

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : ...Science Technique de l'ingénieur.....

Département : ...Géni civil

Filière : Science Technique de l'ingéniera

Spécialité : Charpente métallique et mixte

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

Bâtiment ossature métallique R+5 a usage d'habitation

Présenté par : Mekadchia Meriem

Encadrant : Faycel Slimani

Grade/ *MCB*

Université. *UBMA*

Jury de Soutenance :

Dr Otmani.Nadia	MCA	UBMA	Présidente
Dr SLIMANI Faycal	MCB	UBMA	Encadrant
Mme Mezigheche Nawel	MAA	UBMA	Examinatrice

Année Universitaire : 2019/2020

DÉDICACE

Je tiens à dédier cet humble travail à :

Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec

leurs prières et leurs

Recommandations. Que dieu les protège.

Mes chers frères.

Toute ma famille.

Cursus

Toute la promotion 2020.

Mes collègues et mes meilleurs amis.

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur

Mekadchia Meriem

REMERCIEMENTS

Tout d'abord je remercie Dieu le Tout Puissant qui m'a accordé la force pour réaliser ce projet et le courage de vous le présenter.

Mes sincères remerciement et reconnaissance pour Mr RAS mon encadreur qui m'a guidé durant la préparation de mon mémoire et qui m'a accordé tout le temps et les instructions nécessaires pour accomplir ce travail, à qui je serai toujours reconnaissante.

Aux membres du jury : qui j'espère seront satisfaits de mon travail.

À tous mes professeurs chacun en son nom, je vous remercie du fond du cœur pour votre dévouement et pour vos conseils, sans vous je ne serai jamais arrivés là où on est aujourd'hui devant vous présentant le projet qui va nous transporter vers une nouvelle partie de notre vie et qui constituera tout notre avenir

À toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce proje

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	0
Introduction générale	6
Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage.....	7
1. Introduction :.....	8
Présentation de l'ouvrage :	8
Dimension de l'ouvrage :.....	8
Élément de l'ouvrage :.....	8
Assemblages :.....	9
Matériaux utilisés :	10
L'acier :.....	10
Règlements utilisés :.....	11
Définition d'états limite de calcul :.....	11
États limites ultimes :.....	11
États limites de service :.....	12
Actions et combinaisons d'actions	12
Les actions :	12
Combinaisons d'actions (CCM97-art 2.3.2.2).....	13
Situation accidentelles :.....	14
Les systèmes de stabilités :.....	14
Évaluation des actions :	15
Actions permanentes :.....	15
Chapitre 02 : Étude climatique.....	18
1. Effet de la neige :.....	19
1.1. Introduction :.....	19
1.2. Charge de neige sur les toitures :.....	19
1.3. Action de la neige :	20
2. Effet du vent :	20
2.1. Données relatives au site :.....	20

Chapitre 03 : Pré-dimensionnement des éléments	30
1. Classification des sections transversales selon l'EUROCODE 3 :.....	31
2. Coefficient partiel de sécurité :	32
3. Valeur limites des flèches :	32
4. Les solives :.....	32
4.1. Redimensionnement des solives :	32
4.2. Solive plancher terrasse :.....	33
5. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :.....	35
5.1. Plancher terrasse :.....	35
6. Pré-dimensionnement des poutres principales (sans connexion) :.....	38
6.1. Plancher terrasse :.....	38
6.2. Combinaison d'action :.....	38
6.3. Dimensionnement du profile :	39
6.4. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :.....	39
7. Pré-dimensionnement des poteaux :.....	40
Chapitre 04 : Étude des éléments secondaires	42
1. Étude de L'acrotère :	43
1.1. Hypothèse de calcul :.....	43
1.2. Type d'acrotère :.....	43
1.3. Détermination des charges :	43
1.4.les sollicitations :.....	44
2. Étude des escaliers :	46
2.1. Définitions :.....	46
2.2. Choix des dimensions :.....	46
Cornière de marche :.....	47
Chapitre 05 : Étude d'un placher mixte	54
1. Introduction :.....	55
2. Description d'un plancher collaborant :.....	55
3. Dispositions constructives selon l'EC04 :	55
4. Vérification des solives « IPE 120 » au stade définitif :	56
4.1. Hypothèses de calcul :.....	56

4.2. Évaluation des charges sur la solive :	56
5.1. Calculs des connecteurs :	61
5.2. Résistance des connecteurs au cisaillement :	61
5.3. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :	61
5.4. Nombre des connecteurs :	62
5.5. Espacement des goujons :	62
5.6. Vérification de la soudure du goujon:	62
Conclusion :	63
Chapitre 06 : Étude sismique	64
1. Introduction :	65
2. Méthodes statique équivalentes :	65
2.1. Généralité :	65
2.2. Évaluation de la force sismique :	65
2.3. Résultante de force sismique :	66
3. Méthodes dynamique modale spectral :	70
3.1. Généralité :	70
3.2. Spectre de réponse de calcul :	70
3.3. Nombre des modes considérer (RPA99/V2003) :	70
Conclusion :	73
Chapitre 07 : Vérification de l'ossature	74
1. Introduction :	75
2. Vérification de la poutre principale IPE360 :	75
Vérification à la résistance	75
Vérification au moment résistant :	75
Vérification de la poutre secondaire IPE 400 étage courant :	75
Vérification au moment résistant :	76
Vérification au déversement :	76
Vérification de la poutre secondaire étage terrasse IPE360 :	76
Vérification à la résistance :	76
Vérification au moment résistant :	76
3. Vérification des poteaux :	77

Sollicitations de calcul :	77
Vérification de poteau central HEB360 du RDC :	77
Caractéristique de profilé :	77
Vérification à la résistance :	77
Vérification au résistance :	78
3.1. Vérification à l'instabilité :	78
Conclusion:	89
Chapitre 08 : Calcul des Assemblages	90
1. Généralités :	91
Rôle des assemblages :	91
Fonctionnement des assemblages :	91
2. Assemblage poutre-solive (IPE 270-IP40) :	92
Pré-dimensionnement des boulon :	92
Positionnements des trous pour les boulons ϕ 10 de classe 4.6 :	92
Résistance cde boulons au cisaillement : (côté de la poutre portée).....	93
Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre porteuse):	93
Résistance des cornières au cisaillement:.....	93
Résistance des cornières à la pression diamétrale (Côté de la poutre portée):	95
Résistance des cornières à la pression diamétrale (côté de la poutre porteuse) :	95
Vérification de la poutre principale à la pression diamétrale :	95
3. Assemblage Poteau-poteau (HEB360-HEB360):	96
Données de calcul :	96
Disposition des boulons :	96
Détermination des effort dans les boulons :	96
Moment résistant effectif de l'assemblage:.....	97
La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	97
Résistance de l'âme du poteau en traction :	98
Résistance de l'âme de poteau en compression :	98

Conclusion générale	107
Références Bibliographiques :	108
Mémoires :	108

Introduction générale

Le but des études en génie civil est de concevoir et construire des ouvrages capables de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblement de terre, vent extrême, neige...). Concevoir et construire se font avec des matériaux et chacun d'entre eux à ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel.

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art. Dans le cas des bâtiments, les halls industriels lourdes (aciéries) ou légères (usine de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci.

L'acier est livré au constructeur sous forme de profilés. Ceux-ci comportent des profilés normalisés, IPE (profil européen en forme de I), utilisées pour les éléments sollicités en flexion, HE (A, B) utilisés pour ceux qui sont sollicités en compression et flexion composée, U (en forme de U), permettant de reconstituer des profils.

CHAPITRE 01 :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1. Introduction :

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle.

Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage d'habitation, implantée à REHGAIYA Willaya d'Alger. La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 5 étages.

- Hypothèses climatique: zone B pour la neige, zone I pour le vent (selon le RNV99).
- Zone sismique: zone III (forte sismicité selon le RPA99V2003).
- Catégorie II: bâtiment à usage d'habitation (selon le RNV99).

Dimension de l'ouvrage :

- Longueur total du bâtiment: 36,40m.
- Largeur total du bâtiment: 13,60m.
- Hauteur total du bâtiment seul: 22,80m.
- Hauteur de chaque niveau: 3,80 m.

Élément de l'ouvrage :

- **Ossature** : partie d'une structure, comprenant un ensemble d'élément structural directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HE, poutres en IPE et contreventé par des palées triangulées.

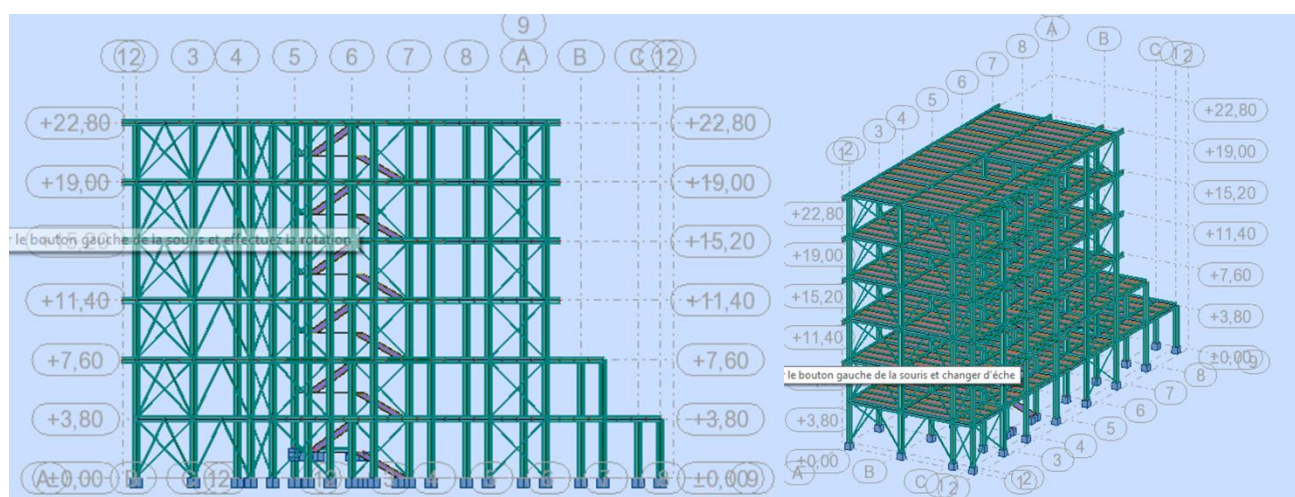


Figure 1.1: Ossature de l'ouvrage en 3D

- **Plancher** : On a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée dans la figure suivante :

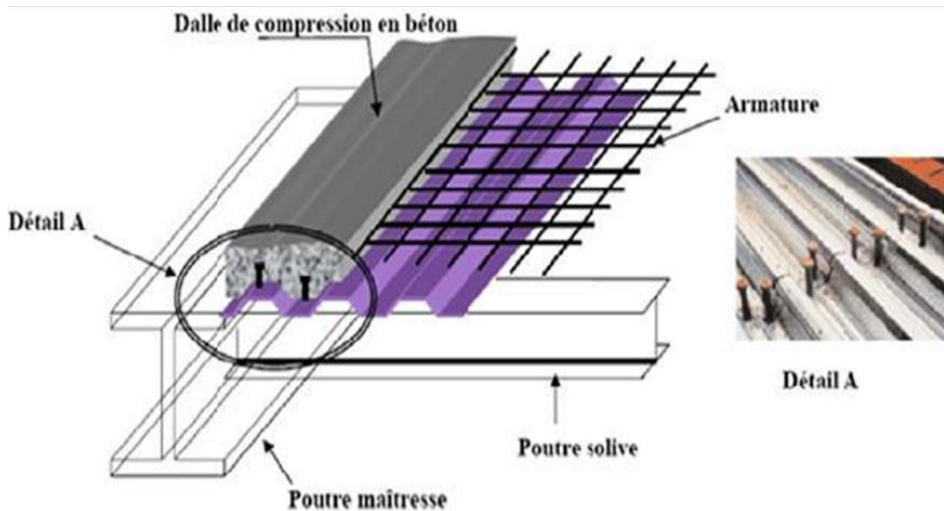


Figure 1.2 : Planche collaborante

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

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

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

- **Acrotère**: la terrasse est entourée par trois types d'acrotère en béton armé d'une hauteur de (120 ; 60 ; 50) cm.

Assemblages :

Assemblage boulonné :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité « f_{yb} » ainsi que celle de la résistance à la traction « f_{ub} » des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant:

Classe	4,6	4,8	5,6	6,6	8,8	10,9
f_{yb} (MPa)	240	302	300	360	480	900

f_{ub} (MPa)	400	400	500	600	800	1000
----------------	-----	-----	-----	-----	-----	------

Tableau 1.1 : Valeurs nominales des résistances

Assemblage soudé :

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

Matériaux utilisés :

L'acier :

C'est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières, naturelles tirées du sous-sol (mine de fer et de carbone).

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes:

- ✓ Le rapport $\frac{f_u}{f_y}$
- ✓ La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\varepsilon_u \geq 20 * \varepsilon_y$).
- ✓ Critère de l'allongement à la rupture $A_r \geq 15\%$.
- ✓ Avec A_r : allongement au rupteur d'une éprouvette normalisée, mesurée sur une longueur entre repère 5,65A ou A est l'aire de la section de l'éprouvette.
- ✓ Avoir une bonne soudabilité.

Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes:

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module de glissement: $E = \frac{E}{2(1+\nu)}$
- Coefficient de contraction latéral (poisson): $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ C}^\circ$
- Masse volumique: $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235 caractérisé par :

- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Limite ultime: $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

C'est un matériau économique qui résiste bien à la compression. On utilise un béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPJ 42,5 pour les éléments de planchers et fondations.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a aucun glissement entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Pour les planchers, la classe du béton est C (25/30).
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ N/mm}^2$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-3} \text{ C}^\circ$.
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \cdot 10^{-6}$

Règlements utilisés :

- **RPA99/2003** (règles parasismique Algériennes version 2003).
- **Eurocode 4** (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton).
- **D.T.R.B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitations).
- **D.T.R.C 2-4.7** (règlement neige et vent « RNV99 »).
- **BAEL 91-CBA93** (béton armé aux états limites).
- **Euro code 3** (règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »).

Définition d'états limite de calcul :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou l'un des ses éléments est strictement vérifiée au-delà de cet état, on distingue deux états limites :

États limites ultimes :

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel destinée.

Cela étant dit, il convient que l'ingénieur s'assure par des vérifications que la résistance maximal d'une structure (ou élément d'une structure) excède les actions maximum (charges ou déformations) qu'elle subira avec une marge de sécurité raisonnable. Pour le calcul des structures en acier, les principaux aspects qui doivent être vérifiés sont la résistance (y compris la plastification, le flambement, et la transformation au mécanisme) et l'équilibre statique d'ensemble.

États limites de service :

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle » commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibration ou de déformations excessives. Il convient donc que l'ingénieur s'assure par des vérifications que la structure remplira sa fonction de façon satisfaisante lorsqu'elle sera soumise à ses charges de service ou d'exploitation.

A cet effet, l'état limite de service consiste à vérifier que les flèches ne sont pas excessives dans les conditions d'utilisation normale.

Actions et combinaisons d'actions

Les actions :

- Actions permanent G_i :
 - Poids propre des éléments de la construction
 - Poids propre des équipements fixes

- Actions variables Q_i
 - Charges d'exploitation
 - Charges appliquées en cours d'exécutions
- Actions climatiques
 - Vent (W)
 - Neige (S)
- Actions accidentelles E_i
 - Séisme

Combinaisons d'actions (CCM97-art 2.3.2.2)

Situations durable

1.1.1.1. ELU :

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes : Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum \gamma_{Gi} \times G_{kj} + 1.5 \times Q_{k.max}$$

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables :

$$\sum \gamma_{Gi} \times G_{kj} + 1.35 \times \sum Q_{ki}$$

Avec :

- G_{kj} : valeur caractéristique des actions permanentes.
- Q_{ki} : valeur caractéristique des actions variables.
- $\gamma_{Gi} = 1.35$: Si l'action agit défavorablement.

1.1.1.2. ELS :

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum G_{kj} + Q_k .\max$$

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables :

$$\sum G_{kj} + 0.9 \times \sum Q_{ki}$$

Situation accidentelles :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformation de calcul :

$$G+ Q+ E$$

Les systèmes de stabilités :

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

Dans la direction transversale : la stabilité est assurée par des contreventements en X, Avec portique mixte sur deux travées encastres en pied.

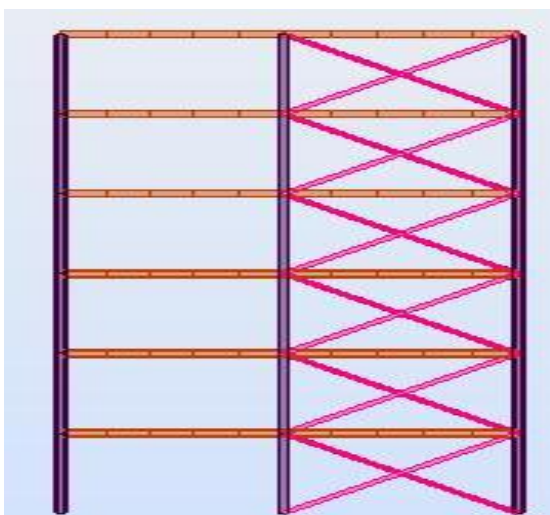


Figure 1.3 : Contreventements en X

Dans la direction longitudinale : la stabilité est assurée par des contreventements en V, avec portiques mixte sur 7 travées avec poteaux encastres en pied.

Évaluation des actions :

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

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

Actions permanentes :

Plancher étage courant

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	20	0.4
02	Mortier de pose	2	28	0.36
03	Lit de sable	2	16	0.32
04	Dalle en béton	12	25	3
05	Enduit plâtre	1	10	0.1
06	Cloison légers	10	7.5	0.75
07	Tôle profile (TN40)	/	/	0.11
Charge permanente totale				G = 5.04
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

Tableau 1.2: Evaluation des charge du plancher terrasse accessible.

Plancher terrasse inaccessible :

	Désignation des éléments	E (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
01	Gravillon de protection	5	19	0.85
02	Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
03	Forme de pente 15%	10	22	2.20
04	Isolation thermique	4	4	0.16
05	Tôle profile (TN40)	/	/	0.11
06	Dalle en béton	12	25	3
07	Faux Plafond	/	/	0.1
Charge permanente totale				G = 6.54
Surcharge d'exploitation				Q = 1

Tableau 1.3 : Évaluation des charge du plancher terrasse in accessible.

