- Assemblages poteau -fondation :

Ces Assemblages généralement désignés par les termes « **pieds de poteaux** » ont pour fonction essentielle de transmettre aux fondations toutes les charges verticales et horizontales exercés sur le bâtiment. Par ailleurs, selon la rigidité que le concepteur leur donne, ces assemblages participent à la stabilité et à la souplesse de l'ensemble de l'ouvrage.

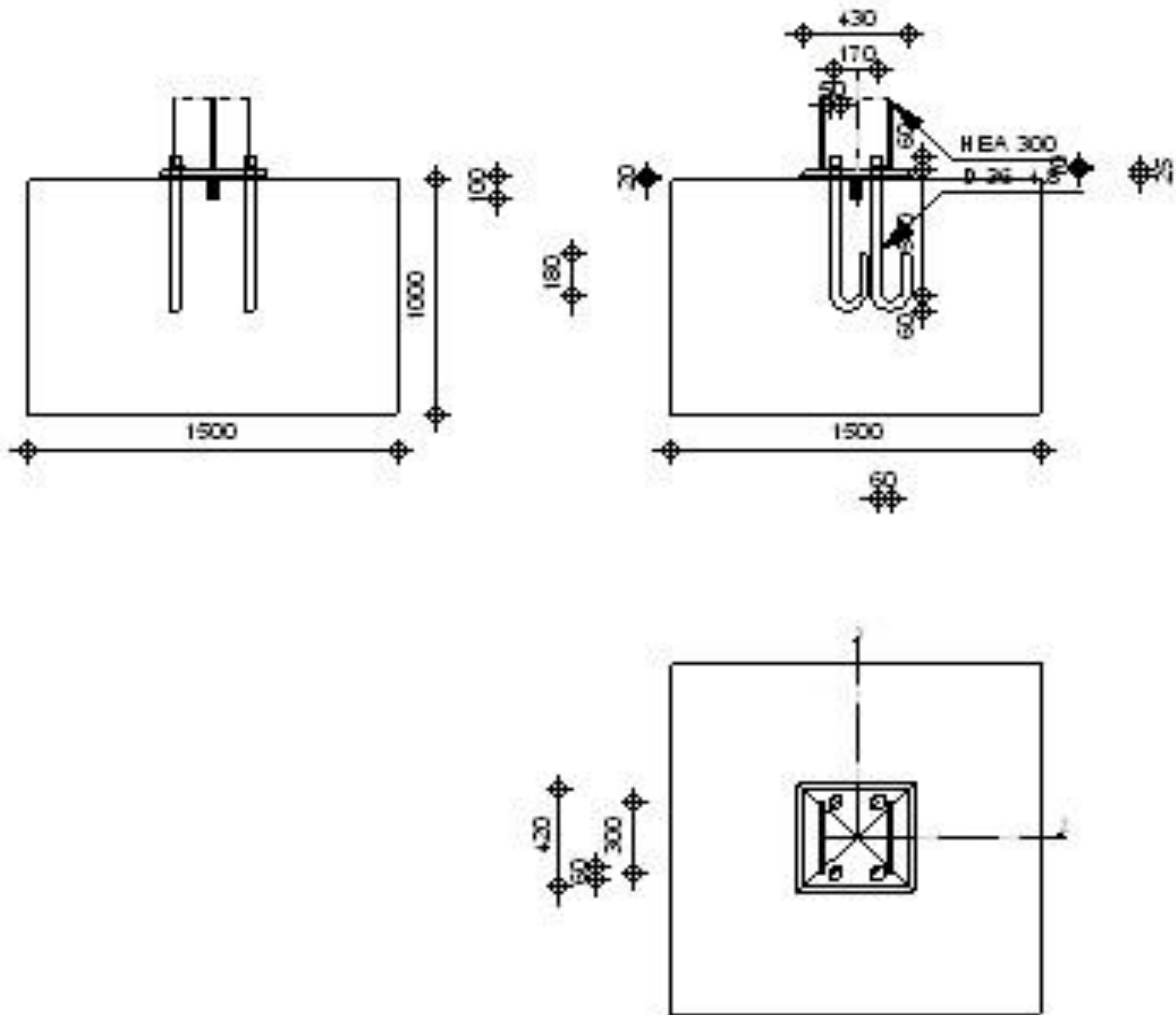
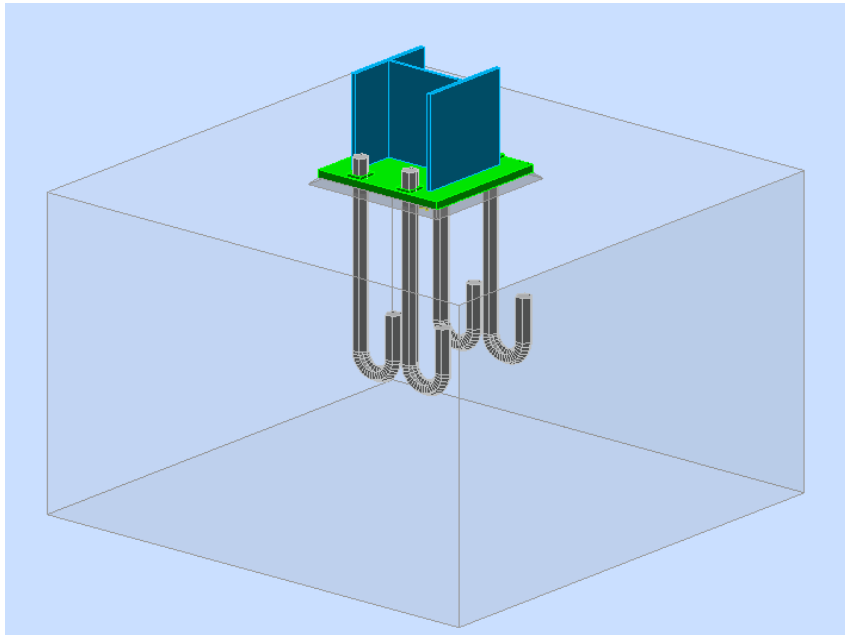


Figure X-4 : Assemblages poteau -fondation

1) plaque d'assise :

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assise capable de répartir les efforts de compression du poteau sur une surface portante de tel sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison f_j .