Cloisons extérieures :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

- Évaluations des charges

	Désignation des éléments	Épaisseurs (cm)	Densité (KN/M ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur	2	18	0.36
02	Brique creuse	2X10	1.8	3.6
03	Lame d'aire	/	/	/
04	Enduit en plâtre	2	10	0.20
Charge permanente totale				G = 4.16

tableau 1.4 : Évaluation des charges des cloisons extérieures

Avec 20% d'ouvertures: $G = 4,16 \times 0,8 = 3,32 \text{ kN/m}^2$

- Escalier :

- Volé :

Type	Charges permanents
Tôle striée ép 5mm	45 daN/m ²
Mortier de pose (2 cm)	$0.02 * 20 * 100 = 40$ daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0.02 * 20 * 100 = 40$ daN /m ²
Totale	G = 125 daN/m ²

Tableau 1.5 : Charge permanente pour escalier volé

- Paliers :

Type	Charges permanents
Cofraplus 55	13 daN/m ²
Poids de la dalle ep (8cm)	$0.08 * 2500 = 200$ daN/m ²
Mortier de pose (2 cm)	$0.02 * 20 * 100 = 40$ daN/m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0.02 * 20 * 100 = 40$ daN/m ²

Tableau 1.6 : Charge permanente pour le palie

CHAPITRE 02 :

ETUDE CLIMATIQUE

1. Effet de la neige :

1.1. Introduction :

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige. De plus des déformations peuvent être imposées à la structure, par exemple dues au tassement ou à la dilatation thermique. Ces charges sont des actions « indirectes ». Si on applique une approche quantitative à l'analyse des structures, il est nécessaire de pouvoir identifier l'intensité de ces actions. De plus, si la structure doit se comporter de façon satisfaisante pendant sa durée de vie, il est nécessaire de bien comprendre la nature de ces charges et de prendre des mesures appropriées afin d'éviter les problèmes, par exemple de fatigue ou de vibration.

1.2. Charge de neige sur les toitures :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

- S_k (en Kg /m²) : est la charge de la neige sur le sol, donnée par rapport au paragraphe 4(RNV99) , en fonction de l'altitude et la zone de neige (carte de neige).
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe 6 (RNV99).

Notre bâtiment est situé à la Wilaya d'Alger c'est-à-dire en zone de neige : **zone A**

$$\mu = 0,8$$

$$\mu = 0,8$$

$$S_k = \frac{0,07 \cdot H + 15}{100}$$

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

$$S_k = \frac{0,07 \cdot 160 + 15}{100} = 0.262 \text{kn}$$

$$S = 0,8 \times 0.262 \Rightarrow S = 0.209 \text{ KN/ m}^2$$

1.3. Action de la neige :

$$S = 0,209\text{KN/m}^2$$

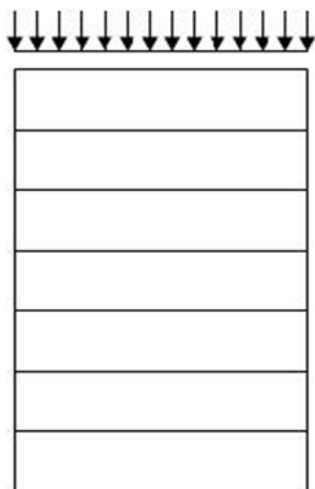


Figure 2.1 : action de la neige

2. Effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la Stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la Détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 99. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure

2.1. Données relatives au site :

Catégorie du terrain IV

- Site plat : $CT = 1$ (Tableau 2.5. RNV99)
- Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV99)
- $q_{réf} = 37,5 \text{ d a N/m}^2$ (Tableau 2.3. RNV99)
- $KT = 0,22$

- $Z_0 = 1 \text{ m}$ (Tableau 2.4. RNV99)
- $Z_{\min} = 0,8 \text{ m}$.

Les directions sont comme suit :

La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la **façade AB**

La direction **V2** du vent : perpendiculaire à la **façade BC**

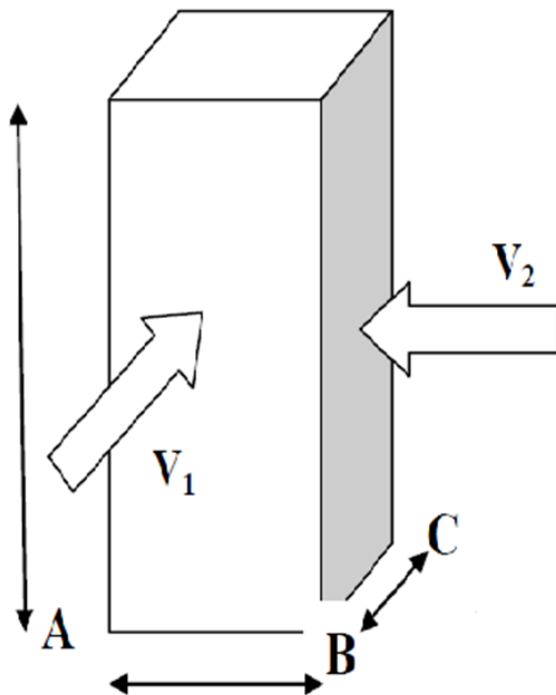
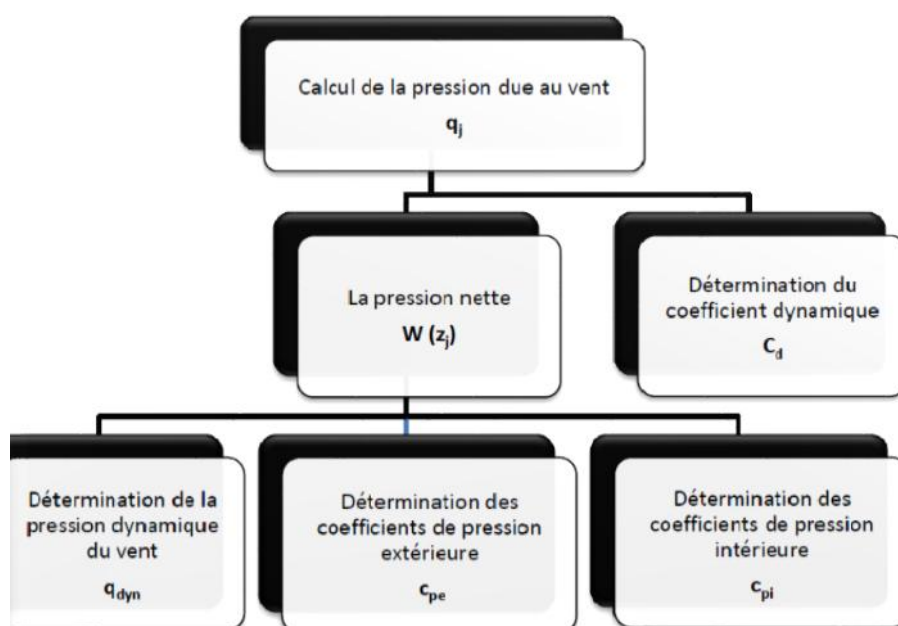


Figure 2.2 : Action du vent

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent.



Notre bâtiment est classé en **catégorie 1**.

Annaba se trouve en zone 1

Zone	q_{ref} N/m ²	q_{temp} N/m ²
1	375	270

Tableau 2.1 : valeur de la pression dynamique de référence

- q_{ref} (N/m²) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieur à 5ans).
- q_{temp} (N/m²) : pression de référence pour les constructions temporaires (durée d'utilisation inférieur à 5ans).

Catégories de terrain :

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
3 zones industrielles	0.22	0.3	0.8	0.37

Tableau 2.2 : Définition des catégories de terrain

- K_t : Facteur de terrain.
- Z_0 : paramètre de rugosité.
- Z_{min} : hauteur minimale.
- ϵ : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient Cd.

Le coefficient dynamique Cd :

Il est déterminé à l'aide des abaques 3-1 à 3-7 du rnv99 Pour les bâtiments à structure métallique on utilise l'abaque 3-2.

Cd est donné en fonction de :

- B (m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la Base de la construction.
- H (m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

Coefficient de topographie :

Site plat $C_t=1$.

- La pression du vent est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

- Pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$:

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$$

C_e : coefficient d'exposition au vent

- Coefficient d'exposition au vent :

Notre structure est considéré peu sensible aux vibrations

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \cdot C_r(Z)^2 \cdot \left[1 + \left(7 \cdot \frac{K_t}{(C_r(Z) \cdot C_t(Z))} \right) \right]$$

- Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

$$C_r(Z) = K_t \cdot \ln \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right) \quad Z < Z_{min}$$

$$C_r(Z) = K_t \cdot \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad Z_{min} \leq Z \leq 200m$$

Calcul :

niveau	H(m)	Z(m)	Cr	Ct	Ce	Qdyn(daN/m)
RDC	3.8	1.9	0.72	1	1.63	61.13
1ere étage		5.7	0.72		1.63	61.13
2eme étage		9.5	0.76		1.74	65.55
3eme étage		13.3	0.83		1.96	73.76
4eme étage		17.1	0.88		2.12	79.50
5eme étage		20.9	0.93		2.29	86.14

Tableau2-3 Valeurs des pressions dynamiques

Déterminations du Cd :

Sens V1 : h=23.40m b=13.60m → Cd=0.95

Sens V2 : h=23.40m b=36.40m → Cd=0.93

-Coefficient de pression intérieure :

Dans notre cas, structure avec cloison intérieur on a deux valeurs :

Cp i = +0.8 et Cp i = -0.5

Coefficients de pression extérieure :

Notre structure à une hauteur supérieure à 10 m donc :

S (m²) désigne la surface chargée de la paroi considéré.

Sens V1 :

$$e = \min(b, 2h) = (13.60, 2(23.40)) = 13.6 \quad 46.8 \text{ m}$$

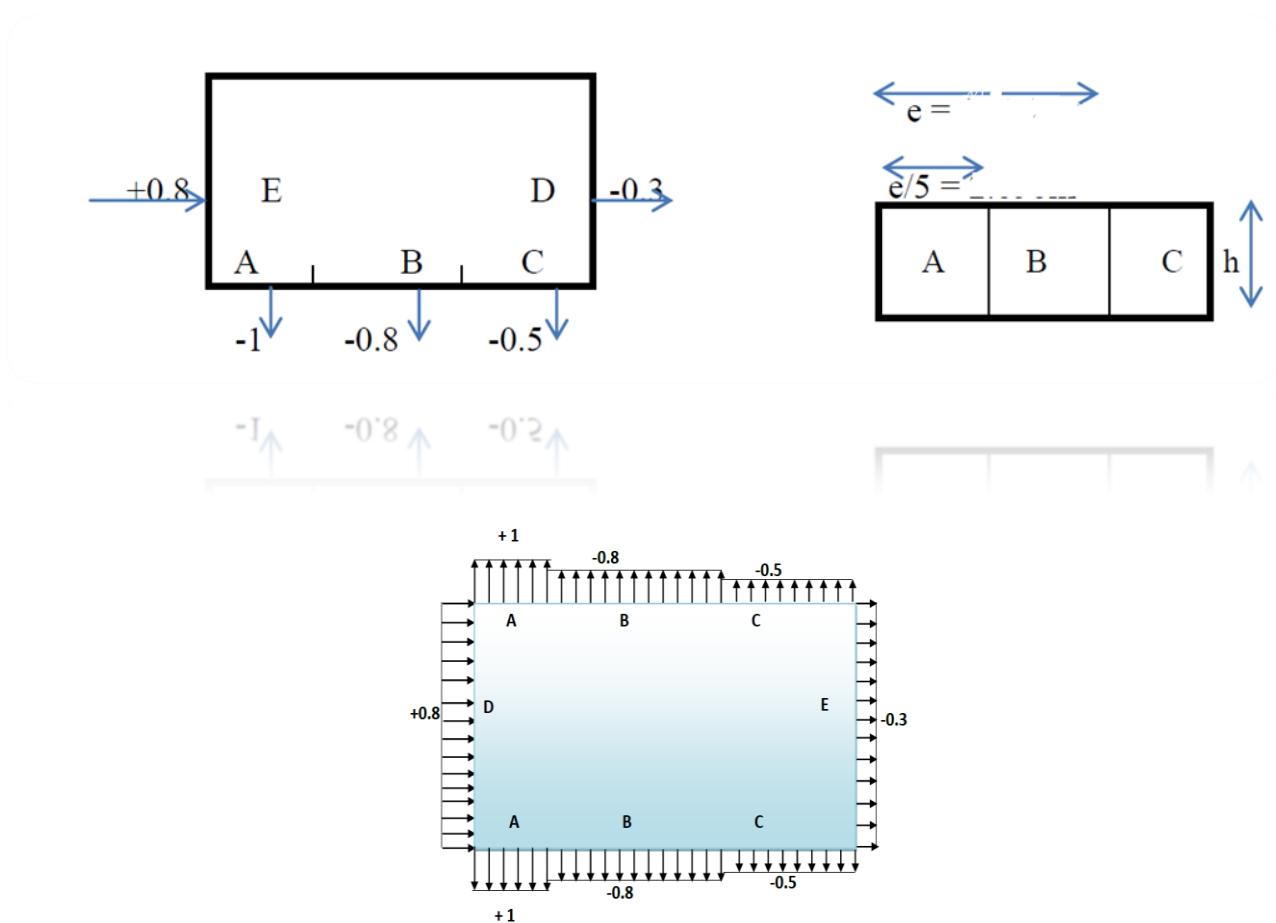
$$e=13.60\text{m}$$

$$e<d=31.20\text{m}$$

La paroi est divisée comme indiquée:

A	B	C	D	E
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

tableau 2-4 Les valeurs de Cp e pour les parois verticales



La toiture est divisée comme indiquée : $h_p/h = 0.6/22.8 = 0.026$

On fait l'interpolation linière un exemple

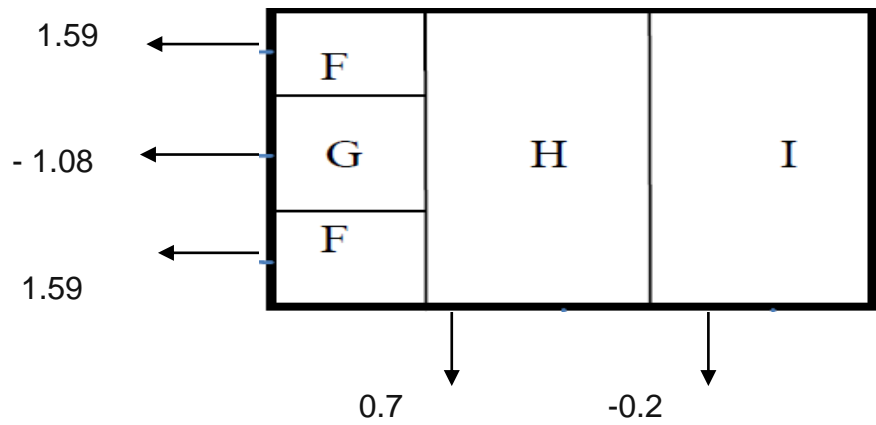
$$0.025 \quad -1.60$$

0.026 c p e $0.05-0.025=0.05-0.026=1.59=F$

0.05 -1.40 $-1.40+1.6$ $-1.40-Cp e$

F_{inf}	G	H	I
1.59	-1.08	-0.7	-0.2
			+0.2

Tableau2-5 Les valeurs de c p e pour la toiture



	ZONE	Q dyn(kg/m ²)	Cp1	Cp2	cd	Qj1(kg/m ²)	Qj2(kg/m ²)
RDC	A	61.13	-1.8	-0.5	0.95	-	29.03
	B		-1.60	-0.3		104.53	-17.42
	C		-1.30	0		-92.91	0
	D		0	1.6		-75.49	92.91
	E		-1.1	0.2		0	11.61
1ere étagé	A	61.13	-1.8	-1.8		-	29,03
	B		-1.6	-1.6		104,53	-17,42
	C		-1.3	-1.3		-92,91	0
	D		0	0		-75,49	92,91
	E		-1.1	0.2		0	11,61
2eme Etagé	A	65.55	-1.8	-0.5		-	-31.13
	B		-1.6	-0.3		112.09	-18.68
	C		-1.3	0		-99.63	0
	D		0	1.6		-80.95	99.63
	E		-1.1	0.2		0	12.45
3eme etage	A	73.76	-1.8	-0.5	-	-35.03	
	B		-1.60	0.3	126.12	-21.21	
	C		-1.3	0	-	0	
	D		0	1.6	112.11	112.11	
	E		-1.1	0.2	-91.09	14.01	
4eme etage	A	79.50	-1.8	-0.5	-	-37.76	
	B		-1.6	-0.3	135.94	-22.65	
	C		-1.3	0	-	0	
	D		0	1.6	120.84	120.84	
	E		-1.1	0.2	-98.18	15.10	
5eme etage	A	86.14	-1.8	-0.5	-	-40.91	
	B		-1.6	-0.3	147.29	-24.54	
	C		-1.3	0	-	0	
	D		0	1.6	130.93	130.93	
	E		-1.1	0.2	106.38	16.36	
toiture	F	86.14	-239	-1.09	-	-89.19	
	G		-1.88	-0.58	195.58	-47.46	
	H		-1.5	-0.2	-	-16.36	
	I		-1	0.3	153.84	24.54	
			-0.6	0.7	122.74	57.28	
					-81.83		
					-49.09		

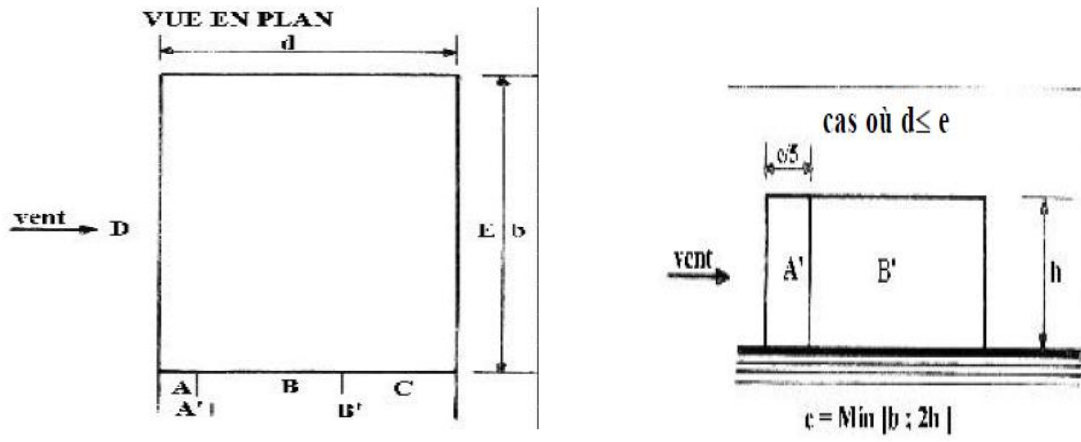
Tableau 2-6: Pression due au vent, sens V1

Sens V2 :

$$e = \min (b, 2h) = (36.40, 2(23.40)) = (36.40 ; 46.8 \text{ m})$$

$e=46.80\text{m}$

$e \geq d=13.60$



Légende pour les parois verticales

La paroi est divisée comme indiquée:

A	B	D	E
-1	-0.8	+0.8	-0.3

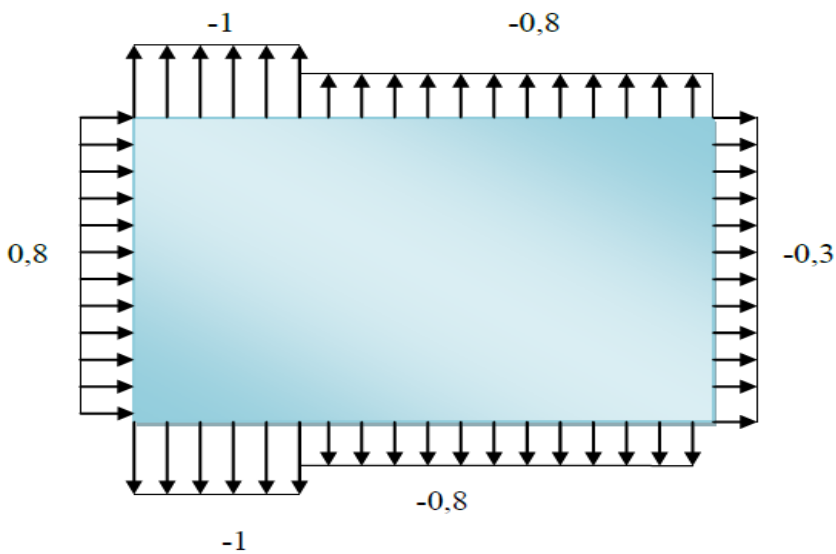


Figure 2-7 Les valeurs de c_p et c_{pe} pour les parois verticales sens V2

Finf	G	H	I
1.59	-1.08	-0.7	-0.2
			+0.2

Tableau 2-8 Les valeurs de c p e pour la toiture

	ZONE	Qdyn	Cp1	Cp2	cd	Qj1	Qj2
RDC	A	61.13	-1.8	-0.5	0.93	-102.33	-28.42
	B		-1.6	-0.3		-90.96	-17.05
	D		0	1.6		0	90.96
	E		-1.1	0.2		62.53	11.37
1ere etage	A	61.13	-1.8	-0.5		-102.33	-28.42
	B		-1.6	-0.3		-90.96	-17.05
	D		0	1.6		0	90.96
	E		-1.1	0.2		62.53	11.37
2eme etage	A	65.55	-1.8	-0.5		-109.73	-30.48
	B		-1.6	-0.3		-97.53	-18.88
	D		0	1.6		0	97.53
	E		-1.1	0.2		-67.05	12.19
3eme etage	A	73.76	-1.8	-0.5		-123.47	-34.29
	B		-1.6	-0.3		-109.75	-20.57
	D		0	1.6		0	109.75
	E		-1.1	0.2		-75.45	13.19
4 eme Etage	A	79.50	-1.8	-0.5	-133.08	-36.96	
	B		-1.6	-0.3	-118.29	-22.18	
	D		0	1.6	0	118.29	
	E		-1.1	0.2	-81.32	14.78	
5 eme etage	A	86.14	-1.8	-0.5	-144.19	-40.05	
	B		-1.6	-0.3	-128.17	-24.03	
	D		0	1.6	0	128.17	
	E		-1.1	0.2	-88.12	16.02	
toiture	F	86.14	-2.39	-1.09	-234.72	-87.32	
	G		-1.88	-0.58	-150.60	-46.46	
	H		-1.5	-0.2	-120.16	-16.02	
	I		-1	0.3	-80.11	24.03	
			+0.6	0.7	48.06	56.07	

Tableau 2-9 Pression due au vent, sens 2

CHAPITRE 03 :

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

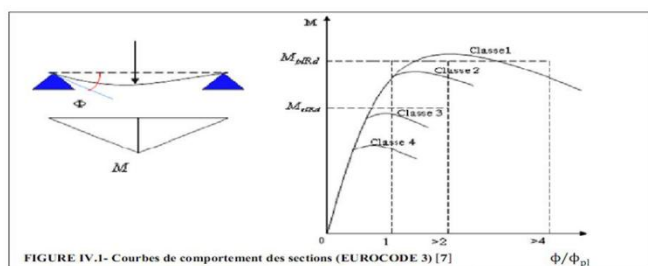
- ✓ condition de la flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- ✓ vérification à la condition de résistance.
- ✓ Vérification au cisaillement.

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborants qui empêchent le déversement.

1. Classification des sections transversales selon l'EUROCODE 3 :

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

- a. **Classe 1** : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- b. **Classe 2** : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- c. **Classe 3** : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- d. **Classe 4** : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local. Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous :



$M_{pl,red}$: moment à l'état plastique réduit.

Φ_p : rotation

$M_{el,red}$: moment à l'état élastique réduit

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique

Figure 3.1 : comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

2. Coefficient partiel de sécurité :

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

- ✓ Section de classe (1, 2,3) $\rightarrow \gamma_M = 1,1$
- ✓ Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_M = 1,1$
- ✓ Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_M = 1,1$
- ✓ Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_M = 1,1$

3. Valeur limites des flèches :

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

Les valeurs limites recommandées de flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (tableau 4.1 Eurocode3) [7] :

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

Tableau 3.1 : Les valeurs limites recommandées de flèches verticales

4. Les solives :

4.1. Redimensionnement des solives :

Les solives sont représentées en poutrelles (IPE, IPN). Ce sont des éléments qui travaillent en flexion sous l'effet des charges verticales. Ces solives sont pré dimensionnées au stade de montage.

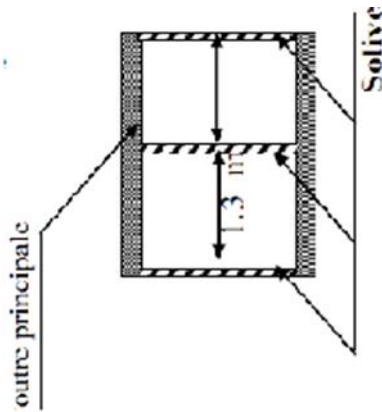


Figure 3.2 : solive

4.2. Solive plancher terrasse :

4.1.1. Charge et surcharge :

Béton frais = $25 \times 0,1 \times 1,3 = 5.85$ kN/ml Tôle

Profilé = $0,11 \times 1,30 = 0,143$ kN/ml Q

(chantier) = $1 \times 1,30 = 1,30$ kN/ml

G = 5.99 kN/ml

Q = 1.30 kN/ml

4.1.2. Combinaison de charge :

ELU	ELS
$q_u = 1.35G + 1,5Q$	$q_s = G + Q$
$q_u = 1.35 \times 5.99 + 1.5 \times 1.30$	$q_s = 5.99 + 1.30$
$q_u = 10.03$ KN/ml	$q_s = 7.29$ KN/ml

Tableau 3.2 : Combinaison de charge

4.1.3. Critère de la flash :

$$F = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq f = \frac{L}{250}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \cdot q \cdot l^3}{384 \cdot E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \cdot 7,29 \cdot 10^{-3} \cdot 520^3}{384 \cdot 21000} =$$

$$I_y \geq 1588.9 \text{ cm}^4$$

On choisit un IPE 270

G	A	Tf	Tw	R	Wpl	I	Wel	Iz	H	B
KG/m	cm ²	mm	mm	mm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm ⁴	mm	mm
36.1	45.95	10.2	6.6	15	484	5790	429.9	11.23	270	135

Tableau 3.3 : Caractéristiques des profilés

4.1.4. Classification de la section transversale :

Ce paramètre permet de calculer la résistance des sections transversale en fonction de leur capacité à atteindre pleinement la plastification sur toute la hauteur de la section (rotule plastique) selon la capacité de rotation de la section et de voilement local éventuel, on définit la classe appartient la section comme suit:

4.1.5. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$q_u = 1.35(G + G_p) + 1.5Q =$$

$$q_u = 1.35 * (5.99 + 0.36) + 1.5 * 1.3 = 10.52 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G + G_p) + Q =$$

$$q_s = 5.99 + 0.36 + 1.30 = 7.65$$

Critère de la flashe :

$$f = \frac{5 * Q * L^4}{384 * E * I_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 * 7.65 * 10^{-2} * 5.20^4}{384 * 21000 * 5790} = 0.59 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = 2.08 \text{ cm} \geq f = 0.59 \text{ cm}$$

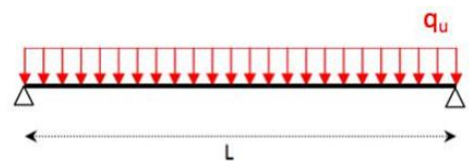
vérifier

4.1.6. Vérification de la condition de la résistance :

$$M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{10.52 * 5.2^2}{8} = 35.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{p,rd} = \frac{F_y * W_{pls}}{g_{m0}} = \frac{235 * 10^3 * 484 * 10^{-6}}{1.1} = 103.34 \text{ KN.m}$$

Donc $M_{p,rd} \geq M_{sd}$ condition vérifier



6.1.7. Vérification de la condition de cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q * L}{2} = \frac{10.53 * 5.2}{2} = 27.35 \text{ KN}$$

$$V_{p,rd} = \frac{A_v * F_y}{\sqrt{3} * 1.1} = \frac{1467.68 * 235 * 10^{-3}}{\sqrt{3} * 11} = 181.02 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 27.35 \leq 0.5V_{p,rd} = 30.51 \text{ KN}$$

condition vérifier

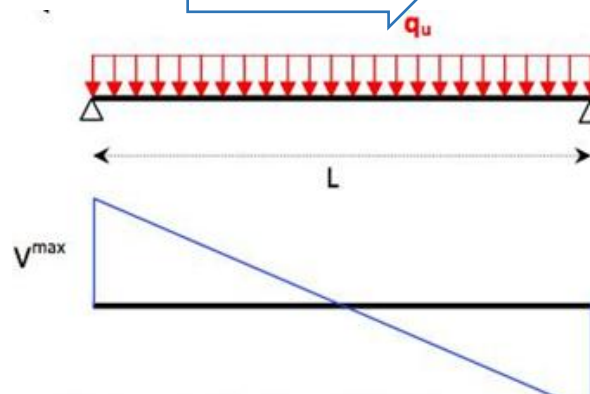


Figure 3.4 : l'effort tranchant

5. Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

On s'intéresse ici aux calculs des poutres les plus défavorables entre les poutres de rives et les poutres intermédiaires.

5.1. Plancher terrasse :

Les charges revenant sur la poutre sont :

Charges revenant	kN/m ²
Charge permanente du planche terrasse	G = 6.54
Charge d'exploitation sur planche terrasse	Q = 1
Charge de la neige	S = 0.209

Tableau 3.4 : Charge et surcharge d'exploitation

5.1.1. Combinaison d'action :

$$Qu\ 1 = 1.35G + 1.5Q =$$

$$Qu\ 1 = 53.71\text{KN/ml}$$

$$Qu\ 2 = 1.35G + 1.5(Q + S)$$

$$Qu\ 2 = 54.01\text{KN/ml}$$

$$Qs = G + 0.9 (Q+S)$$

$$Qs = 38.86\text{Kn/ml}$$

5.1.2. Dimensionnement du profilé :

Condition de la flèche :

$$f = \frac{Qu * L}{384 * E * I_y}$$

$$I_y \geq \frac{250.38.86 * 10^{-2} * 520^3}{384 * 21000}$$

$$I_y \geq 169.3\text{cm}^4$$

On choisit IPe360

5.1.3. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

$$Qu = 1.35(G + Gp^o + 1.5Q) = 54.48\text{KN/ml}$$

$$Qs = G + Gp + Q = 39.77\text{kn/ml}$$

- Critère de résistance :

$$F = \frac{39.77 * 10^{-2} * 520^2}{384 * 21000 * 16270}$$

$$F = 0.22\text{cm} \leq Fad = \frac{520}{250} = 2.02\text{cm}$$



Condition vérifié

- Critère de résistance :

$$Msd = \frac{q * L^2}{8}$$

$$Msd = \frac{54.48 * 5.2^2}{8}$$

$$Msd = 184.14 \text{ KN.m}$$

g	h	b	tf	tw	d	r	a	wpl	wel	ly
kg/ml	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ³	cm ⁴
57.1	360	170	12.7	8	298.6	18	72.73	1019	903.6	16270

Tableau 3.5 : ???

$$mpl = \frac{fy \cdot wp}{1.1}$$

$$mp = \frac{235 \cdot 10^{3.10} \cdot 19 \cdot 10^{-6}}{1.1}$$

$$mp = 217.69 \text{ KN.m} \geq msd \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

- $v_{sd} = \frac{Q \cdot L}{2}$

- $v_{sd} = \frac{54.6 \cdot 5.2}{2}$

- $v_{sd} = 141.64 \text{ Kn}$

- A_v : l'air de cisaillement

- $av = a - 2btf + (tw + 2r)tf$

- $av = 2396.2 \text{ mm}^2$

- $vpl = \frac{av \cdot wp}{\sqrt{3} \cdot 11}$

- $vpl = \frac{2396 \cdot 2235 \cdot 10^{-3}}{1.1 \sqrt{3}}$

$$vpl = 295.55 \text{ Kn} = 0.5Vp = 147.77 \text{ Kn} \geq Vsd \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

5.2.1. Étage courant :

Poutre de longueur 5.2 et entraxe 5.2

Charges surfacique (kN/m ²)	Charges linéaire (kN/ml)
Charge permanente du planche courant	$g = 5.04 * 5.2 = 26.20$
Charge permanente des cloisons intérieures	$g = 1.35 * 3.32 = 4.48$
Charge d'exploitation sur planche courant	$q = 1.54$

Tableau 3.6 : ???

Combinaison d'action :

- $Q = ,35(G' + G) + 1,5Q$
- $Qu = 43.72Kn/ml$
- $Qu = 43.72Kn/ml$
- $Qs = 32.28KN/ml$

Dimensionnement de profile :

- $F = \frac{Qu*L}{384.E.ly}$
- $ly \geq \frac{250.32.28*10^{-2}*520^3}{348*21000}$
- $ly = 1407.12cm^4$

On choisit un profile IPE400

Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

- $qu = 1,35(G' + G + Gp) + 1,5Q = .$
- $Qu = 1.35. (5.04 + 4.48 + 0.422) + 1.5(1.54 * 5.2) =$
- $Qu = 53.6KN/m$
- $qs = (G' + G + Gp) + Q =$
- $q.s. = 6.55 + 4.48 + 1.54 + 0.422 =$
- $qs = 39.90KN/m$
- $F = \frac{38.9.*10^{-2}*520^4}{384*21000*23130}$
- $F = 0.15cm \leq Fad = \frac{520}{250} = 2.02cm \Rightarrow condition vérifié$

Critère de résistance :

- $msd = \frac{q*L^2}{8}$
- $msd = \frac{53.69*5.2}{8}$

g	h	b	tf	tw	d	r	a	wpl	wel	ly
kg/ml	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ³	cm ⁴
66.3	400	180	13.6	8.6	331	21	84.46	1307	1156	23130

Tableau 3.7 : ???

- $msd = 181.47KN.m$
- $mpl = \frac{fy.wp}{1.1}$
- $mp = \frac{235.10^3*1307.10^{-6}}{1.1}$
- $mp = 279.22KN.m \geq msd \Rightarrow condition vérifié$

Vérification de l'effort tranchant :

- $v_{sd} = \frac{Q \cdot L}{2}$

- $v_{sd} = \frac{53.69 \cdot 5.2}{2}$

- $v_{sd} = 139.95 \text{Kn}$

- $v_{pl} = \frac{a_y \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot 1.1}$

- $v_{pl} = \frac{2929.9 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1.1 \cdot \sqrt{3}}$

- $v_{pl} = 361.38 \text{Kn} = 0.5 v_p = 180.06 \text{Kn} \geq v_{sd}$

Condition vérifiée

6. Pré-dimensionnement des poutres principales (sans connexion) :

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

Le même calcul se fait pour les planchers terrasses et les planchers courants. On fait les calculs pour les poutres de rives et les poutres intermédiaires les plus défavorables.

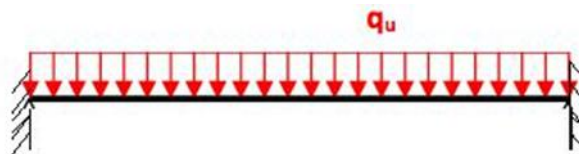


Figure 3.5 : schéma statique de la poutre principale

6.1. Plancher terrasse :

Poutre intermédiaire de longueur 5,20m, entraxe 5.20m

Charges surfacique	Charges linéaire (kN/ml)
$G_{plancher} = 6.74 \text{ kN/m}^2$	$G_p = 6.54 * 5.20 = 34$
$G_{solive} = 0.104 \text{ kN/m}$	$G_s = 4(0,36 * 5.20) / 5.2 = 1.44$
$Q = 1.03 \text{ kN/m}^2$	$Q = 1.30 * 5.20 = 6.76$
$S = 0.08 \text{ kN/m}^2$	$S = 0.20 * 5.20 = 1.04$

Tableau 3.8: ???

6.2. Combinaison d'action :

ELU :

- $Q_u = 1.35(G + G_s) + 1.5Q$

- $Q_u = 1.35(34 + 1.44) + 1.5(6.76)$

- $Q_u = 57.95 \text{KN/ml} \quad 56.16$

ELS:

- $Q_s = G + 0.95Q + S$

- $Q_s = 34 + 1.44 + 0.9(6.76 + 1.04)$
- $Q_u = 42.78 \text{ Kn/ml}$

6.3. Dimensionnement du profile :

- $F = \frac{q_s * l^4}{384 * E * I_y} \geq \frac{L}{250}$
- $I_y = \frac{25042.78 * 0^{-2} * 520^3}{384 * 21000}$
- $I_y \geq 1864.83 \text{ cm}^4$

On choisit IPE 360

G Kg/ml	H mm	B mm	Tf mm	Tw mm	D mm	R mm	Wpl cm ³	Wel cm ³	Iy cm ⁴
57.1	360	170	12.7	8	298.6	18	1019	903.6	16270

Tableau 3.9 : ca

6.4. Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :

ELU :

- $Q_u = 1.35GP + GS + GC + GPRF$
- $Q_u = 56.13 \frac{\text{Kn}}{\text{ml}}$

ELS :

- $Q_s = GP + GP + GS + GC + Q$
- $Q_s = \frac{40.69 \text{ KN}}{\text{ml}}$
- $F = \frac{(40.69 * 10^{-2} * 520^4)}{384 * 21000 * 16270}$
- $F = 0.22 \text{ cm} \leq f_{adm} = 2.02 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifié}$

Critère de résistance :

- $msd = \frac{q * l^2}{8} = 189.71 \text{ KN/m}$
- $mpl = \frac{f_y * w}{1.1}$
- $mpl = \frac{235.103 * 1019 * 10^{-6}}{1.1}$
- $mpl = 217.69 \text{ KN} * m \geq msd \Rightarrow \text{condition vérifié}$

Vérification de l'effort tranchant :

- $v_{sd} = \frac{q_u * L}{2}$
- $v_{sd} = \frac{56.13 * 5.2}{2}$

- $v_{sd} = 145.93KN$
- $v_{pl} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * 1 * 1}$
- $a_v = A_a - 2btf = (tw + 2r)tf$
- $a_v = 2396.2mm^2$
- $a_v = \frac{2396.2 * 235 * 10^{-3}}{1 * 1 * \sqrt{3}}$
- $a_v = 295.55KN$
- $v_{pl} = 295.55KN = 0.5v_{pl} = 147.77KN \geq v_{sd} \Rightarrow \text{condition vérifié}$

	Plancher terrasse	Plancher courant
Solives	270	270
Poutre secondaire	360	400
Poutre principale	360	360

tableau 3.10 : ???