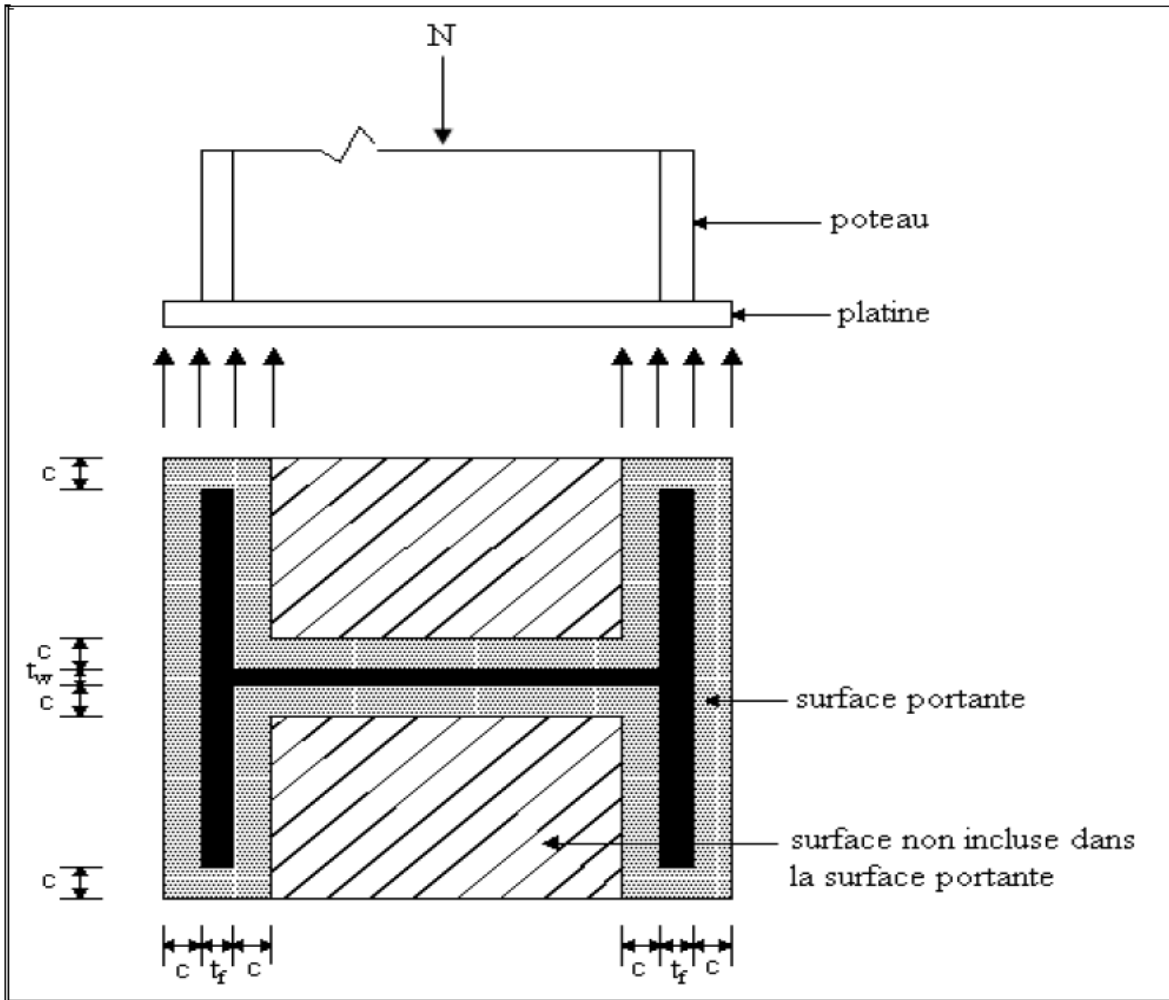


Figure X-5- : Surface en compression sous la plaque d'assises

➤ **Résistance de contact de la liaison f_j :**

La résistance de contact de la liaison f_j est donnée par la formule :

$$f_j = \beta_j K_j f_{cd}$$

- β_j : est le coefficient relatif à la liaison près égale à 2/3.
- K_j : est le facteur de concentration peut être égale à 1.
- f_{cd} : est la valeur de calcul de la résistance en compression du béton, donnée par :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

- f_{ck} : La résistance caractéristique en compression sur cylindre.
- γ_c : Le coefficient partiel de sécurité sur les propriétés du béton.

AN:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,66 \text{ Mpa.}$$

$$f_j = \beta_j K_j f_{cd} = \frac{2}{3} \times 1 \times 16,66 = 11,1 \text{ Mpa.}$$

➤ **La surface portante S_p :**

La surface portante est égale à :

$$S_p = S - S_{np}$$

- **S : surface de la platine :**

La largeur supplémentaire d'appui c ne devant pas dépasser :

$$c \leq t \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jx} \gamma_{MO}}}$$

- t : épaisseur de la plaque d'assise en acier. On propose t = 25 mm.
- f_y : limite d'élasticité de l'acier de la plaque d'assise.

$$c \leq 25 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 11,1 \times 1}} = 66,41 \text{ mm. On prend } c = 65 \text{ mm.}$$

Les dimensions de la platine sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{poteau}} \leq a \leq h_{\text{poteau}} + 2c \\ b_{\text{poteau}} \leq b \leq b_{\text{poteau}} + 2c \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 290 \text{ mm} \leq a \leq 420 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \leq b \leq 430 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc on prend la surface de la platine : S = 420 x 430 = 180600 mm².