7. Pré-dimensionnement des poteaux :

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

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

Calcul du moment sollicitant :

$$S = 5,2 * 4 = 20,8m^2$$

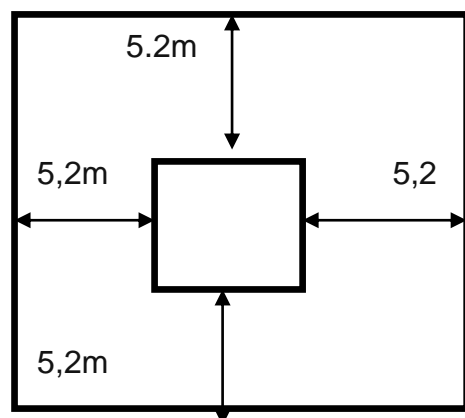
$$N_{sdy} = 1,35G + 1,5Q$$

$$G = (G_{ter} + G_{cour} * 4) * S + G_{poteau} + G_{poutre}$$

$$G = 557,36KN$$

$$Q = (Q_{ter} + Q_{cour} * 3) * S$$

$$Q = 240,86 KN$$



$$N_{sdy} = 1113,738 \text{ KN}$$

N_{sd} : Effort de compression.

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2. \gamma_{m0} = 1,1$$

$$N_{sd} \leq N_{c, sd} = \frac{A_{nee} \cdot f_{yv}}{\gamma_{m0}} \rightarrow$$

$$A_{nee} \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A_{nee} = 52,13 \text{ cm}^2$$

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

	Nsd(kn)	An(cm ²)	Προφιλ choisi	ΑΧηοισι (cm ²)	Προφιλ adopté
poteau	1585,58	52,13	HEB340	180,6	HE360

Tableau 3 11

	<u>Plancher terrasse</u>	<u>Plancher courant</u>
<u>Solives</u>	<u>IPE270</u>	<u>IPE270</u>
<u>Poutre secondaire</u>	<u>IPE360</u>	<u>IPE400</u>
<u>Poutre principale</u>	<u>IPE360</u>	<u>IPE360</u>
<u>Les poteaux</u>	<u>HEB360</u>	<u>HEB360</u>

CHAPITRE 04 :

ETUDE DES ELEMNENTS SECONDAIRES

1. Étude de L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

1.1. Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

1.2. Type d'acrotère :

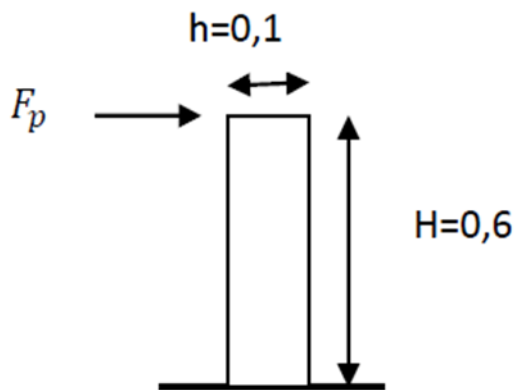


Figure 4.1 : dimensions de l'acrotère

1.3. Détermination des charges :

- Permanente : $G = 0.6 * 0.1 * 25 = 1.5K/m$
- D'exploitation : $Q = 1KN/m$

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- C_p : Facteur de forces horizontal.
- W_p : Poids de l'élément.
- $A = 0.15$
- $C_p = 0.8$
- $W_p = 1.5 KN/m$
- $F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 1.5 = 0.72 KN$

1.4.les sollicitations :

- $M_{fp} = H * F_p = 0.6 * 0,72 = 0.432 \text{ KNm}$
- $M_p = H * Q = 0.6 * 1 = 0.6$
- $M_{\max}(M_{fp}; M_p) = 0.432 \text{ KNm}$

Effort N :

- $ELU = 1.35 * 1.5 = 2.025 \text{ KN}$
- $ELS = 1.5 \text{ KN}$

Moment M:

- $ELU : M = 1,35 * 0.72 = 0.97 \text{ KN/m}$
- $ELS : M = 0.72 \text{ KN/m}$

Dimensionnement de l'acrotère :

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $h = 0.1 \text{ m}$
- $H = 0.6$

Position du centre de pression

Calcul de l'excentricité à l'ELU :

- $e = M_u / N_u = 10.8 / 2,02 = 5.26 \text{ m}$
- $h/6 = 0.016 \text{ m}$
- donc $e \geq h/6$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composée.

A. Calcul en flexion simple :

- $d = 0,08 \text{ m}, b = 1 \text{ m}$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b \longrightarrow 14.17 \text{ MPa}$$

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

- $M_u = e * N_u = 0.77$

- $M_f = 0.83$

- $\xi_{bu} = \frac{m_u}{b * d^2 * f_{bu}} = 9.13 * 10^{-3} \leq 0.392$

Donc le diagramme passe par le pivot « A ».

B. Calcul à la flexion composée :

- $F_{st} = 400/1.15 = 348 \text{MPa}$
- $Z = d * (1 - 0.4 * a) \Rightarrow 0.079 \text{m}$
- $A = \frac{M_{uA}}{Z * f_u} \Rightarrow 2.73 * 10^{-3} \text{cm} / \text{ml}$
- $A = A - \frac{N_u}{f_u} \Rightarrow 2.53 * 10^{-3} \text{cm}^2$

C. Conditions de no fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = A_{min} = 0.23 * 1 * 0.08 * \frac{2.1}{400} = A_{min} = 0.966 \text{cm}^2$$

- On feraille avec $A_{min} \Rightarrow A_s \leq A_{min}$
- On adopte $4T6 = 1.13 \text{cm}^2$

D. Armature de répartition

$$A_r = A_s/4 = 1.13/4 = 0.28$$

On adopte 4T3

E. Espacement :

- Armature principale: $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{cm} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = 25 \text{cm}$
- Armature de répartition: $S_t \leq \frac{60}{4} = 15 \text{cm} \Rightarrow \text{on adopte: } S_t = 15 \text{cm}$

F. Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\bar{\tau} \leq \min(0,1 * f_{c28}; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0,1 * 25; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{MPa}$$

- $V_u = 1.5 * F_p + Q = 1 + 0.72 * 1.5 = 1.72 \text{KN}$
- $T_u = \frac{V_u}{b * d} = 1.72 * 10^{-3} / 0.08 * 1 = 0.02165 \text{KN}$
- $T_u \leq t_{ad} \Rightarrow 0.0215 \leq 2.5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

G. Vérification de l'adhérence :

- $\tau_{se} = V_u / (0.9 * d * \sum \varnothing_i)$ RPA99/2003(Art A.6.1.3)
- $\sum \mu_i$: La somme des périmètres des barres.
- $\sum \mu_i = n * \pi * \varnothing \Rightarrow \sum \varnothing_i = 4 * 3.14 * 0.8 \Rightarrow \sum \varnothing_i = 10.048 \text{cm}$
- $T_{ser} = 1230 / 0,9 = 1366,67$
- $T_{sr} = 1.70 \text{MPa}$

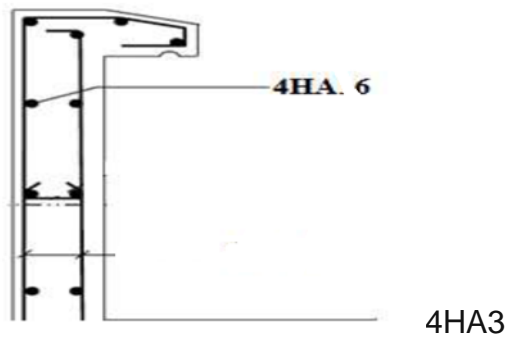


Figure 4.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

2. Étude des escaliers :

2.1. Définitions :

- **Un escalier** : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.
- Un **palier** : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Un limon** : élément incliné supportant les marches. pour les limons, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.

2.2. Choix des dimensions :

Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont en charpente métallique : Pour dimensionnement des marches (g : giron) et contre marche (h), on utilise la formule de **BLONDEL**.

- $59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm}$
- h : varie de 14 cm à 20 cm
- g : varie de 22 cm à 30 cm

Donc :

- Hauteur d'étage = 3.8m
- Giron $g = 30\text{cm}$
- On a $59\text{cm} = (30 + 2h) = 66\text{cm}$
- $14.5\text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Pour $h = 18\text{cm}$ on a 10 marches pour le 1^{er} volée et 11 pour le 2^{ème} volée



Figure 4.3 : Escalier en charpente métallique

La longueur de la ligne de la foulée sera :

- $L = g (n - 1) = 30(10 - 1)$
- $L = 270cm = 2.7m$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{10 * 18}{272} = 0.66 \rightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L=l = \frac{180}{\sin \alpha} = 3.24m$$

Cornière de marche :

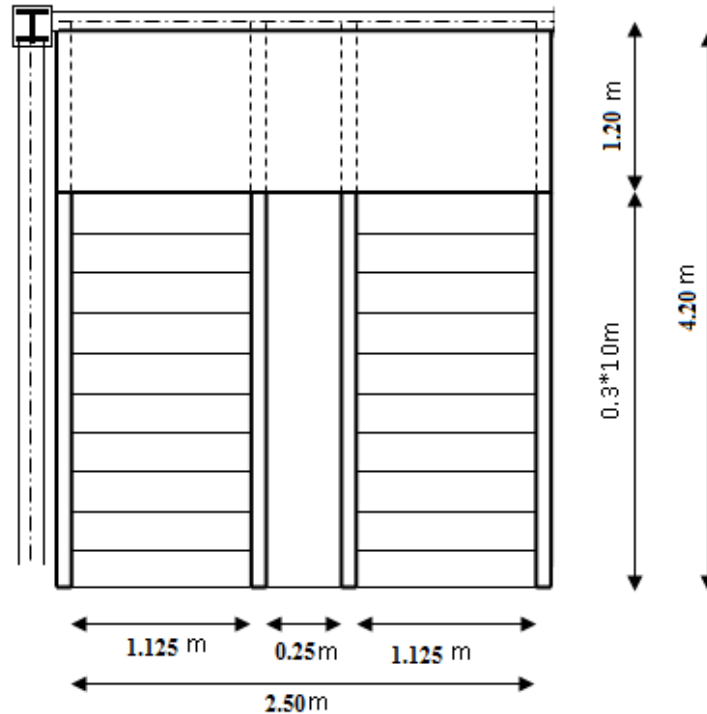
On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

- $q = (G + Q)g = (125 + 150) * 0.3$
- $g = 30cm = 0.3m$
- $q = 82.5 kg/ml$

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivant :

$$I_y = \frac{5 * q_{np} * l^3 * 300}{384 * E} = \frac{5 * 120 * (112.5)^3 * 300 \cdot 10^{-2}}{384 * 21000 \cdot 10^2} = 3.178 \text{ cm}^4$$

Figure 4.4 : disposition et dimension des éléments des escaliers



On adopte pour une cornière à ailes égales

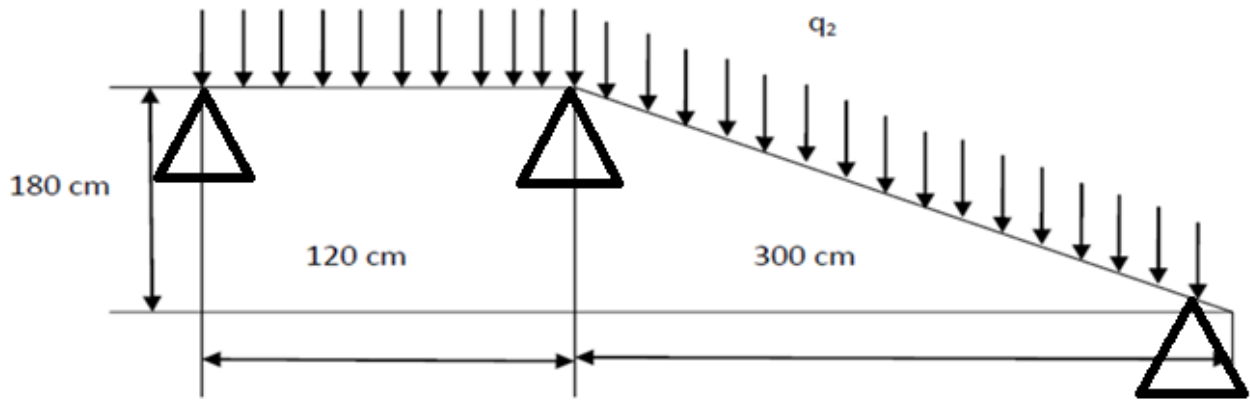
- L 40x40x4
- $I_y = 4.47 \text{ cm}^4$
- $P = 2.42 \text{ kg/ml}$

Vérification :

- $\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$
- $P = 1.35G + 1.5Q = 1.35 [(125 * 0.3) + 2.42] + 1.5 (150 * 0.3) = 1.08 \text{ KN/ml}$
- $W = I/V = 1.55 \text{ cm}^3$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W}$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{ql^2}{8W} = \frac{1.08 \times 120^2}{8 \times 1.55} = 12,54 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ KN/cm}^2 \text{ C'est vérifié}$$



4.5 : Charges appliqués sur limon

Limon UPN (poutre) :

- $q_1 = \frac{1.6}{2} (125 + 150) = 2.20 \text{KN/ml}$
- $q_2 = 1.6(293 + 150) = \frac{3.54 \text{KN}}{\text{ml}}$

On vérifie selon le critère de la flèche :

- $L = 270 \text{cm}$
- $P = \frac{354.4 \text{kg}}{\text{ml}}$
- $I \geq \frac{5 \cdot 3.54 \cdot 270^3 \cdot 250}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6} = 108.13 \text{cm}^4$

On optera pour le limon le profilé **UPN 100**

- $I_y = 206 \text{cm}^4$
- $q_1 = \frac{1.6}{2} (1.35 * 125 + 1.5 * 150) = \frac{3.15 \text{KN}}{\text{ml}}$
- $q_2 = \frac{1.6}{2} (1.35 * 293 + 1.5 * 150) = \frac{4.96 \text{KN}}{\text{ml}}$

La charge équivalente :

- $L_1 = 300 \text{ cm} ; L_2 = 120 \text{ cm}$
- $q_{eq} = (q_1 L_1 + q_2 L_2) / (L_1 + L_2) \quad q_{eq} = 3.66 \text{KN/ml}$

La condition de résistance :

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W} = \frac{q l^2}{8W} = \frac{3.66 * 270^2}{8 * 41.9} = \frac{7.97 \text{KN}}{\text{cm}^2} \leq \sigma_e = 24 \text{KN/cm}^2$$

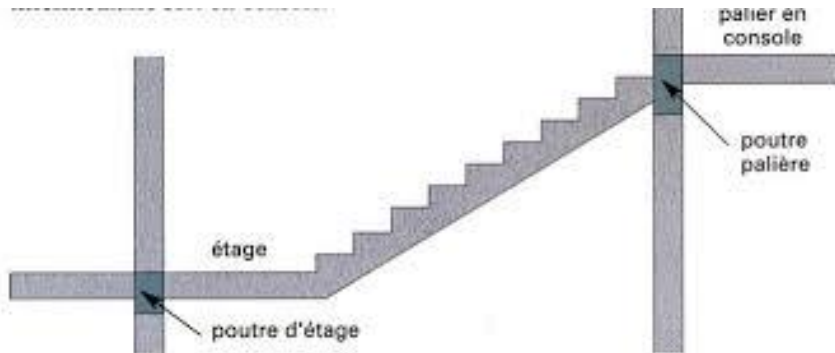
La condition es vérifié.

Pré dimensionnement de la poutre palière :

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus plus le palier.

- $G_{cloison} = 145.6 \text{ kg/m}^2$
- $G_{volée} = 125 \text{ kg/m}^2$

- $G_{palier} = 293\text{kg/m}^2$
- $q = (1.35 \times 563.6) + (1.5 \times 150) = 985.86\text{kg/m}^2$
- $I_y = \frac{5 \times 9.86 \times 270^3 \times 250}{384 \times 12.1 \times 10^6} = 300.83\text{cm}^4$



La poutre palière est de profilée **IPE120**.

3. Etude des balcons ;

Ce sont des dalles pleines pouvant reposer sur un, deux ou trois appuis. Les balcons sont considérés secondaires dans le contreventement de la structure

On a des balcons sur trois appuis.

- $L_x = 1,15\text{m}$
- $L_y = 5.2\text{m}$

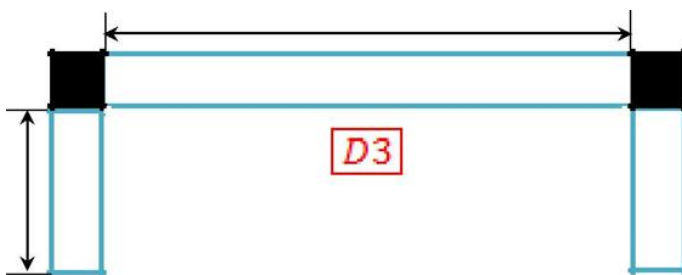


Figure 4.6 : dalle sur 3 appuis (D3)

Condition de résistance :

- $L_x/45 \leq e \leq L_x \Rightarrow 2.66 \leq e \leq 30\text{cm}$

Condition de coup feu :

$e \geq 11\text{cm}$ Pour deux heures de coup feu

$$P = l_x/l_y = 1.2/5.2 = 0.23 \leq 0.4$$

La dalle travaille dans un seul sens.

3.1 Évaluation des charges :

a. La dalle (charge répartie) :

- $G = 4.40\text{KN/m}^2$; $Q = 3,5\text{KN/m}^2$.

- $pu = 1.35G + 1.5Q = 11.19$

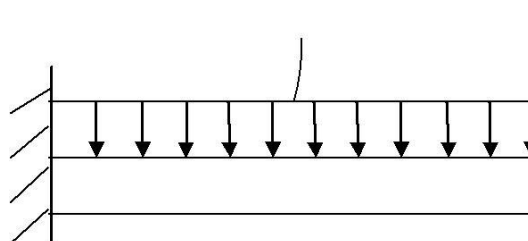
- $ps = G + Q = 7.73$

b. Le garde-corps en maçonnerie (charge concentré) :

- $G = 4.40 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

- $P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 6.53 \text{ KN/m}^2$

- $Ps = G + Q = 4.73 \text{ KN/m}^2$



3.2 Les sollicitations :

À L'ELU :

- $M_{max} = p1 * lx^2/2 + p2 * lx = 11.19 * 1.15^2/2 + 6.53 * 1.15 = 14.89. \text{ KN} * m$

- $V = p1 * lx + p2 = 11.19 * 1.15 + 6.53 = 19.39 \text{ KN}$

À L'ELS :

- $M = 10.166 \text{ KN.m}$

- $D = 0.09$

3.3 Ferrailage :

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cat} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	S_t (cm)
16.2	0.129	0.174	8.37	5.12	1.08	4HA14=6.16	30

Tableau 4.1 : Calcul du ferrailage.

c. Armatures de répartition :

- $Ar = As/4 = 1.54 \text{ cm}^2$

- $Ar = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow St20 \text{ cm}$

3.4 La vérification :

$S_t \leq (3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ on prend $s_t = 30 \text{ cm}$

d. L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $T \leq Ta$

$T = V/b * d = 19.39 * 10^{-3} / 1 * 0.120.16 \text{ MPa} \leq Ta = (0.07/gb) * fc28 = 1.17 \text{ MPa}$

À l'ELS

la vérification de la contrainte dans le béton :

Ms(kn.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc} Mpa	observation

10,66	2,95	5949.96	5,28	15	verifier
-------	------	---------	------	----	----------

Tableau 4.2 : Vérification d'état limite de compression du béton

À l'ELS :

Les deux conditions sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

4HA14/ml

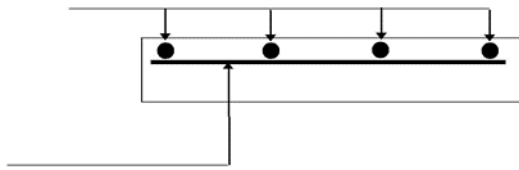


Figure 4.7 : Schéma de ferrailage.

CHAPITRE 05 :

ETUDE D'UN PLACHER MIXTE

1. Introduction :

La construction mixte est l'association mécanique du béton armé et des profilés métalliques, en vue de former des éléments parfaitement monolithiques contribuent au meilleur fonctionnement d'un ouvrage de génie civil. Il s'agit de tirer le meilleur profit des matériaux constitutifs (béton, armatures et profilés métallique) de point de vue résistance, durabilité, protection, esthétique et rapidité d'exécution. L'adhérence mécanique entre les profilés métalliques et le béton armé n'existe pas a l'état naturel, on obtient cette solidarisation par le biais des organes de liaison appelés les connecteurs de cisailment.

Généralement le choix de ce type de procédé est motivé pour les bâtiments à plusieurs étages, ou lorsque de grandes portées entre poteaux.

2. Description d'un plancher collaborant :

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant:

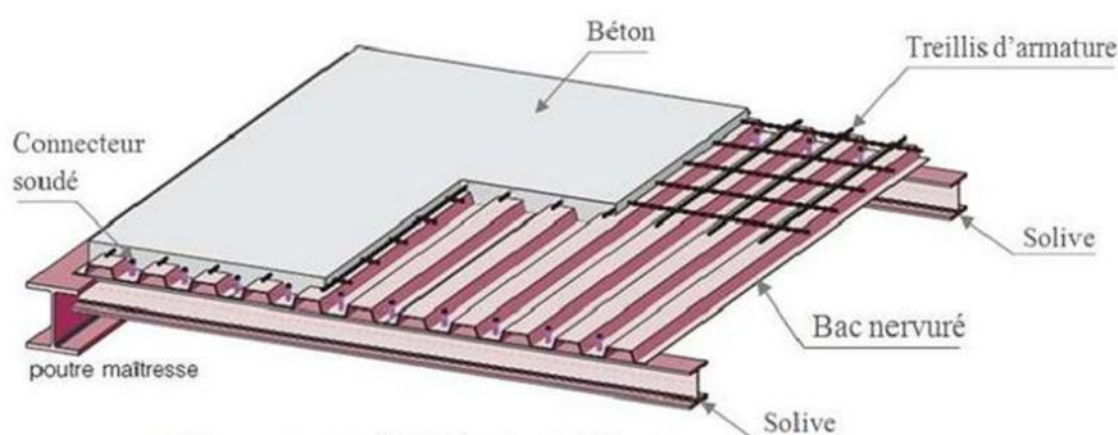


Figure 5.1 : Éléments constructif d'un plancher collaborant

3. Dispositions constructives selon l'EC04 :

- ✓ $ht \geq 80 \text{ mm}$ Avec ht : l'épaisseur totale de la dalle mixte.
- ✓ $hc \geq 40 \text{ mm}$ Avec hc : l'épaisseur du béton au-dessus de la surface plane principale du moment des nervures de la tôle.
- ✓ Il y a lieu de prévoir une quantité minimale d'armatures longitudinales et transversales dans le béton égale à $0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.
- ✓ L'écartement des solives pour les planchers mixtes étant compris entre 0,8 m et 1,5 m. d'opte un écartement de 1,06 m, celle-ci sont isostatiques.

4. Vérification des solives « IPE 120 » au stade définitif :

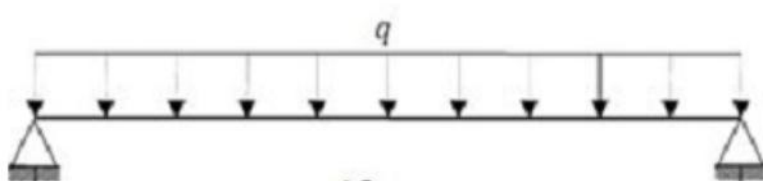
Étant donné que la dalle en béton armé est collaborant, on doit s'assurer alors que les éléments en acier et en béton travaillent solidairement. L'IPE 120 (voir dimensionnement chapitre03) est de classe 1, les vérifications sera mené à une analyse plastique.

4.1. Hypothèses de calcul :

Pour calculer la résistance plastique d'une section mixte, on adopte les hypothèses suivantes [Bourrier, 1996] :

- La connexion de la travée (où se situe la section étudiée) est complète, de façon que le profilé métallique, ou la dalle de béton, ou encore l'ensemble des armatures puisse atteindre leur résistance maximale.
- Les fibres de la poutre en acier, y compris celles situées au voisinage immédiat de l'axe neutre, sont plastifiées en traction ou en compressions; les contraintes f_y exercées sur ces fibres sont donc égales à (f_y est la limite d'élasticité de l'acier).
- La distribution des contraintes normales dans le béton comprimé f_c est uniforme et égale à $\frac{0.85(f_{ck})}{\gamma_c}$ (f_{ck} est la résistance caractéristique à la compression sur une éprouvette cylindrique, mesuré à 28 jours).
- La résistance du béton en traction est négligée.
- Les armatures de la dalle lorsqu'elles sont sollicitée en traction, sont plastifiées à la valeur de contrainte de calcul $\frac{f_{st}}{\gamma_s}$ (f_{st} est la limite d'élasticité caractéristique spécifiée des armatures).
- La contribution des armatures peut être négligée lorsque la dalle est comprimée.

4.2. Évaluation des charges sur la solive :



5.2 : Schéma statique de la solive la plus défavorable

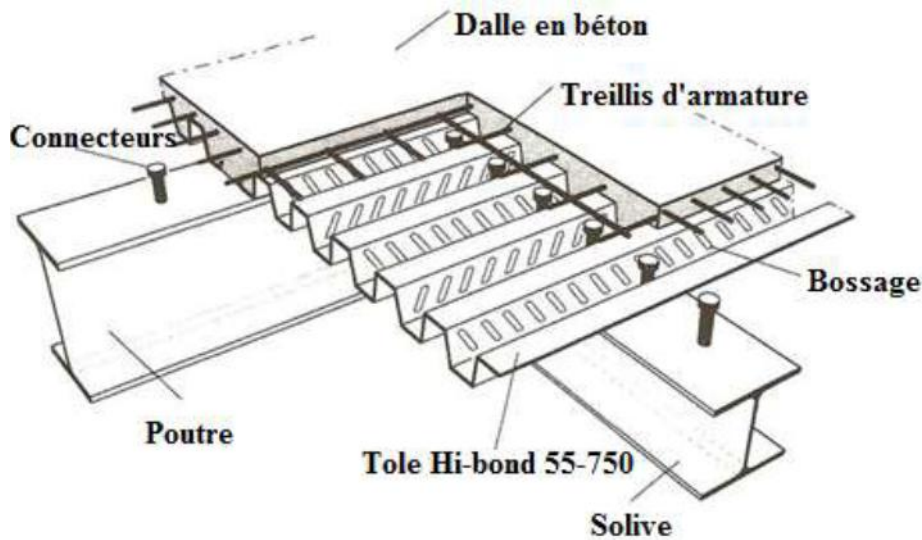


Figure 5.3 : composition d'un plancher mixte

Plancher terrasse :

- $G_{Solive} = 0.36 \text{ kN/ml}$
- $G = (6.54 \times 1.3) + 0.36 = 8.86 \text{ kN/ml}$
- $Q = 1 \times 1.30 = 1.30 \text{ kN/ml}$
- $f = \frac{5 \cdot 10.16 \cdot 10^{-2} \cdot 520^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^4 \cdot 14863.23} = 0.3 \text{ cm}$ $S = 0.20 \cdot 1.3 \cdot 0.26 \text{ kN/ml}$
- $f \leq f_{ad} = 2.08 \Rightarrow \text{condition vérifié}$

ELU :

- $Qu1 = 1.35(G) + 1.5 \max(Q ; S) =$
- $Qu1 = 1.35(0.36 + 8.86) + 1.5(1.30) =$
 14.39 KN/ml $qu \max(qu1, qu2) \quad qu \ 14.87 \text{ KN/m}$
- $Qu2 = 1.35(G + G_s) + 1.5(Q + S) =$
- $Qu2 = 1.35(0.36 + 8.86) + 1.5(1.3 + 0.26) = 14.87 \text{ KN/ml}$

ELS

- $Q1 = G + \max(Q ; S)$
- $Q1 = 0.36 + 8.86 + 1.3 = 10.52 \text{ KN/ml}$
- $Q2 = G + 0.9(Q + S)$
- $Q2 = 0.36 + 8.86 + 0.9(1.3 + 0.26) = 10.62 \text{ KN/ml}$

Étage courant :

- $Qu2 = 1.35(G + G_s) + 1.5(Q + S) =$
- $Qu2 = 1.35(0.36 + 6.91) + 1.5(1.3 + 0.26) = 12.15 \text{ KN/ml}$

Remarque : étant donné que les combinaisons de charge sur le plancher terrasse, et plus défavorable que celle de l'étage courant. Et le même profilé adopte comme solive, donc les vérifications seront mené uniquement pour le plancher terrasse.

Calcul de la section mixte :

- $S = Aa + b e f f * t/n = 45.95 + 1.3 * 12/15 = 149.95cm$
- $d = (b e f f * t/n) * (t + ha/2s) = (130 * 12/15) * (12 + 27/2 * 149.95) = 13.89cm$
- $Vi = ha/2 + d = 27/2 + 13.89 = 27.39cm$
- $Vs = ha/2 + t - d = 27/2 + 12 - 13.89 = 11.61cm$
- $F = t + ha/2 - d = 12 + 27/2 - 13.89 = 5.61cm$
- $Im = Ia + A * d^2 + b * t^2/12n + b * t/n + (t + h/2 - d)^2$
- $Im = 14863.23cm^4$

Avec :

- $b = b e f f$: largeur de la dalle participante.
- $n =$ coefficient d'équivalence acier/béton ($n = 15$).
- d : distance entre le centre de gravité de la solive et l'axe neutre.
- S : section mixte.
- A : section de la solive.
- vi : position de la fibre la plus tendus de l'acier par rapport à l'axe neutre.
- vs : position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.
- Im : moment d'inertie mixte de la section par rapport à l'axe neutre.

A(mm ²)	S(mm)	h(mm)	b(mm)	Vi(mm)	Vs(mm)	D(mm)	T(mm)	La(cm ⁴)	Im(cm ⁴)
45.95	149.95	270	135	27.39	11.61	13.89	12	5790	14863.23

Tableau 5.1 :

Vérification de la flèche :

- $f = \frac{5 * 10.62 * 10^{-2} * 520^4}{384 * 2.1 * 10^4 * 14863.23} = 0.32cm$
- $F(Admissible) = \frac{L}{250} = \frac{520}{250} = 2.02cm$
- $Fa \geq f$

Vérification des contraintes :

✓ Contrainte dans la poutre acier :

$$M = Q * \frac{1}{8} = \frac{14.87 * 5.20^2}{8} = 50.26kn * m$$

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I_m} * v_i \quad \text{Compression dans la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I_m} * (v_s - t) \quad \text{Contrainte dans la fibre inférieure}$$

$$\sigma_{adm} = f_y / \gamma_a \quad \text{Contrainte admissible du béton}$$

✓ Contrainte dans la dalle béton :

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{nI_m} * v_s \quad \text{Compression dans la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{M}{nI_m} * (v_s - t) \quad \text{Compression dans fibre inférieure}$$

$$\sigma_{adm} = 0.85 * \left(\frac{f_{ck}}{y_e}\right) \quad \text{Contrainte admissible du béton}$$

Type	$\sigma_{ai} (MPa)$	$\sigma_{as} (MPa)$	$\sigma_{bs} (MPa)$	$\sigma_{bi} (MPa)$	$\sigma_{adm} (MPa)$	Observation
Acier	92.61	-1.31			213.66	vérifié
Béton			2.61	-0.8	14.16	

Tableau 5.2 : Valeurs des contraintes de flexion simple

Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :

Après coulage de la dalle, le béton en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement ϵ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en acier. Ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier-béton.

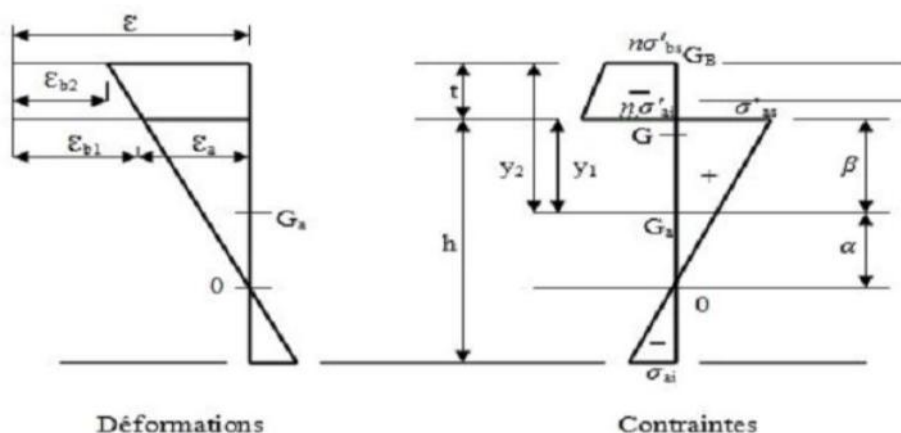


Figure 5.4 : Diagramme des contraintes due au retrait

- $\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{270+120}{2} = 195mm$ Distance entre le CDG de l'acier et le CDG de béton
- $a = \frac{I_A}{A*\beta} = \frac{(5790*1000)}{4595*195} = 64.61mm$ Distance entre le CDG de l'acier et l'AN de la section homogène
- $B = v_{effe} * t = 1.3 * 1.2 = 1.56m$ $1560mm^2$
- $K = \frac{M}{I_m} = \frac{502600}{14863.23} = 33.81kg/cm^3$
- $Y1 = h / 2 + a = 27/2 + 6.461 = 19.961cm$
- $Y2 = y1 + t = 19.96 + 12 = 31.96cm$
- $Ea * \epsilon = 2.1 * 10^4 - 6 * 2 * 10^4 - 4 = 420kg/cm$
- $\sigma = K(h - y1) = 33.81(27 - 1996) = 238.02 KG/cm^2 = 0.0238MPa$
- $\sigma = ky1 = 33.81 * 19.96 = 674.84kg/cm^2 = 0.0674MPa$

- $\sigma_{b1} = 1/n(E \varepsilon - ky) = 1/15(240 - 674.84) = -28.98 \text{ kg/cm}^2 = 2.98 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$
- $\sigma_{b2} = 1/n(E \varepsilon - ky_2) = 1/15(240 - (33.81 \cdot 31.96)) = -56.03 \text{ kg/cm}^2 = 5.603 \text{ MPa}$

Position de l'axe neutre :

- $B_{eff+} = \min * 2[l_0/8 ; b_1/2] = [5.2/8 = 0.65 ; 1.3/2 = 0.65] = 2 * 0.65 = 1.3 \text{ m}$
- $F_{yd} = f_{y/gm1} = 235/1.1 = 213.63 \text{ KN}$
- $F_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1.5 = 16.66 \text{ KN}$
- $F_a = A_a * f_{yd} = 45.95 * 10^2 * 213.63 = 981629.85 \text{ MPa} = 981.62 \text{ KN}$
- $F_c = (h_c \cdot f_{ck}) \cdot (0.85 \cdot b_{eff+}) = 140 * 16.66 * 0.85 * 1300 = 2577302 \text{ N} = 255.302 \text{ KN}$
- $F_a < F_c$

Donc l'axe neutre coupant la dalle :

- $Z_a = A_a * f_{yd} / (0.85 * f_{cd} * b_{eff+})$
- $Z_a = 45.95 * 213.63 / (0.85 * 16.66 * 1.3) = 53.322 \text{ mm} = 5.332 \text{ cm}$
- $Z_a < h_c == 53.32 < 140 \text{ mm}$

Le moment plastique :

- $M_{pl+} = A_a * f_{yd} (h_a/2 + h_p + h_c - (z/2)) = (4595 * 213.63)(270/2 + 140 - 53.32/2)$
- $M_{pl+} = 243.77 \text{ KN.m}$
- $Q = 1.35(G_{solive} + G_p * e) + 1.5(1 * 1.3) =$
- $Q = 1.35(0.36 + 6.54 * 1.3) + 1.5(1 * 1.3) = 14.87 \text{ kn./ml}$
- $M_{sd} = Q * l^2/8 = 14.87 * 5.2^2/8 = 50.26 \text{ kn.ml}$
- $M_{sd} < M_{pl}$ condition vérifié

L'effort tranchant :

$$V_{sd} = q * l/2 = 14.87 * 5.2/2 = 38.66 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = A_v * f_y / \sqrt{3} * 1.1 = 1467.68 * 235 / \sqrt{3} * 1.1 = 181.02 \text{ KN} \quad \text{condition vérifié}$$

$$v_{sd} \leq V_{plrd}$$

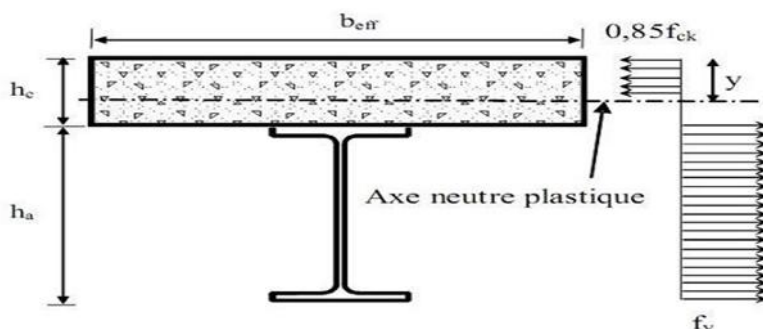


Figure 5.5 : Axe neutre plastique de la poutre mixte dans la dalle

5.1. Calculs des connecteurs :

Les connecteurs choisis sont des goujons à tête soudée, qui sont des boulons HR et de classe 4.6 ayant les dimensions suivantes :

$h = 100 \text{ mm}$

$d = 19 \text{ mm}$

$f_u = 460 \text{ MPa}$

f_u : résistance ultime en traction

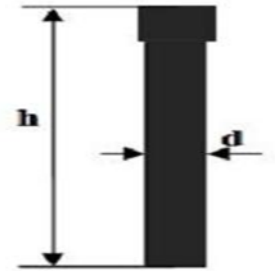


Figure 5.4 : Goujon

5.2. Résistance des connecteurs au cisaillement :

Avec :

- $Prd1$: Effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.
- $Prd2$: Effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd} = \min\left(\frac{0.8f_u}{\gamma_v}, \pi \frac{d^2}{4}, 0.29 * a * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v}\right)$$

Avec :

- PRd : Résistance au cisaillement
- d : Diamètre du connecteur $d = 19 \text{ mm}$
- E_{cm} : Module sécant moyen du béton $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$
- γ_v : Facteur de sécurité associé au connecteur $\gamma_v = 1,25$
- f_u : Contrainte ultime nominale
- f_{ck} : Résistance caractéristique du béton 25 MPa
- $\alpha = 1$ si $h/d > 4 \rightarrow h/d = 100/19 = 5,26 > 4$
- $prd = \min\left(\frac{0.8*460*3.14*19^2}{1.25*4}, 0.29 * 1 * 19^2 * \frac{\sqrt{25*30500}}{1.25}\right)$
- $prd = \min(83.42 \text{ KN}; 73.13 \text{ KN})$
- $prd = 73.13$

5.3. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

- A_a : Section du profilé
- $\gamma_a = 1,1$
- $f_y = 235 \text{ MPa}$
- $f_{cf} = 1149,36 \text{ KN}$
- $f_{cf} = A_a * \frac{f_y}{\gamma_a}$

- $F_{cf} = 4595 * \frac{235}{1.1}$
- $F_{cf} = 981.65KN$

5.4. Nombre des connecteurs :

- $N \geq N_f$
- $N_f = \frac{f_{cf}}{p_{rd}}$
- $n_f = \frac{981.65}{73.13}$
- $N_f = 13.42$
- Don on a $N \geq 13.42$
- $N = 14$ goujons

5.5. Espacement des goujons :

Le nombre de connecteur N est uniformément reparti sur une longueur critique L_{cr} . Cette Dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appui.