- **S_{np} : surface non portante de la platine :**

$$S_{np} = (b_{\text{poteau}} - t_w - 4c) (h_{\text{poteau}} - 2t_f - 4c)$$

$$S_{np} = (300 - 8,5 - 260) (290 - 28 - 260) = 63 \text{ mm}^2.$$

Donc la surface portante est égale à :

$$S_p = S - S_{np} = 180537 \text{ mm}^2.$$

- **La pression sur les surfaces portantes :**

A partir du logiciel Robot on tire la valeur extrême de l'effort normal :

$$N_c = 631,279 \text{ KN.} \quad \text{Sous la combinaison } G+Q+1,2E_y$$

$$M_y = 59,339 \text{ KN.}$$

$$\sigma = \frac{N_c}{S_p} + \frac{M}{I} v = \frac{631279}{180537} + \frac{59,339 \times 10^3}{2,78 \times 10^{11}} = 8,08 \text{ Mpa} \leq f_j = 11,1 \text{ Mpa.}$$

2) Les tiges d'ancrages :

Il convient de dimensionner les tiges d'ancrage pour résister aux effets des charges de calcul, Elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des efforts de soulèvement.

L'effort de traction N_t incluant tout effort supplémentaire dû à l'effet de levier, ne doit pas dépasser la résistance de calcul en traction B_{t,Rd} de l'ensemble plaque-boulon.

A partir du logiciel Robot on tire la valeur minimale de l'effort normal :

$$N = -32,006 \text{ KN.}$$

$$57,068 \text{ KN.}$$

$$M_y =$$

$$N_t = 32,006 + \frac{57,068}{0,36/2} = 349,05 \text{ KN}$$

La résistance de calcul en traction B_{t,Rd} de l'ensemble plaque-boulon doit être prise égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- La résistance de calcul à la traction F_{t,Rd} :

$$F_{t,dR} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

- La résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon B_{p,Rd} :

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{Donc : } N_t \leq F_{t,dR} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \dots\dots\dots(1)$$

$$N_t \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{Mb}} \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{De (1) : } A_s \geq \frac{N_t \gamma_{Mb}}{0,9 f_{ub}} = \frac{349,05 \times 1,5}{0,9 \times 400} = 1454,375 \text{ mm}^2.$$

Si on prend quatre goujons : $A_s \geq 363,594 \text{ mm}^2$.

$$\text{Donc : } d_m \geq \sqrt{\frac{4 \times A_s}{\pi}} = 21,52 \text{ mm.}$$

$$\text{De (2) : } d_m \geq \frac{N_t \gamma_{Mb}}{0,6 \pi t_p f_u}$$

$$d_m \geq \frac{349,05 \times 1,5}{0,6 \times \pi \times 20 \times 360} = 38,6 \text{ mm.}$$

On prend quatre goujons de diamètre **48 mm**.

➤ **Vérification de l'adhérence béton-tige d'ancrage :**

Il faut vérifier la condition : $F_a \leq F_{adm}$

$$F_{adm} = \pi \times \tau_{su} \times \Phi \times l_s$$

$$l_s = r + l_1 + l_2$$

$$r = 3\Phi, l_1 = 20\Phi, l_2 = 2\Phi$$

$$\text{Donc : } l_s = r + l_1 + l_2 = 144 + 480 + 96 = 1200 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1 \quad \text{pour rond lisse}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad \text{pour H.A}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Donc : } \tau_{su} = 0,6 \times 1 \times 2,1 = 1,26 \text{ Mpa.}$$

$$F_{adm} = (\pi \times 1,26 \times 48 \times 1200) \times 10^{-3} = 227,888 \text{ KN.}$$

$$F_a = \frac{N_t}{n} = \frac{349,05}{2} = 174,525 \text{ KN.}$$

$$F_a \leq F_{adm} \dots\dots\dots\text{OK}$$

XI.1- Introduction :

La fondation par définition un organisme de transmission des efforts revenants de la superstructure au sol .Cette transmission peut être directe, cas des fondations superficielles

(semelles isolées, semelles continues, radier) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

XI.2- Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

➤ **Fondations superficielles :**

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

➤ **Fondations profondes :**

- Fondations sur puis (semi profondes)
- Fondation sur pieux (profondes)

Lorsque les couches du terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise les fondations superficielles.

Lorsque les couches du terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise les fondations profondes.

XI.3- Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de la charge reprise par l'ouvrage toute en tenant compte de la sécurité et de l'économie, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence notre choix par des semelles isolées, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

XI.4- Dimensionnement des semelles sous poteaux :

On adoptera une semelle isolée homothétique, c'est-à-dire le rapport $\frac{A}{B}$ est égal au rapport $\frac{a}{b}$

Pour des futs carrés : $a=b$ et $A=B$

Donc : $S = A^2$; S est donnée par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

$S \geq \frac{430,7}{200} = 2,15m^2 \longrightarrow A = B = \sqrt{2,15} = 1,46m$; on opte pour $A=B=1,5m$.

Avec :

N : effort normal appliqué sur la fondation par la combinaison « G+Q » ;

S : surface de la fondation ;

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte moyenne admissible du sol = 2bars (site S₃)

➤ **Condition de rigidité :**

$$\frac{A-a}{4} \leq d_a, d_b \leq B-b$$

$$\frac{150-45}{4} = 26,25cm \leq d_a, d_b \leq 150 - 45 = 105cm$$

On prend : $d_b=30cm$;

D'où : $h_t = d_b + c = 30+5=35cm$

Avec :

a, b : dimension du fut considéré ($a=b=45cm$)

A, B : dimension de la semelle.

C : enrobage des armatures ; $C \geq 3cm$.

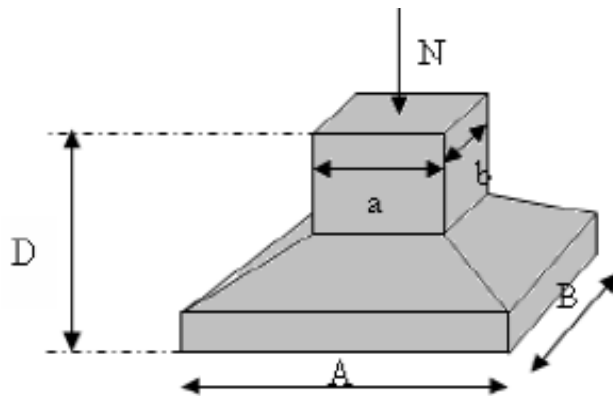


Figure XI-1 : semelle isolée sous poteau

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$1,35G + 1,5Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

$$N_u = 631,279 \text{ KN}$$

- **Les armatures parallèles au côté B :**

$$A_b = \frac{N \times (B - b)}{8d_b \times f_e / \gamma_s} = \frac{631,279 \times (150 - 45)}{8 \times 30 \times 400 / 1,15}$$

$$A_b = 7,94 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\phi 14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures parallèles au côté A :**

On choisi $\phi_a = 14 \text{ mm}$

$$d_a = d_b - \frac{\phi_a}{2} - \frac{\phi_b}{2} = 300 - 14 = 286 \text{ mm}$$

$$A_a = \frac{N \times (A - a)}{8d_a \times f_e / \gamma_s} = \frac{631,279 \times (150 - 45)}{8 \times 28,6 \times 400 / 1,15} = 8,32 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 8,32 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\phi 14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de scellement :**

Dans le cas d'une barre isolée :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} ;$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.}$$

$$\psi_s = 1 \dots \dots \dots \text{pour rond lisse}$$

$$\psi_s = 1,5 \dots \dots \dots \text{pour HA}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = 49,47 \text{ cm}$$

$$l_s > \frac{A}{4} = 37,5 \text{ cm} \text{ toutes les barres doivent \^etres prolongees jusqu'aux extremités de la semelle}$$

et comporter des ancrages courbés.

XI.6- Ferrailages des longrines :

Les longrines sont des éléments horizontaux de l'infrastructure qui ont pour rôle de retenir les semelles entre elles et empêcher les tassements différentiels.

Les dimensions minimales de la section transversale sont :

- (25 x 30) cm²: site de catégorie S₂ et S₃
- (30x30) cm² : site de catégorie S₄

Notre bâtiment est implanté sur un site S₃. On adopte pour les deux directions des longrines de (25 x 30) cm².

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction simple sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{a} > 20\text{KN}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

a: coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II}_a \\ \text{Site S}_3 \end{array} \right\} a = 12$$

$$\text{Donc : } F = \frac{631,279}{12} = 52,61 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$A_s = \frac{F}{f_e / \gamma_s} = \frac{52,61}{400 / 1,15} = 1,51 \text{ cm}^2$$

➤ **la section minimale :**

$$A_{S_{\min}} = 0,6\%(b \times h) = 0,6\%(25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 4\emptyset 12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Avec des cadres dont l'espacement est inférieur au Min (20cm, 15 \emptyset)=18cm

On prend un espacement de 15 cm.

XI.7- Ferraillage du fut :

Le fut est soumis à un effort normal et un effort tranchant, Il est sollicité en flexion composée.

On calculera le fut le plus sollicité par les (N et V) :

$$N = 631,279 \text{ KN}$$

$$V = 22,142 \text{ KN}$$

On a ancré les fondations à une profondeur de 1,5m.

On prévoit un fut de (45x45) cm²

❖ **Ferraillage longitudinal :**

Le calcul du ferraillage se fait par le logiciel SOCOTEC ; la section trouvée $A_s < 0$

Donc on prend la section exigée par le RPA :

$$A_s = 0,8\% \times b \times h$$

$$A_s = 0,8\% (45 \times 45) = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 12\emptyset 14 = 18,47 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferraillage transversal :**

$$V = 22,142 \text{ KN}$$

$$\tau_{su} = \frac{v}{b \times d} = \frac{22,142 \times 10^3}{(45 \times 42,5) \times 10^2} = 0,12 \text{ Mpa ;}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_{su}}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales

S_t : Espacement des armatures transversales

b : Largeur de la section droite

h : Hauteur de la section droite

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$S_t \leq \text{Min} (0,9h ; 40\text{cm}) \quad \longrightarrow \quad A_t \geq \frac{0,4}{400} S_t = 20\text{cm} \quad)\text{cm}^2$$

$$\phi_t \leq \text{min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right) \quad \longrightarrow \quad \phi_t \leq \text{min} (12,8 ; 45 ; 14)$$

✓ **VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT .**

$$\bar{\tau} = \text{min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right) = \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 4\text{Mpa} \right) = 3,33\text{Mpa}$$

$$\tau_{su} = 0,12\text{Mpa} < \bar{\tau} = 3,33\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Conclusion

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné une occasion d'appliquer et d'approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation d'ingénieur.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine tel que l'EUROCODE3, et développée les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.