(EC4 6.3.2, 6.3.3)

- $S = L_{cr} / N$
- $L_{cr} = L/2 = 5200/2 = 2600mm$
- $S = 2600/14 = 185.71 mm$
- L'espacement entre les goujons : $S = 185,71mm$.

5.6. Vérification de la soudure du goujon:

- $P_{rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi(d+2)a*f_u}{\sqrt{3}*\beta_w*1.25}$
- $P_{rd} \leq F_{w,rd} = 92.02KN \Rightarrow$ Condition vérifié

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude et dimensionnement d'un plancher mixtes acier-béton. L'hypothèse fondamentale utilisée par toutes ces théories est qu'il existe une connexion parfaite entre l'acier et le béton. Étant donné que l'adhérence entre les deux matériaux est très faible, la solidarisation est effectuée par des systèmes de liaison «connecteurs» capables de transmettre les différents efforts à l'interface.

À travers cette étude nous avons démontré que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 8cm posé sur des solives IPE270, supporte les charges appliqué au niveau de chaque étage de la structure.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 19 mm, espacées de 52.00cm entre eux.

CHAPITRE 06 :

ETUDE SISMIQUE

1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il Produit des dégâts destructifs au niveau des construction et par conséquent les vies humaine. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

2. Méthodes statique équivalentes :

2.1. Généralité :

Le calcul statique de la construction est justifié quand le bâtiment vérifier les conditions imposées par le RPA 99 :

- ✓ La symétrie en plan.
- ✓ la hauteur du bâtiment à la limite de la tolérance fixé par le règlement.
- ✓ La régularité des formes planes en plan et en élévation.

Ce mode de calcul substitue aux efforts dynamiques réels les sollicitations statiques résultants de la considération de système de force fictive.

2.2. Évaluation de la force sismique :

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

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

Avec:

- A : Coefficient de la zone (**tableau 4.1 de RPA**)
- D : Facteur d'amplification dynamique

- Q : Facteur de qualité (**tableau 4.4 de RPA 99**)
- R : coefficient de comportement (**tableau 4.3 de RPA 99**)
- W : Poids totale de la structure.

2.3. Résultante de force sismique :

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

Calcul de force sismique :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone A :

A : donné par le **tableau 4.1** du RPA 99 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment. La zone d'implantation de notre structure est ORAN classée comme zone II-a dans la carte sismique

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Donc $A = 0.15$

Zone II a groupe d'usage 2(ouvrage courant d'importance moyenne)

- ✓ Coefficient de comportement R :

D'après le tableau 4-3 de RPA 99, l'évaluation du coefficient de comportement R est :

Suivant la description du system de contreventement.

Donc $R=4$ (ossature contreventée par palées triangulées en X)

- ✓ Facteur de qualité Q :

(tab 4.4 de RPA99) Il est donné par l'expression $Q = 1 + \sum_1^i Pq_i$

Critère « q »	P.q.	
	Observé	N/observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau 6.1 : Valeur des pénalités Pq 115

- $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=n} p q$
- $Q_x = 1.15$
- Bnj
- ✓ Pourcentage d'amortissement critique ξ :

	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau

6.2 : ???

$\xi =$

5% (portiques acier remplissage dense)

- ✓ Facteur de correction d'amortissement η :

$$n = \sqrt{\frac{7}{\xi + 2}} \geq 0.7 \Rightarrow n = \sqrt{\frac{7}{5 + 2}} = 1.00 > 0.7$$

- ✓ Période fondamentale de la structure :

- Selon le tableau 4.6 de RPA 99T $T = 0.09 H/\sqrt{L}$
- H : La hauteur de bâtiment = 22.8m
- L : Longueur de bâtiment dans le sens de l'action sismique $Lx = 13.6.m$
- $Ly = 36.4$
- $T = \min$:
 - o $T_x = (0.09 h)/\sqrt{L_x} = 0,55$
 - o $T_y = (0.09 h)/\sqrt{L_y} = 0,034s$

$$\circ T = CT \cdot hN^{3/4} = 0,52s$$

On prend : $T = T_{min} = 0,34s$

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

Portiques auto-stables en acier avec remplissage en maçonnerie $\rightarrow CT = 0.05$

et est donné par (le tableau 4.6 du RPA99/version2003 **art 4.2.4**)

✓ La facteur D :

- $2.5 \eta \quad 0 \geq T < T_2$
- $2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s$
- $2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \quad T \geq 3s$

Avec :

T2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau 4.7 de RPA 99 (Site S2r) $T_2 = 0.40sec \rightarrow 0 < T = 0.34s < T_2 = 0.5s \rightarrow D = 2.5\eta = 2.5$

✓ Poids total de la structure W_t :

D'après le RPA 99 le poids total de la structure : $W_t = W_{Gi} + \beta w_{Qi}$

- **W Gi** : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- **W Qi** : charge d'exploitation.
- Le coefficient **β** est donné par le tableau **4 – 5 de RPA 99 modifier2003**.
- **$\beta = 0,2$** (le bâtiment à usage d'habitation bureaux ou assimilés).

Plancher terrasse :

- Poids plancher $6.54 * 26 * 13.6 = 2312.54kn$
- Poids Poteau HEB 360 $1.42 * 3.8 * 20 = 107.92kn$
- Poids poutre principale IPE360 $(5,2 \times 0.57 \times 12) + (4 \times 0.57 \times 3) = 42.40kn$
- Poids poutre secondaire IPE360 $(0.57 * 5.2 * 12) + (0.57 * 2 * 6) = 42.40kn$
- Poids solive IPE 270 $(40 * 0.36 * 5.2) + (0.36 * 2 * 20) = 89.28kn$

$W_{terrasse} = \Sigma W_i = 2594.54$

Plancher étage courant :

- Poids plancher $5.04 * 13.6 * 26 = 2312.54kn$
- Poids poteau HEB360 $107.92kn$
- Poids poutre principale IPE 400 $57.28kn$
- Poids poutre secondaire IPE360 $42.40kn$

- Poids solive IPE 270 89.28kn

$$W \text{ étage} = \Sigma W_i = 2064.14kn$$

$$\text{Pour RDC} = 2718.21kn$$

$$\text{Pour la 1ère étage} = 2497.44kn$$

$$\text{Donc : } WT = W \text{ terrasse} + 5W \text{étage} \Rightarrow WT = 33102.56kn$$

Calcul de la force sismique total :

$$V_x = A.D.Q/R = 0,15 \times 1,15 \times 2,5 \times 33102.56/3 = 4758.49kn$$

$$V_y = A.D.Q/R = 0,15 \times 1,25 \times 2,5 \times 33102.56/3 = 5172.27kn$$

Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante de la force sismique à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = Ft + \Sigma F_i \text{ (art 4.2.5 RPA99)}$$

- $Ft = 0.07V$ si $T \geq 0.7s$

- $Ft = 0$ si $T \leq 0.7s$

$$\text{On a : } T = 0.34s \leq 0.7s \quad Ft = 0$$

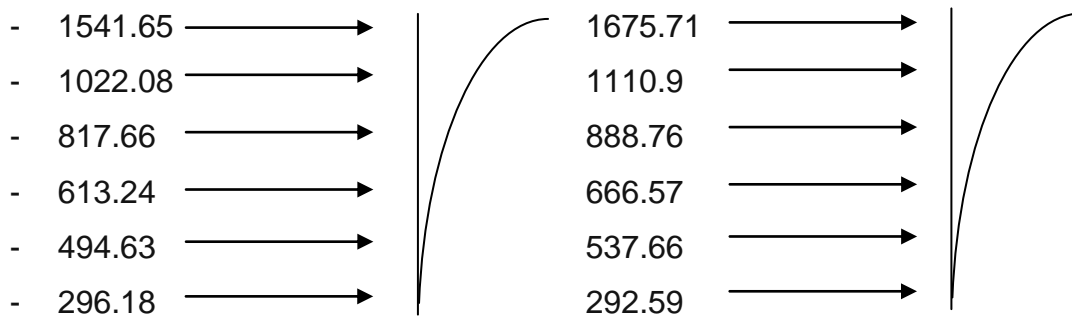
la force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = (V - Ft) \frac{W_i \cdot h_i}{\Sigma W_i h_i}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant pour les deux sens:

Niveau	W_i	h_i	$W_i h_i$	$\Sigma W_i h_i$	$F_{ix} \text{ (kn)}$	$F_{iy} \text{ (kn)}$
5	2594,54	22,8	59155.51	182590.01	1541.65	1675.71
4	2064.14	19	39218.66	182590.01	1022.08	1110.9
3	2064.14	15,2	31374.92	182590.01	817.66	888.76
2	2064.14	11,4	23531.19	182590.01	613.24	666.57
1	2497.44	7,6	18980.54	182590.01	494.63	537.66
RDC	2718.21	3,8	10329.19	182590.01	269.18	292.59

Tableau 6.1 : la force sismique équivalente



3. Méthodes dynamique modale spectral :

3.1. Généralité :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

3.2. Spectre de réponse de calcule :

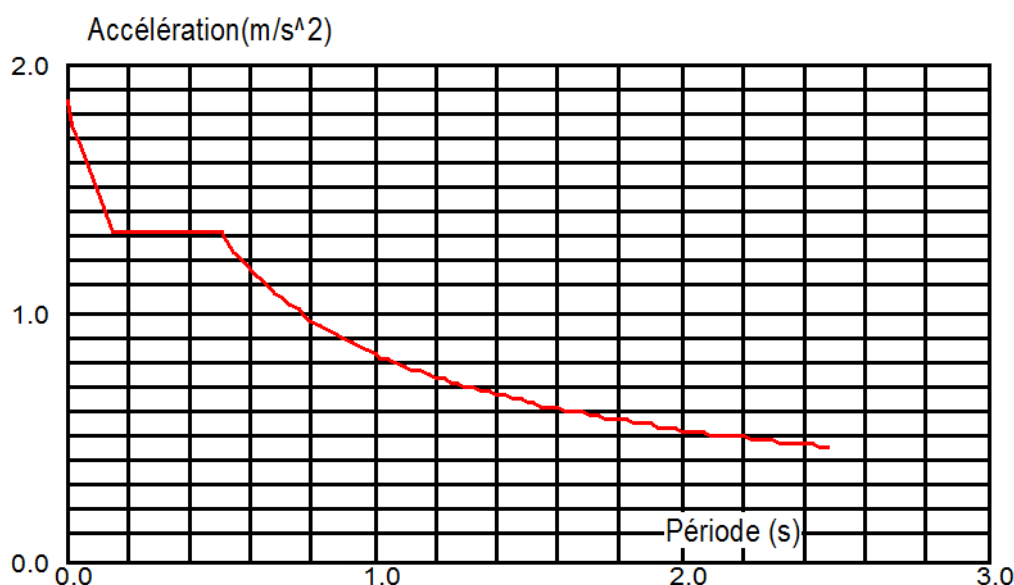


Figure 6.1 : ???

3.3. Nombre des modes considérer (RPA99/V2003) :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90%au moins de la masse totale de la structure.

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]	Tot.mas.UZ [kg]
6/ 1	0,87	1,15	1,76	70,71	0,0	1,76	70,71	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 2	0,97	1,03	60,81	73,02	0,0	59,06	2,32	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 3	1,28	0,78	71,31	73,09	0,0	10,50	0,07	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 4	1,40	0,72	71,32	77,97	0,0	0,00	4,88	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 5	1,52	0,66	71,32	81,88	0,0	0,01	3,91	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 6	1,75	0,57	71,32	83,79	0,0	0,00	1,91	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 7	1,81	0,55	73,51	83,82	0,0	2,19	0,03	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 8	2,04	0,49	73,60	87,52	0,0	0,08	3,70	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 9	2,11	0,47	73,60	89,77	0,0	0,00	2,26	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 10	2,36	0,42	73,60	89,91	0,0	0,00	0,13	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 11	2,41	0,41	74,17	89,99	0,0	0,57	0,09	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0
6/ 12	2,55	0,39	74,17	90,04	0,0	0,00	0,05	0,0	1387452,23	1387452,23	0,0

Figure 6.3 : Résultats extrais du logiciel Robot

Analyse des résultats

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seul de 90% à partir du mode 12, sont suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

alcu de la force sismique dynamique V_{dyn} :

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6) La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{stat} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit :

$$V_{dyn} > 0.8V_{stat}$$

Si $t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V / V t$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

	V dyn (k n)	0.8 V t(k n)	Observation
Sens X	4433	3806.79	VERIFIER
Sens Y	4352	4137.73	

Tableau 6.4 : vérification des résultantes des forces sismiques a l base

Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'k' est calculé de la manière suivante:

$$\delta k = R. \delta e k$$

Avec :

- R : coefficient de comportement égal à 4.
- $\Delta e k$ = déplacement dû aux forces sismiques Fi

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

$$\Delta . k = \delta k - \delta k - 1$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10, c'est à dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Selon VX ET VY d'après les resultat de robot

$\Delta . k$ sens x	$\Delta . k$ sens y
1.9	3.3
3.1	3.3
3.1	3.2
2.6	2.8
2	2.2
1.3	1.3

Tableau 6.5 déplacements relatifs sous séisme

Vérification des effets du second ordre :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_k * \Delta_k}{h_k * V_k} \leq 0,1 \quad (4,19 \text{ RPA } 99 \text{ 2003})$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

niveaux	P	Δ	V	h	θ
1	FZ [kN]	dr,ur	Fx	h	#VALEUR!
2	12177,5	1,9	874,2	380	0,069649394
3	9668,1	3,1	815	380	0,096774653
4	7414,6	3,1	702,3	380	0,086127761
5	5453,1	2,6	578,6	380	0,064484418
6	3491,6	2	423,2	380	0,04342354
7	1530,1	1,3	212,1	380	0,024679645

Tableau 6-6 vérification ;effet p delta sens x

niveaux	P	Δ	V	h	θ
1	FZ [kN]	dr UY [cm]	FY [kN]	h	
2	12177,5	3,3	913,9	380	0,115715038
3	9668,1	3,3	840,3	380	0,099916477
4	7414,6	3,2	728,4	380	0,085720397
5	5453,1	2,8	590,6	380	0,068033757
6	3491,6	2,2	408,9	380	0,049436357
7	1530,1	1,3	193	380	0,027122034

Tableau 6-7: vérification effet p delta sens y

Analyse des résultats

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0,1$) dans tous les niveaux, d'où les effets des seconds ordres peuvent être négligés.

8. Conclusion :

D'après l'analyse dynamique de la structure, et la comparaison avec le code algérien on peut dire que notre structure résiste bien à l'action sismique malgré qu'elle soit implantée en zone de forte sismicité ce qui explique bien le rôle des systèmes de contreventements utilisées.

CHAPITRE 07 :

VERIFICATION DE L'OSSATURE

1. Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel Robot.

2. Vérification de la poutre principale IPE360 :

- La longueur de la poutre $L = 5.20 \text{ m}$
- Les efforts sont tirés à partir du Robot, sous la combinaison : $G + Q + E$
- $V_{sd} = 22.04 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 31.34 \text{ KN.m}$
- La section IPE 500 est de classe 01 en flexion simple

Vérification à la résistance :

Vérification au cisaillement :

- $V_{pl} = A * \frac{f_y}{1.1 \sqrt{3}}$
- $V_{pl} = 2369 * \frac{235 * \frac{0.001}{\sqrt{3}}}{1.1}$
- $V_{pl} = 232.19 \text{ KN} = 0.5 V_{rd} = 146.09 \text{ KN} \quad V_{pl} \geq V_{sd} \Rightarrow \text{condition vérifié}$

Vérification au moment résistant :

- $M_{sd} = 31.34 \text{ KN.m}$
- $M_{rd} = f_y * W_p =$
- $M_{rd} = \frac{235 * 10^{-3} * 11019 * 10^{-6}}{1.1}$
- $M_{rd} = 217.95 \text{ KN} * \text{m} \Rightarrow M_{sd} \leq M_{rd} \Rightarrow \text{condition vérifié}$

Vérification de la poutre secondaire IPE 400 étage courant :

Les efforts sont tirés à partir du Robot Sous la combinaison : $G + Q + E$

- $V_{sd} = 54.75 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 49.04 \text{ KN} * \text{m}$

La section IPE 400 est de classe 01 en flexion simple.

La longueur de la poutre $L = 5.2 \text{ m}$

Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = 54.75 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = A * \frac{F_y \sqrt{3}}{1.1}$$

$$V_{rd} = 361.38 \text{KN} = 0.5V_{rd} = 180.69 \text{KN} \Rightarrow V_{rd} \geq V_{sd} \Rightarrow \text{condition vérifié}$$

Vérification au moment résistant :

- $M_{sd} = 49.04 \text{KN} * m$
- $M_{rd} = \frac{f_y * w}{1.1}$
- $M_{rd} = \frac{1307 * 10^{-6} * 235 * 10^3}{1.1}$
- $M_{rd} = 279.22 \text{KN} * m \Rightarrow M_{sd} \leq M_{rd} \Rightarrow \text{condition vérifié}$

Vérification au déversement :

La vérification au déversement n'est pas nécessaire car on utilise les planchers collaborant qui empêchent le déversement.