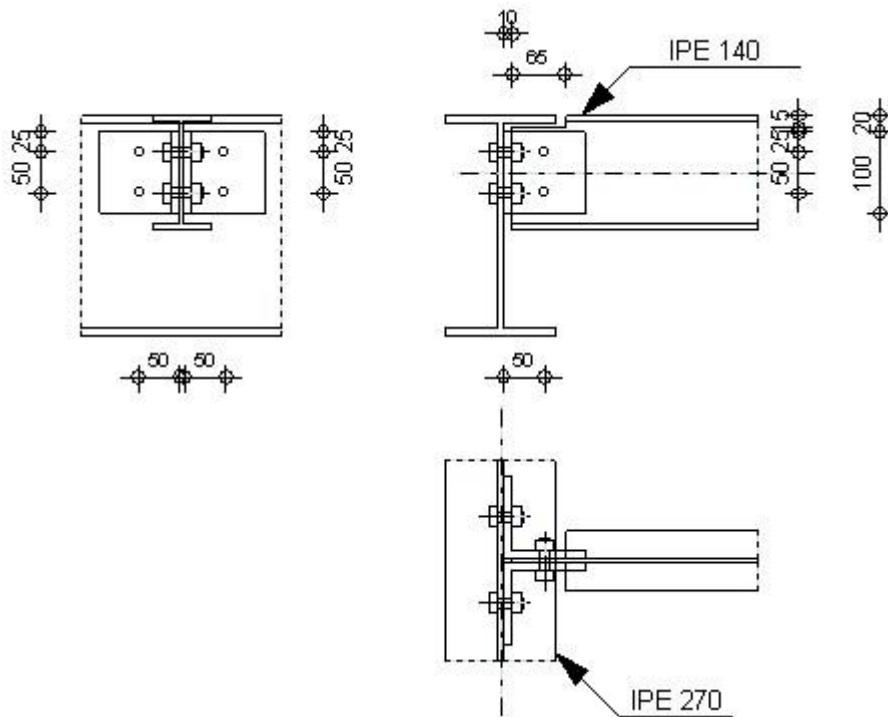
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

Calcul de l'assemblage poutre principale- solive (âme)

EN 1993-1-8:2005



Ratio
0,72



A. Général

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure : 1460
 Barres de la structure : 868, 1997

B. Géométrie

1. Poutre principale

Profilé : IPE 270
 Barre N° : 868

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_g =$	270	[mm]	Hauteur de la section poutre principale
$b_{fg} =$	135	[mm]	Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
$t_{wg} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g =$	15	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p =$	45,945	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} =$	5789,780	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau : ACIER E24

$f_{yg} =$	235,000	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ug} =$	365,000	[MPa]	Résistance à la traction

2. solive

Profilé : IPE 140
 Barre N° : 1997

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	140	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	73	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	5	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	7	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	16,426	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	541,224	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER E24

$f_{yb} =$	235,000	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	365,000	[MPa]	Résistance à la traction

3. Encoche de la poutre

$h_1 =$	15	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	65	[mm]	Longueur de l'encoche

4. Cornière

Profilé :	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	100	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau :	ACIER E24		
$f_{yk} =$	235,000	[MPa]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	365,000	[MPa]	Résistance à la traction

5. Boulons

a) Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	12	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	14	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,840	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,131	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,000	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	25	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	50	[mm]	Entraxe

b) Boulons assemblant la cornière à la poutre

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	12	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	14	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,840	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,131	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	400,000	[MPa]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	25	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	50	[mm]	Entraxe

6. Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

C. Efforts

Cas : Calculs manuels

$N_{b,Ed} =$	0,000	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	17,065	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0,000	[kN*m]	Moment fléchissant

D. Résultats

1. Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

a) Résistance des boulons :

$F_{v,Rd} = 21,715$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 24,192$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 57,816$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,94$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,94 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 54,375$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 87,600$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,60$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,60 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 52,143$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

b) Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale – cornière :

cisaillement des boulons

$e = 52$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,44$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 4,26$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} / n$

$F_{Mx} = 8,93$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 8,93$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 4,26$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Rdx} = 21,7$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 21,7$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{vRd}, F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|8,934| < 21,715$ vérifié (0,41)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|4,266| < 21,715$ vérifié (0,20)

Traction des boulons

$e = 53$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 0,45$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{t,Ed} = 9,09$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$9,096 < 24,192$	vérifié	(0,38)
--------------------------	------------------	----------------	--------

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 9,900$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,72 < 1,00$	vérifié	(0,72)

2. Boulons assemblant la cornière à la poutre

a) Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 43,429$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{bx} = 0,95$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,95 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 39,211$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	---

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{bz} = 0,71$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,71 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1z} = 29,409$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	---

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2x} = 175,200$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
-----------------------------	---	---

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{bz} = 0,60$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,60 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd2z} = 104,286$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
-----------------------------	---	---

b) Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

cisaillement des boulons

$e = 53$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale
---------------	---

$M_0 = 0,91$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
---------------------	-------------------------	-------------------------------------

$F_{Vz} = 8,53$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
----------------------	---	-------------------------

$F_{Mx} = 18,1$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$
----------------------	--	---------------------------------------

$F_{x,Ed} = 18,1$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
------------------------	--	------------------------------

$F_{z,Ed} = 8,53$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
------------------------	--	------------------------------

$F_{Rdx} = 39,2$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
-----------------------	--	--

$F_{Rdz} = 29,4$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{v,Rd}, F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
-----------------------	--	--