Lorsque l'effort tranchant V_{sd} dépasse 50% de $.R_d$, il convient de réduire la valeur de la résistance de la section transversale à la flexion à $M_{v.Rd}$, moment de résistance plastique réduit compte tenu de l'effort tranchant, obtenu comme suit : (Art.5.4.7CCM97)

Vérification de la poutre secondaire étage terrasse IPE360 :

- La longueur de la poutre $L = 5.2 m$
- Les efforts sont tirés à partir du Robot, sous la combinaison : $G + Q + E$
- $V_{sd} = 259.45 \text{KN}$
- $M_{sd} = 200.56$
- La section IPE 360 est de classe 01

Vérification à la résistance :

Vérification à la cisaillement :

- $V_{rd} = A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3} * 1.1}$
- $A_v = A - 2t_{fb} + (t_w + 2r) * t_f$
- $A_v = 2396 \text{mm}^2$
- $V_{rd} = 295.52 \text{KN} = 0.5V_{rd} = 147.76 \text{KN} \leq V_{sd} \Rightarrow V_{sd} \leq V_{rd} \Rightarrow \text{condition vérifié}$

Il y a une interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Vérification au moment résistant :

- $M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{f_y * W_{pl}}{1.1}$
- $M_{rd} = \frac{235 * 1000 * 1019 * 10^{-6}}{1.1}$
- $M_{rd} = 217.69 \text{KN} * m \Rightarrow M_{sd} \leq M_{rd} \Rightarrow \text{condition vérifié}$

3. Vérification des poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

les poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du Robot :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Combinations	H(m)	N(KN)	(My(KN.m))	Mz(KN.m)	Vu
G+Q+Ex	3.80	2123.44	Ms=1=43	M _{sup} =31.30	257.74

Tableau 7.1 : Sollicitations dans les poteaux

Vérification de poteau central HEB360 du RDC :

Vérification à la résistance :

Vérification à l'effort normal :

- $N_{sd} \leq N_{prd} = (AV * F_y) / \gamma_m$
- $N_{pl} = \frac{133.5 * 235 * 10^2 * 10^{-3}}{1.1}$
- $N_{pl} = 2852.04KN \Rightarrow N_{pl} \geq N_{sd} \Rightarrow$ **condition vérifié**

Caractéristique de profilé :

G	h	Tf	Tw	ly	lz	Wpl	R	A	Wel
Kg/m	mm	mm	mm	Cm ⁴	cm ⁴	cm ³	mm	cm ²	cm ³
112	350	17.5	10	33090	7887	2088	27	315.8	1891

Vérification à la résistance :

Vérification au cisaillement :

- $V_{sd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * 1.1}$
- $A_v = A - 2t_f b + (t_w + 2r) t_f$
- $A_v = 31580 - 2 = 17.5 * 300 + (10 + 2 * 27) 17.5$

- $A_v = 19960 \text{ mm}^2$
- $V_{pl} = 2461.92 \text{ kN} = 0.5V_{pl} = 1230.96 \text{ kN} \Rightarrow V_{sd} \leq V_{pl} \Rightarrow$ **condition vérifié**

Vérification au résistance :

- $M_{sd} = 143 \text{ kN.m}$
- $M_{rd} = \frac{f_y * w_p}{1.1}$
- $M_{pl} = 446.07 \text{ kN.m} \Rightarrow M_{sd} \leq M_{pl} \Rightarrow$ **condition vérifié**

3.1. Vérification à l'instabilité :

La vérification à l'instabilité est donnée par les formules suivantes : (Eurocode 3.5.5.4)

- Flexion composée avec risque de Flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_y \frac{M_{sd,y}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \dots \dots \dots (I)$$

- Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_{LT} \frac{M_{sd,y}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + K_z \frac{M_{sd,z}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

3.1.1. Vérification au flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.80 = 2.66 (\text{Encastrement}).$$

Suivant l'axe (z-z)

- $\lambda = 33.97$
- $\lambda = \lambda / \lambda \sqrt{B} = 0.36 \geq 0.2$

Il y a un risque de flambement

Calcul de Z

Choix de la courbe de flambement

- $h/b = 360/300 = 1.2 = 1.2$
- $22.5 \leq 100$

Courbe b Z-Z

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{x * B * A * f}{1.1}$$

$$N_{sd} = 2123.44 \leq 0.89.1.3063.75.235/1.1 = 582.53 \text{ kN}$$

Vérification de déversement :

Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que pour des élancements réduits $\lambda \geq 0.4$

Avec donné par la formule suivante : λ_{LT}

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_T} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$$\beta_w = 1$$
$$\lambda = 93.9 \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L \times t_f}{h \times i_z} \right)^2 \right]}}$$

C1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement (C1=1,285).

$$\lambda_{LT} = 36,76$$

$$\lambda_{LT} = \frac{36,76}{93,9} = 0,39 \leq 0,4 \text{ il n'est pas un risque de déversement}$$

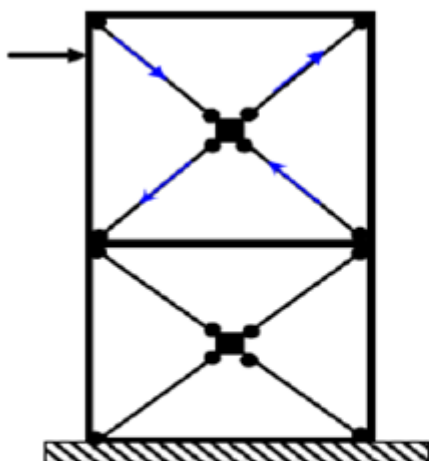
Vérification du système de contreventement :

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

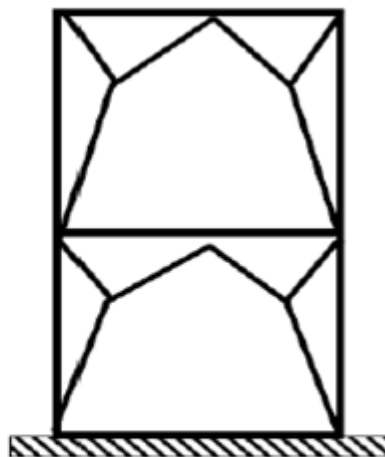
Les palées en X : dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donné de l'action sismique, interviennent avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

Les palées en V : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées.

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



Palée en X



Palée en V.

Vérification des palées en (X) UPN180 :

Verifecation a la traction ;

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 31.8\text{kN}$, obtenue sous la combinaison G+Q+E (combinaison qui donne l'effort maximum).

Nsd=31,8kn

$$Nsd \leq N_{c,sd} = \frac{A_{nee} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28 \cdot 10^2 \cdot 235 \cdot 10^{-5}}{1.1} = 598.18\text{kn}$$

Nsd=31,8kn ≤ Nc=598,18knok

verification a la compression

Les diagonales sont sollicités à la compression seule avec un effort $N_{csd} = 28\text{kN}$, obtenue sous la combinaison 0.8G-Ey (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple.

Longueur d'une barre :

$Lo=6.44\text{m}$

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Suivant y-y

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{520}{7} = 74.28$$

$$\lambda = 93.86$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_y = \frac{74.28}{93.86} \sqrt{1} = 0.79 \geq 0.2 \dots \dots \dots \text{il y' un risque de flambent}$$

$$\beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{E / f_y} = 93.86$$

Choix de la courbe ; quelque soit la courbe C

On fait l'interpolation

$$\chi = 0.8581$$

Suivant z-z

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{380}{2.02} = 188.11$$

$$\lambda_z = \frac{188.11}{93.86} \sqrt{1} = 2 \geq 0.2 \dots \dots \dots \text{il y' un risque de flambent}$$

Choix de la courbe ; quelque soit la courbe C

$$\chi = 0.2301$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z):$$

Donc $\chi = 0.2301$

$$: (A = 28 \chi \mu^2).$$

$$N_{\chi, \delta} = 0.2301 * 28 * 10^2 * \frac{235}{1.1} * 10^{-3} = 137,64 \text{ kV}$$

$N_{sd} = 28 \text{ kN} \leq N_{crd} = 137,64 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ok il y 'a pas un risque de flambement}$

Vérification des palées triangulées en V inversé UPN 180 :

• vérification a la traction :

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 45.3\text{kN}$, obtenue sous la combinaison G+Q+E (combinaison qui donne l'effort maximum).

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{c,sd} = \frac{A_{nee} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{28 \cdot 10^2 \cdot 235 \cdot 10^{-5}}{1.1} = 598.18 \text{ kn}$$

$$N_{sd} = 44,9 \leq N_{c,rd} = 598,18 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Vérification a la compression :

Les diagonales sont sollicitées à la compression seule avec un effort $N_{csd} = 33,7 \text{ kN}$, obtenue sous la combinaison 0.8G-E_y (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple.

$$L_0 = 6.44 \text{ m}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{\min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Suivant y-y

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{520}{7} = 74.28$$

$$\lambda = 93\epsilon$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_y = \frac{74.28}{93.86} \sqrt{1} = 0.79 \geq 0.2 \dots \dots \dots \text{il y' un risque de flambent}$$

$$\beta_w=1$$

$$\lambda_r=\pi\sqrt{E}/\sqrt{f_y}=93.86$$

Choix de la courbe ; quelque soit la courbe C

On fait l'interpolation

$$\chi=0.8581$$

Suivant z-z

$$\lambda_y = \frac{L_z}{i_z} = \frac{380}{2.02} = 188.11$$

$$\lambda_y = \frac{188.11}{93.86} \sqrt{1} = 2 \geq 0.2 \dots \dots \dots \text{il y' un risque de flambent}$$

Choix de la courbe ; quelque soit la courbe C

$$\chi=0.2301$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z):$$

Donc $\chi=0.2301$

$$(A= 28\chi\mu^2).$$

$$N_{\chi\rho,\delta} = 0.2301 * 28 * 10^2 * \frac{235}{1.1} * 10^{-3} = 137,64 \text{ kV}$$

$N_{sd} = 33.7 \text{ kN} \leq N_{crd} = 137,64 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{ok il y 'a pas un risque de flambement}$

Note calcule d'apres le robot

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 2 Poutre11_2

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

Ay=48.60 cm²

Az=34.40 cm²

Ax=84.46 cm²

ea=0.9 cm

Iy=23128.40 cm⁴

Iz=1317.82 cm⁴

Ix=51.33 cm⁴

es=1.4 cm

Wely=1156.42 cm³

Welz=146.42 cm³

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.1 cm < uy max = L/200.00 = 2.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 7 V_X

uz = 0.3 cm < uz max = L/200.00 = 2.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 8 V_Y



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: [Vérification des pièces](#)

FAMILLE:

PIECE: 75

POINT:

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

ht=27.0 cm

bf=13.5 cm

Ay=27.54 cm²

Az=17.82 cm²

Ax=45.95 cm²

ea=0.7 cm

Iy=5789.78 cm⁴

Iz=419.87 cm⁴

Ix=16.02 cm⁴

es=1.0 cm

Wely=428.87 cm³

Welz=62.20 cm³

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 3.5 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 7 V_X

$v_y = 3.4 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 3.5 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif: 8 V_Y

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), *Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: [Vérification des pièces](#)

FAMILLE:

PIECE: 26 Poteau11_26

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 3.80 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 1 pp

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HE 550 B

$h=55.0 \text{ cm}$

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=30.0 \text{ cm}$

$A_y=188.36 \text{ cm}^2$

$A_z=100.07 \text{ cm}^2$

$A_x=254.06 \text{ cm}^2$

$tw=1.5 \text{ cm}$

$I_y=136691.00 \text{ cm}^4$

$I_z=13076.90 \text{ cm}^4$

$I_x=602.16 \text{ cm}^4$

$tf=2.9 \text{ cm}$

$W_{ply}=5590.61 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=1341.14 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.5 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 1 pp

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.5 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: 1 pp

Profil correct !!!

Traverse IPE360

NORME : [Eurocode 3 \(ENV 1993-1-1:1992\)](#)

TYPE D'ANALYSE : [Vérification des pièces](#)

FAMILLE :

PIECE : 41 traverse_41

POINT : 3

COORDONNEE : $x = 1.00 \text{ L} = 3.50 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 10 combinaison de RPA $(1+2+3+4)*1.00+9*1.20$

MATERIAU :

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.10	
b=17.0 cm	Ay=43.180 cm ²	Az=35.137 cm ²	Ax=72.729 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.600 cm ⁴	Iz=1043.450 cm ⁴	Ix=36.200 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wely=903.644 cm ³	Welz=122.759 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N.sd = 1123.84 daN	My.sd = -22321.82 daN*m	
Nc.rd = 181823.00 daN	Mply.rd = 25480.50 daN*m	Vz.sd = -16212.15 daN
Nb.rd = 169000.33 daN	Mny.rd = 25480.50 daN*m	
Vplz.rd = 50716.18 daN		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

Lz = 1.2 m

Lambda_z = 0.39

Lfz = 1.2 m

Xz = 0.93

Lambda z = 30.89

kz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :

$$My.sd/Mny.rd = 22321.82/25480.50 = 0.88 < 1.00 \quad (5.23)$$

$$Nsd/(Xmin \cdot A \cdot fy/gM1) + ky \cdot My.sd/(Wply \cdot fy/gM1) = 0.88 < 1.00 \quad (5.51)$$

$$Vz.sd/Vplz.rd = 0.32 < 1.00 \quad (5.20)$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$uy = 0.0 \text{ cm} < uy \text{ max} = L/300.00 = 1.2 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : 1 poid propre

$$uz = 0.1 \text{ cm} < uz \text{ max} = L/300.00 = 1.2 \text{ cm}$$

Vérifié

Cas de charge décisif : 9 seisme transversal



Déplacements *Non analysé*

Profil correct !!!

Conclusion:

Après les vérifications, on a adopté les sections suivantes.

Élément	Profilé
Les poutres principales	IPE360
Les poutres secondaires étage terrasse	IPE360
Les poutres secondaires étae courant	IPE400
Les poteaux	HEB360
Palée de stabilité en X	UPN180
Palée de stabilité en V	UPN180

Tableau 7.3: Tableau récapitulative

CHAPITRE 08 :

CALCUL DES ASSEMBLAGES

1. Généralités :

Rôle des assemblages :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc....) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion 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 de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler:

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et/ou adhérence.

Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

2. Assemblage poutre-solive (IPE 270-IP400) :

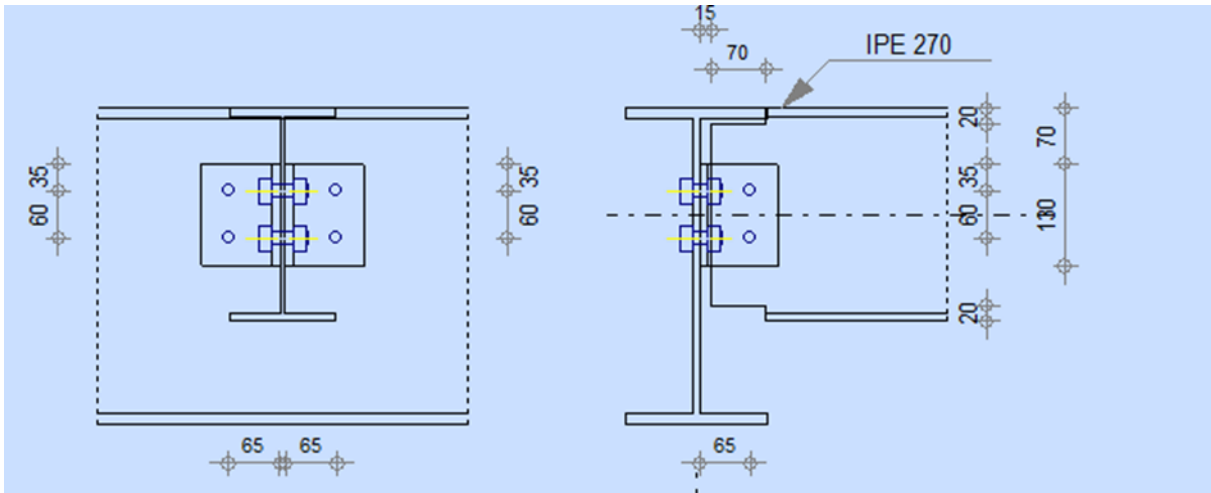


Figure 8.1 : ???

$N_{b,Ed} = 0,78\text{kN}$	Effort axial
$V_{b,Ed} = 6,05\text{kN}$	Effort tranchant
$M_{b,Ed} = 0,86\text{kN} \cdot \text{m}$	Moment fléchissant

Pré-dimensionnement des boulons :

- $F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} = 0.6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb}$
- $\Rightarrow F_{v.sd} \leq 0.6 f_{ub} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mb}}$
- $\Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v.sd} \cdot \gamma_{mb}}{0.6 f_{ub}}$
- Ou : $F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.
- V_{sd} : effort fléchissant vertical.
- $F_{v.rd}$: Resistance de calcul au cisaillement par boulon.
- A_s : Aire de la section transversal.
- Nous choisissons 4 boulons $\phi 14$ de class 4.8.
- $F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{16.01}{4} = 4\text{kn} = 400\text{kg}$
- $A_s \geq \frac{400}{0.6 \cdot 400} = 1.66\text{mm}^2$
- Soit des boulons de $\phi 14$ de classe 4.6 ($A_s=84.3\text{mm}^2$).