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 18,191 < 39,211$	vérifié	(0,46)
---------------------------	---------------------	----------------	--------

$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 8,533 < 29,409$	vérifié	(0,29)
---------------------------	--------------------	----------------	--------

3. Vérification de la section pour le cisaillement de bloc

a) Cornière

$A_{nt} = 4,350$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 5,550$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 136,046$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 8,533 < 136,046$	vérifié	(0,06)

b) Poutre

$A_{nt} = 1,575$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 2,843$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 60,268$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 17,065 < 60,268$	vérifié	(0,28)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,72



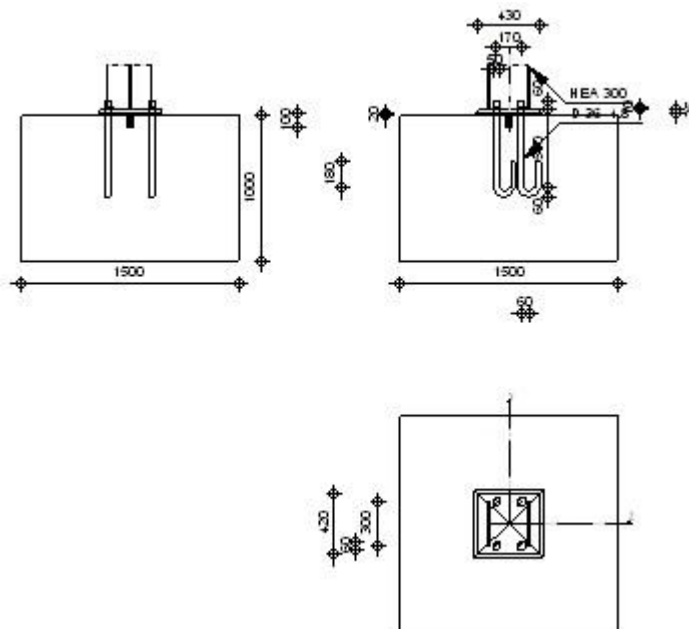
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete



Ratio
0,64



A. Général

Assemblage N° : 1
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

B. Géométrie

1. Poteau

Profilé :		HEA 300
$L_c =$	5,000	[m] Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg] Angle d'inclinaison
$h_c =$	290	[mm] Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm] Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	9	[mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	14	[mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm] Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	112,528	[cm ²] Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	18263,500	[cm ⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau :	ACIER E24 Soudé	
$f_{yc} =$	235,000	[MPa] Résistance
$f_{uc} =$	365,000	[MPa] Résistance ultime du matériau

2. Platine de prescellement

$l_{pd} =$	430	[mm] Longueur
$b_{pd} =$	420	[mm] Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm] Epaisseur
Matériau :	ACIER E24	
$f_{ypd} =$	235,000	[MPa] Résistance
$f_{upd} =$	365,000	[MPa] Résistance ultime du matériau

3. Ancrage

Classe =	4.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	280,000	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400,000	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	36	[mm] Diamètre du boulon
$A_b =$	8,170	[cm ²] Aire de section efficace du boulon
$n_H =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2	Nombre de rangées des boulons
$e_H =$	170	[mm] Ecartement
$e_V =$	300	[mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	540	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	180	[mm]

Plaquette

$l_{wd} =$	50	[mm] Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm] Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm] Epaisseur

4. Bêche

Profilé :	X	
$l_w =$	100	[mm] Longueur
$b_w =$	55	[mm] Largeur
$t_w =$	6	[mm] Epaisseur
Matériau :	ACIER	
$f_{yw} =$	235,000	[MPa] Résistance

5. Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

6. Semelle isolée

$L =$	1500	[mm] Longueur de la semelle
$B =$	1500	[mm] Largeur de la semelle

L =	1500	[mm]	Longueur de la semelle
H =	1000	[mm]	Hauteur de la semelle
Béton			
Classe	BETON25		
f _{ck} =	25,000	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t _g =	20	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
f _{ck,g} =	12,000	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
C _{f,d} =	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

7. Soudures

a _p =	4	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
a _w =	4	[mm]	Bêche
a _{p1} =	7	[mm]	Plaquette

C. Efforts

Cas : Calculs manuels

N _{i,Ed} =	-631,279	[kN]	Effort axial
V _{i,Ed,z} =	22,142	[kN]	Effort tranchant
M _{i,Ed,y} =	59,339	[kN*m]	Moment fléchissant

D. Résultats

1. Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

f _{cd} =	16,667	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
f _j =	33,333	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
c =	t _p √(f _{yp} /(3*f _j *γ _{M0}))			
c =	38	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
b _{eff} =	91	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
l _{eff} =	377	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
A _{c0} =	341,426	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
A _{c1} =	3072,838	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
F _{rd,u} =	A _{c0} *f _{cd} *√(A _{c1} /A _{c0}) ≤ 3*A _{c0} *f _{cd}			
A _{c1} =	3072,838	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
β _j =	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
f _{jd} =	β _j *F _{rd,u} /(b _{eff} *l _{eff})			
f _{jd} =	33,333	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
A _{c,n} =	840,677	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
A _{c,y} =	341,426	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
F _{c,Rd,i} =	A _{c,i} *f _{jd}			
F _{c,Rd,n} =	2802,257	[kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
F _{c,Rd,y} =	1138,088	[kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL =	2,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
W _{pl,y} =	1383,400	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
M _{c,Rd,y} =	325,099	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
h _{f,y} =	276	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
F _{c,fc,Rd,y} =	M _{c,Rd,y} / h _{f,y}			
F _{c,fc,Rd,y} =	1177,895	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMÉE

N _{j,Rd} =	F _{c,Rd,n}			
N _{j,Rd} =	2802,257	[kN]	Résistance de la semelle à la compression axiale	[6.2.8.2.(1)]
F _{c,Rd,y} =	min(F _{c,Rd,y} , F _{c,fc,Rd,y})			
F _{c,Rd,y} =	1138,088	[kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

2. Contrôle de la résistance de l'assemblage

N _{i,Ed} / N _{j,Rd} ≤ 1,0 (6.24)	0,23 < 1,00	vérifié	(0,23)	
e _y =	94	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]

$e_y =$	94	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$Z_{c,y} =$	138	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} =$	85	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	127,268	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			0,47 < 1,00	vérifié (0,47)

3. Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} =$	1,14		Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	1,00		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} =$	2,50		Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$				
$F_{1,vb,Rd,z} =$	657,000	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,36		Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{bv} =$	10,179	[cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	400,000	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} =$	1,25		Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{bv} / \gamma_{M2}$				
$F_{2,vb,Rd} =$	115,956	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M =$	2,00		Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} =$	1,924	[kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} =$	43	[mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} =$	1,20		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$				
$F_{v,Rd,sm} =$	74,565	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	312,684	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2,00		Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,cp} =$	289,522	[kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 =$	1724,225	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} =$	0,60		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} =$	1,00		Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} =$	0,88		Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} =$	1,00		Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} =$	1,00		Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} =$	1,00		Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} =$	2,16		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$				
$F_{v,Rd,c,z} =$	422,750	[kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} =$	631,279	[kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$				
$F_{f,Rd} =$	189,384	[kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * d_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$				
$F_{v,Rd,wg,z} =$	128,333	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$				
$V_{j,Rd,z} =$	615,978	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,04 < 1,00	vérifié (0,04)

4. Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} =$	109,928	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	109,928	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,000	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	10,564	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,38 < 1,00	vérifié (0,38)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,64 < 1,00	vérifié (0,64)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,61 < 1,00	vérifié (0,61)

5. Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	91	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	377	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	22	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	570	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	143	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	361	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,42		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	176634,909	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$\lambda_{0,y} \leq 0.5$			RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

6. Composant le plus faible :

SOUDEURES ASSEMBLANT LE FUT DU POTEAU A PLAQUE D'ASSISE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,64



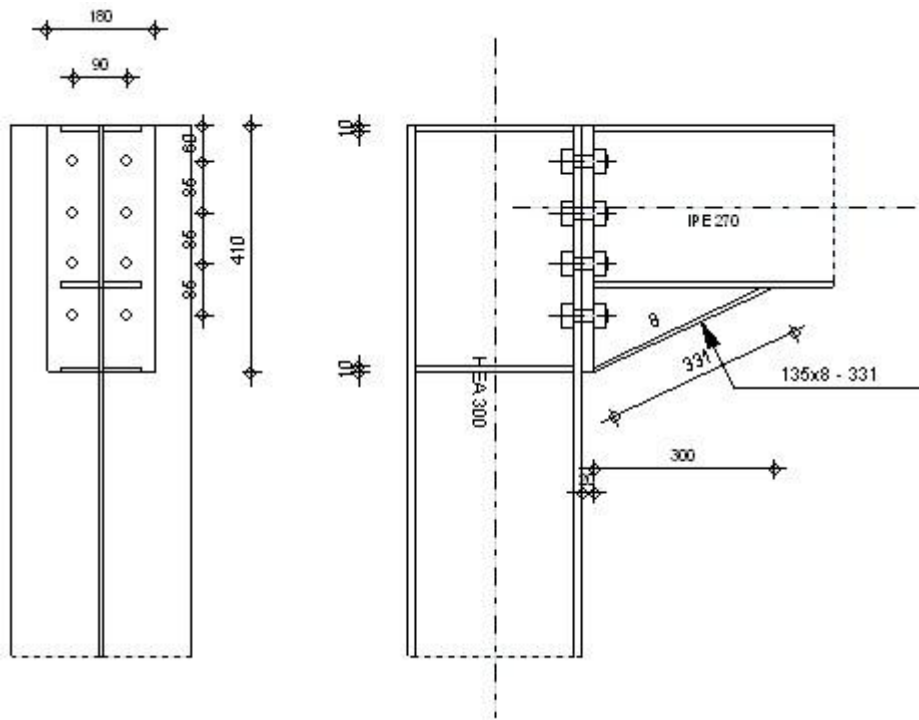
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010-Non enregistrée

Calcul de l'Encastrement poutre principale-Poteau

EN 1993-1-8:2005



Ratio
0,69



A. Général

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure : 405
 Barres de la structure : 606, 865

B. Géométrie

1. Poteau

Profilé : HEA 300
 Barre N° : 606
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 112,528$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 18263,500$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER E24
 $f_{yc} = 235,000$ [MPa] Résistance

2. Poutre principale :

Profilé : IPE 270
 Barre N° : 865
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 270$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 135$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 45,945$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 5789,780$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER E24
 $f_{yb} = 235,000$ [MPa] Résistance

3. Boulons

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe = HR	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	211,680	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	60	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90	[mm]	
Entraxe $p_i =$	85; 85; 85	[mm]	

4. Platine

$h_p =$	410	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau :	ACIER		
$f_{yp} =$	235,000	[MPa]	Résistance

5. Jarret inférieur

$w_d =$	135	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	8	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	25,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,000	[MPa]	Résistance

6. Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	10	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,000	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	10	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,000	[MPa]	Résistance

7. Soudures d'angle

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

8. Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

C. Efforts

Etat limite : ultime

Cas : Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	-77,417	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	30,907	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite

D. Résultats

1. Résistances de la poutre

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 33,338$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} = 452,324$	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		$0,07 < 1,00$	vérifié (0,07)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 484,035$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd} = 113,748$	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 765,368$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd} = 179,862$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 179,862$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 400$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} = 449,108$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

2. Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -77,417$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,000$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 0,000$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,000$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$Z = 267$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = -289,518$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 37,278$	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 37,278$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 400$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 3,454$	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 0,000$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 0,000$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 472,473$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		$0,61 < 1,00$	vérifié (0,61)

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale :

$t_{wc} = 9$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 247$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 37,278$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,84$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 29,150$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 1099,602$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement :

$d_{wc} = 208$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,83$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,91$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 2,37$		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 1063,981$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale :

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1063,981 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau}$$

[6.2.6.2.(1)]

3. Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	19	-	105	-	85	120	177	120	177	145	116	116	116
2	19	-	105	-	85	120	208	120	208	170	85	85	85
3	19	-	105	-	85	120	208	120	208	170	85	85	85
4	19	-	105	-	85	120	183	120	183	145	122	122	122

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	36	-	45	-	85	226	205	205	205	198	148	148	148
2	36	-	45	-	85	226	200	200	200	170	85	85	85
3	36	-	45	-	85	226	200	200	200	170	85	85	85
4	36	-	45	-	85	226	200	200	200	198	143	143	143

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

4. Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 211,680 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction}$$

[Tableau 3.4]

$$B_{p,Rd} = 231,171 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement par poinçonnement}$$

[Tableau 3.4]

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchie à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$$

[6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$$

[6.2.6.3.(1)]

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$$

[6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

[6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	229,384	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 289,404	289,404	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 229,384	229,384	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 354,231	354,231	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 318,674	318,674	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 462,342	462,342	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β = 472,473	472,473	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1063,981	1063,981	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 449,108	449,108	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	126,392	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 289,404	289,404	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 229,384	229,384	Ame du poteau - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(2)} = 351,307$	351,307	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 310,855$	310,855	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,342$	462,342	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 472,473 - 229,384$	243,088	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1063,981 - 229,384$	834,597	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 449,108 - 229,384$	219,724	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 483,335 - 229,384$	253,951	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 355,776 - 229,384$	126,392	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 605,132 - 229,384$	375,747	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 360,999 - 229,384$	131,615	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	93,333	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 289,404$	289,404	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 229,384$	229,384	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 351,307$	351,307	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 310,855$	310,855	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,342$	462,342	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 472,473 - 355,776$	116,697	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1063,981 - 355,776$	708,205	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 449,108 - 355,776$	93,333	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 408,888 - 126,392$	282,496	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 310,593 - 126,392$	184,201	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 687,779 - 355,776$	332,003	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 458,396 - 355,776$	102,621	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 443,358 - 126,392$	316,966	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 263,670 - 126,392$	137,278	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 828,694 - 355,776$	472,918	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 492,834 - 355,776$	137,058	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	0,000	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 289,404$	289,404	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 229,384$	229,384	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 351,307$	351,307	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 310,855$	310,855	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 462,342$	462,342	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 472,473 - 449,108$	23,364	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1063,981 - 449,108$	614,872	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 449,108 - 449,108$	0,000	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 496,925 - 93,333$	403,593	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 363,564 - 93,333$	270,231	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 701,369 - 219,724$	481,645	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 464,169 - 219,724$	244,445	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 980,260 - 449,108$	531,152	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 558,770 - 449,108$	109,661	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 593,868 - 93,333$	500,535	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 353,180 - 93,333$	259,848	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 815,547 - 219,724$	595,822	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 485,015 - 219,724$	265,291	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1200,883 - 449,108$	751,775	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 714,179 - 449,108$	265,071	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	310	229,384	289,404	229,384	354,231	318,674	423,360	462,342

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
2	225	126,392	289,404	229,384	351,307	310,855	423,360	462,342
3	140	93,333	289,404	229,384	351,307	310,855	423,360	462,342
4	55	-	289,404	229,384	351,307	310,855	423,360	462,342

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 112,569 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,69 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,69)$$

5. Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 180,956 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 211,680 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 148,920 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 148,920 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	423,360	0,000	229,384	157,754	157,754	265,585
2	423,360	0,000	126,392	86,923	86,923	297,840
3	423,360	0,000	93,333	64,188	64,188	297,840
4	423,360	0,000	423,360	0,000	0,000	297,840

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1159,105 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

6. Résistance des soudures

$$A_w = 75,041 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.(2)]$$

$$A_{wy} = 38,464 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.(2)]$$

$$A_{wz} = 36,577 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.(2)]$$

$$I_{wy} = 12143,242 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = -94,749 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(5)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -94,749 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 8,450 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 189,498 < 343,529 \quad \text{vérifié} \quad (0,55)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 186,916 < 343,529 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

$$\sigma_{\perp} \leq f_u / \gamma_{M2} \quad 94,749 < 292,000 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

7. Rigidité de l'assemblage

$$k_1 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_3 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 14 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 20 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 55 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
----	----------------	----------------	----------------	----------------	--------------------	-----------------------------------	--

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	10,967	259,707
1	310	3	41	23	2	5,265	163,163
2	225	2	30	13	1	2,927	65,833
3	140	2	30	13	1	1,821	25,474
4	55	3	42	22	2	0,954	5,237

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 237 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z^2 / \mu \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 69540,965 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,09 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 63938,907 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 1, \#IO \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 1, \#IO \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \leq S_{j,pinn} \text{ ARTICULE}$$

8. Composant le plus faible :

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

E. Remarques

Épaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre

$$8 \text{ [mm]} < 10 \text{ [mm]}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,69