Positionnements des trous pour les boulons $\phi 14$ de classe 4.8 :

- $d_o = d + 2 = 12 + 2 = 14\text{mm}$
- $150\text{mm} \geq e_1 \geq 1.2d_o = 16.8\text{mm} \Rightarrow e_1 = 35\text{mm}$
- $150\text{mm} \geq p_1 \geq 2.2d_o = 30.8\text{mm} \Rightarrow p_1 = 60\text{mm}$

$$- 200\text{mm} \geq e_2 \geq 1.5d_0 = 21\text{mm} \Rightarrow e_2 = 35\text{mm}$$

Résistance cde boulons au cisaillement : (côté de la poutre portée)

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 :
 - $\frac{F_{v.sd} 1601}{2} = 800.5\text{dan}$
 - $F_{h.sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} * e_2}{d}$
- $F_{h.sd}$: effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement.
- M_e : Le moment local d'excentrement
- $n = 2$: Nombre des boulons
- $e = 35\text{mm}$: Distance entre l'axe d'un trou et l'axe d'un trou et l'âme de la poutre.
- $d = 60\text{mm}$: Distance séparant les rangées extrêmes de boulons
- $F_{h.sd} = \frac{V_{sd} * e_1}{d} = \frac{1601.35}{60} = 3.31\text{kn} = 933.91\text{dan}$
- $F_{r.sd} = \sqrt{800.5^2 + 933.91^2} = 12.30\text{kn} * 1230.04\text{dan}$
- $F_{v,rd} = 0.6f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} = 0.6 \cdot 40 \cdot 84.3 / 1.25 = 16.18\text{kn} = 1618.56\text{dan}$
- $\Rightarrow F_{r, sd} = 1230.04\text{dan} \leq 2F_{v, rd} = 3237.12\text{dan}$ OK

Résistance des boulons au cisaillement (côté de la poutre porteuse):

Condition a vérifié : $\frac{V_{sd}}{2} \leq V_{pi.rd}$

- $800.5^2 + 933.9$
- $F_{v.sd} = \frac{1601}{4} = 4\text{kn} = 400\text{dan}$
- $F_{v.rd} = 1618.56\text{dan}$
- $\Rightarrow F_{v.sd} < F_{v.Rd}$ OK

Résistance des cornières au cisaillement:

- Condition a vérifié : $\frac{V_{sd}}{2} \leq V_{pi.Rd}$
- $V_{pi.Rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{mo} * \sqrt{3}}$
- $A_v = 680\text{mm}^2$: est l'aire de cisaillement de la section brute de la cornière
- $V_{pl,rd} = \frac{680.23.5}{1.1 \cdot \sqrt{3}} = 2516.19\text{dan}$

- $\frac{v_{sd}}{2} \leq V_{pl,rd}$ ok

Résistance des cornières à la pression diamétrale (Côté de la poutre portée):

- Condition à vérifier : $\frac{F_{r.sd}}{2} \leq F_{b.Rd}$ (deux cornières CAE 100x100x10)
- $F_{b.rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.
- $F_{b.rd} = 2.5a \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{mb}$
- $d_o = 14mm$; $t = 10mm$; $\gamma_{mb} = 1.25$; $f_u = 400MPa$; $e_1 = 35mm$; $p_1 = 60mm$
- $a = \min\left(\frac{e_1}{3d_o} ; \frac{p_1}{3d_a} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right)$
- $a = \min(0.83 ; 1.17 ; 0.93.1) = \min = 0.83$
- $F_{b,rd} = 2.5 \cdot 0.83 \cdot 43 \cdot 12 \cdot 10 / 1.25 = 8565.6dan$
- $\frac{F_{r.sd}}{2} = 500 \leq 8565.6dan$ OK

Résistance des cornières à la pression diamétrale (côté de la poutre porteuse) :

- Il faut vérifier que : $F_{v.sd} \leq F_{b.rd}$
- $F_{v,rd} = 400dan$
- $F_{b,rd} = 8565dan$
- $\Rightarrow F_{v.sd} < F_{b.rd}$ OK

Vérification de la poutre principale à la pression diamétrale :

- On doit vérifier que : $F_{v.sd} \leq F_{d.rd}$
- $F_{v.sd} = 400dan$
- L'épaisseur de l'âme de la poutre est $t = 9mm$
- $F_{b,rd} = 2.5 \cdot 0.83 \cdot 43 \cdot 12 \cdot 9 / 1.25 = 77090.04$
- $\Rightarrow F_{v.sd} < F_{d.rd} \dots\dots\dots OK$

3. Assemblage Poteau-poteau (HEB360-HEB360):

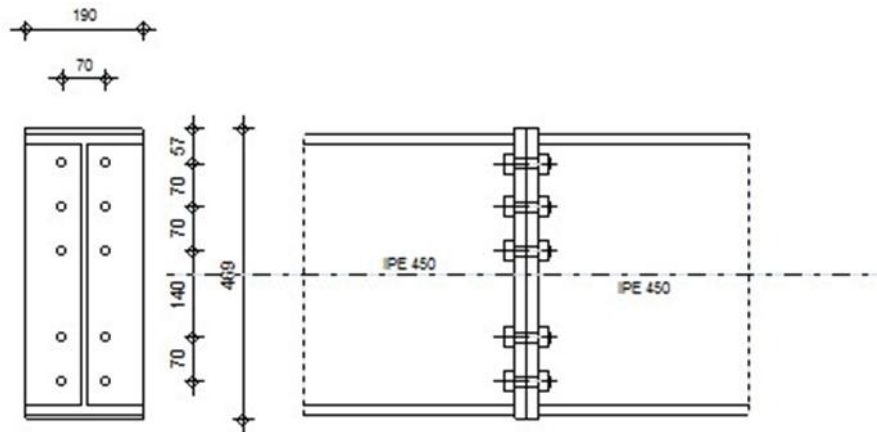


Figure 8.2 : ???

Données de calcul :

$Mb1.Ed = 101,48kN*m$	Moment fléchissant dans la poutre droite
$Vb1.Ed = 52,99kN$	Effort tranchant dans la poutre droite
$Nb1.Ed = -884.57kN$	Effort axial dans la poutre droite

Données de calcul :

- **Boulon** : Le choix des boulons se fait par tâtonnement successives soit 5 boulons M16 class 10.9

$$A_s = 157mm^2 \Rightarrow d_o = 16 + 2 = 18$$

- Platine : **480 * 190 * 20**

Disposition des boulons :

- $150 \geq e1 \geq 1.2d_o = 21.6mm$
- $150 \geq e2 \geq 1.5d_o = 27mm$
- $200 \geq p1 \geq 2.2d_o = 39.6mm$
- $200 \geq p2 \geq 3d_o = 54mm$

Détermination des effort dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus :

$$N_i = \frac{Md_i}{\sum_{i=1}^3 d_i^2} \leq nF_p = 2 \times 0,7 f_{up} A_s$$

- Avec $n = 2$ (nombre de boulons par rangés) ;
- 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.
- $nF_p = 2 * 0.7 * 100 * 459 = 64260 daN$
- $nFp = 2.0.7.1000.157 = 218.8kn$
- $d1 = 412mm \quad d2 = 342mm \quad d3 = 272mm \quad d4 = 132mm \quad d5 = 62mm$
- $d = 412 + 342 + 272 + 132 + 62 = 1220mm = d^2 = 1488.4mm^2$
- $N1 = 101.48 * 412/1488.4 = 28,09KN$
- $N2 = 23.31kn$
- $N3 = 18.54kn$
- $N4=8.99kn$
- $N=54.22kn$

Moment résistant effectif de l'assemblage:

$$M_R = \frac{N'_1 \times \sum d_i^2}{d_1}$$

Ou :

- $N' = n Fp = 218.8kn$
- $MR = \frac{219.8 * 1488.4}{412} * 790.44kn.m \geq 101.48kn.m$
- $Mr \geq Msd \quad OK$

La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

- $Vsd = 24kn$
- Condition à vérifier $\Rightarrow V_1 \leq F_{s,Rd}$

L'effort tranchant Par boulon V1:

$$V1 = \frac{Vsd}{n} = \frac{52.99}{10} = 5.299kn$$

La résistance au glissement $F_{S,Rd}$:

- $F_{S,Rd} = K_s * n * \mu * F_p / \gamma_{mo}$
- $K_s = 1$: Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage (tolérances normales)
- $\mu = 0.2$: Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface.
- $n = 2$: Nombre d'interfaces de frottement
- $\gamma_{ms} = 1.25$: Coefficient partiel de sécurité
- $F_p = 0.7 fu.A_s = 157.1000..0.7. = 109.9KN$: La résistance du boulon
- Donc : $Fp = 109.9kn$

- $\Rightarrow F_s; r_d = 31.65KN \geq V1Ok$

Résistance de l'âme du poteau en traction :

- Condition à vérifier : $F_v \leq F_t$
- $F_t = f_y * t_{wc} * b_{eff} / \gamma_{mo}$
- t_{wc} : Épaisseur âme poteau = 9.4mm
- $b_{eff} = p$: Entraxe rangées boulons = 85mm
- $F_t = 23.5 * 9.4 * 85 / 1.1 = 170.6KN$
- $F_v = Msd / (h - tf)$
- $F_v = \frac{(101.48.10^3)}{450 - 14.6} = 210.91KN$
- $F_v > F_t$ La condition n'est pas vérifiée d'où il est nécessaire d'ajouter un raidisseur. Soit un raidisseur d'épaisseur 25mm
- $F_t' = 23.5 * (9.4 + 25) * \frac{70}{1.1} = 514.43kn$
- $\Rightarrow F_v < F_t' \dots \dots \dots OK$

Résistance de l'âme de poteau en compression :

- On vérifie : $F_c \leq F_{CRd}$
- σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.
- $b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$
- t_{fb} : Épaisseur semelle poteau IPE450=14,6mm
- t_p : 2paisseur platine extrémité = 25mm
- r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=21mm
- $B_{eff} = 14,6 + 2.25 + 5(14,6 + 21) = 242.6mm$
- $\sigma_n = \frac{Nsd + Vsd}{A} + \frac{Msd}{W_{el}} = \frac{913.08 + 79.94}{98.84.10^{-2}} + \frac{31.42}{1500.10^{-2}} = 876.37kn$
- $F_c.r_d = 235.20 * (1.25 - 0.5 * 1.1 * (\frac{876.37}{235}) * \frac{85}{1.1}) = 40929.17kn$
- $F_c = \frac{Msd}{b_{eff}}$
- $F_c = \frac{79.94.1000}{85} = 940.47KN$
- $F_c = 940.47kn \leq F_c.r_d = 40929.17kn \dots \dots \dots OK$

Dimensions du gousset:

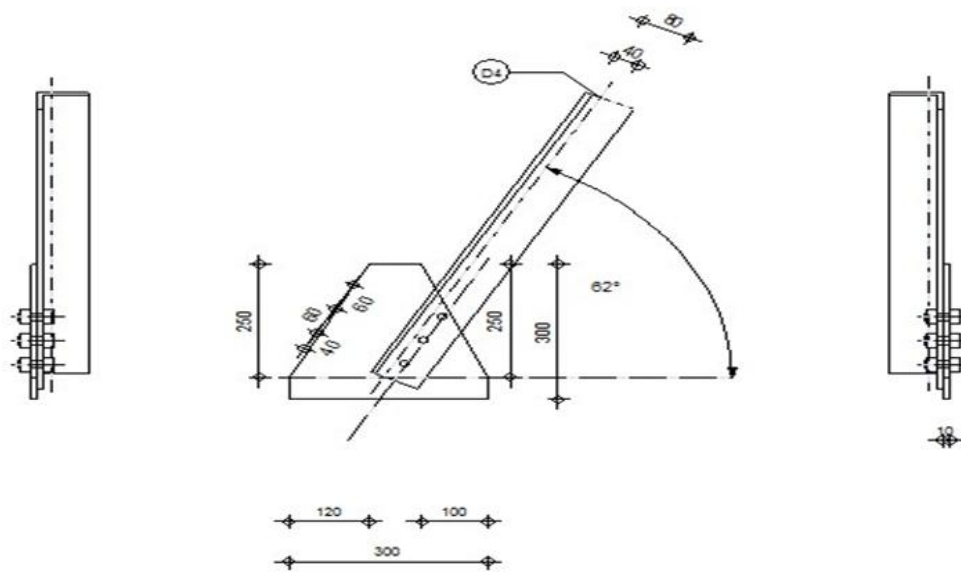


Figure 8.3: ASSEMBLAGE CONTREVENTEMENT X

- AC=300mm

Avec:

- a =6mm

Les cordons doivent être vérifiés avec la formule suivante :

$$N = \frac{a \cdot \sum L \cdot f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3 - \sin^2 a}} \dots \dots \dots (\text{CCM97 art.6.6.5.3})$$

Le cordon AB:

- $N_1 = \frac{N_{sd} \cdot 0.37}{0.376} = 505.26 \text{KN}$
- $N_1 = \frac{63,4 \cdot 0,37}{0.376} = 62.38 \text{kn}$
- $\Rightarrow N_1 = 62.38 \text{KN}$
- $\gamma_{mw} = 1.25$
- $\sum L = 2 \cdot AB = 1200 \text{mm}$
- $\beta_w = 0.8$

Avec: $\sin a = 0.88$

- $N \leq \frac{a \cdot \sum L \cdot f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{mw} \cdot \sqrt{3(\sin^2 a - a)}}$
- $N \leq \frac{3 \cdot 1200 \cdot 400}{0.8 \cdot 1.25 \cdot 1.48} = 972.9 \text{KN}$
- $\Rightarrow N_1 = 63.4 \text{KN} < N = 972.92 \text{KN} \Rightarrow \text{Vérifié}$

On prend des trous de 20mm et des boulons de classe HR dont les caractéristiques sont :

- $e_1 \geq 1.2d_0 = 21.6$ On prend $e_1 = 40 \text{mm}$

- $p_1 \geq 2.2d_0 = 39.6$ On prend $P_1 = 60\text{mm}$

Résistance au glissement d'un boulon :

- $F_s = K_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{ms.u}$
- $\mu = 0.3$: coefficient de frottement des pièces
- $K_s = 1.0$: coefficient fonction de la dimension des trous de perçage
- $\gamma_{ms.u} = 1.25$
- $n = 2.0$: nombre de plan de cisaillement
- $F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0.7 \cdot 400 \cdot 201 = 56.28\text{kn}$
- $F_s = \frac{1 \cdot 2 \cdot 0.3 \cdot 56.28}{1.25} = 27.01\text{kn}$
- Donc $\Rightarrow F_s \leq f_p \Rightarrow$ Vérifié

Vérification de la pression diamétrale :

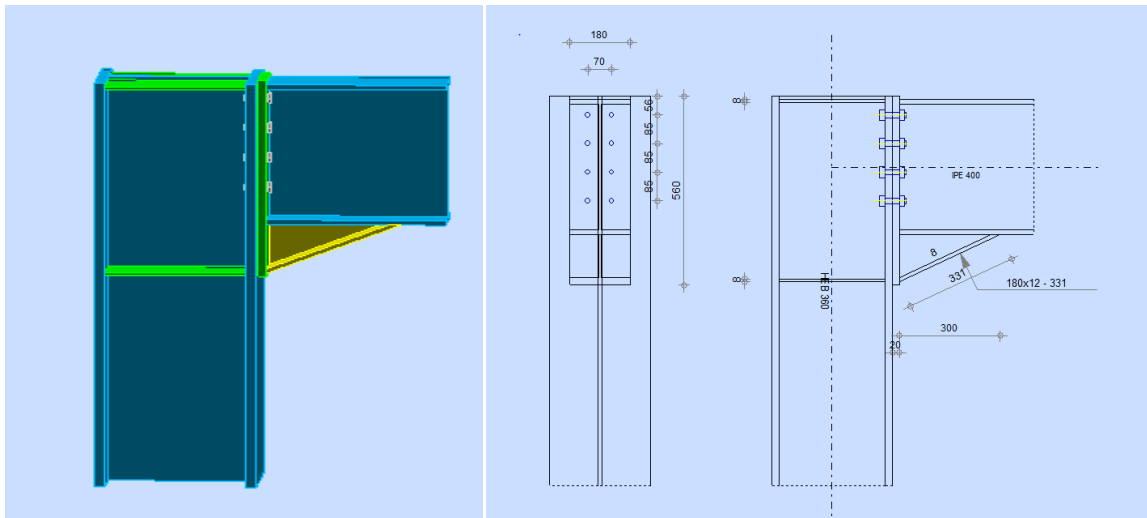
- On prend des goussets d'épaisseur $T = 10\text{mm}$
- $F_u = 280\text{kn/mm}$
- $F_{brd} = \frac{2.5a \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$
- $a = \min\left\{\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right\}$
- $a = \min(0.74; 1.11; 2.78; 1.42; 1)$
- Donc : $a = 0.74$
- Boulons $f_{ub} = 400\text{knmm}$
- Pour le gousset, on doit vérifier que : $F_s < F_{b.rd}$
- On vérifie la pression diamétrale pour le gousset dans le cas le plus défavorable.
- $F_{b.rd} = \frac{2.5 + 280 + 10 + 8 + 12}{1.25} = 53.76\text{kn}$
- $F_{b.rd} = 53.76 \geq F_s = 27.01\text{kn} \Rightarrow$ Vérifié

Vérification à la traction :

- Il faut vérifier que : (EC3.tab.6.5.3)
- $F_u \leq N_u = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb}$
- $h = 300\text{mm}$
- $d_0 = 18\text{mm}$
- $A_{net} = 10 \cdot (300 - 3 \cdot 18) = 2460\text{mm}^2$
- $N = \frac{0.9 \cdot 280 \cdot 2460}{1.25} = 495.93\text{kn}$
- Avec : $F_u = \frac{N}{n}$
- n : nombre des boulons

- $F_u = \frac{63.4}{3} = 21.13kn$
- La vérification est satisfaite car: $N_u \geq F_u \Rightarrow$ condition vérifié

Assemblage poteau –poutre secondaire (HEB360-IPE400) :



Pré dimensionnement des boulons :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$\Rightarrow F_{v.sd} \leq 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{F_{v.sd} \cdot \gamma_{Mb}}{0,6 f_{ub}}$$

Où : $F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.

V_{sd} : effort fléchissant vertical.

$F_{v.Rd}$: Resistance de calcul au cisaillement par boulon.

A_s : Aire de la section transversal.

Nous choisissons 4 boulons $\phi 16$ de classe 5. 6.

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{18}{8} = 2,25KN = 225dan$$

$$A_s \geq \frac{250 * 1,25}{0,6 * 40} = 11,71mm^2$$

Soit des boulons de ϕ 16 de classe 5.6 ($A_s=84.3\text{mm}^2$).

Positionnements des trous pour les boulons de ϕ 16 de classe 6.6 :

$$d_o = d + 2 = 16 + 2 = 18\text{mm}$$

$$150\text{mm} \geq e_1 \geq 1.2d_o = 16.8\text{mm} \rightarrow e_1 = 70\text{mm}$$

$$150\text{mm} \geq p_1 \geq 2.2d_o = 30.8\text{mm} \rightarrow p_1 = 85\text{mm}$$

$$200\text{mm} \geq e_2 \geq 1.5d_o = 21\text{mm} \rightarrow e_2 = 70\text{mm}$$

Résistance des boulons au cisaillement :

Condition à vérifier : $F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$ (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.

;

- $F_{v,sd} = \frac{18}{4} = 4,5\text{kn} = 450\text{dan}$

- $F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} \times e_2}{d}$

$F_{h,sd}$: effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement

M_e : Le moment local d'excentrement

n : Nombre des boulons

e : Distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre

d =: Distance séparant les rangées extrêmes de boulons

AN:

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd} \cdot e_1}{d} = \frac{1800 \cdot 70}{70} = 1800 \text{ dan} = 18 \text{ kn}$$

$$F_{r,sd} = \sqrt{450^2 + 1800^2} = 1855,39 \text{ dan} = 18,55 \text{ kn}$$

$$F_{v,rd} = 0.6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{mb} = 0.6 \cdot 40 \cdot 84.3 / 1.25 = 1618.56 \text{ dan} = 16,18 \text{ kn}$$

$$\Rightarrow F_{r,sd} = 18,55 \text{ kn} \leq 2 F_{v,rd} = 32,36 \text{ kn} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Résistance des boulons au cisaillement (Côté de la poutre porteuse) :

Condition a vérifié : $F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{1800}{8} = 225 \text{ dan}$$

$$F_{v,rd} = 1618.56 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow F_{v,sd} < F_{v,Rd} \dots \dots \dots \text{Ok}$$

Résistance de la poutre principale à la pression diamétrale (Côté de la poutre portée):

$$\text{Condition a vérifié : } \frac{F_{r,sd}}{2} \leq F_{b,Rd}$$

$F_{b,Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

$$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} = 3348 \text{ dan}$$

$d_0 = 18 \text{ mm}$; $t = 9 \text{ mm}$; $\gamma_{mb} = 1.25$; $f_u = 400 \text{ MPA}$; $e_1 = 70 \text{ mm}$; $p_1 = 85 \text{ mm}$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right)$$

$$\alpha = \min(1,29 ; 1,57 ; 0,93 ; 1) = \min = 0,93$$

$$\frac{F_{r,sd}}{2} = 900 \text{ dan} \leq 3348 \text{ dan} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Résistance de la poutre principale à la pression diamétrale (Il faut vérifier

que : $F_{v.sd} \leq F_{b.Rd}$

$$F_{v.sd} = V_{sd}/n = 1800/8 = 225 \text{ dan}$$

$$F_{b.Rd} = 3348 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow F_{v.sd} < F_{b.Rd} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

-Vérification de la poutre principale à la pression diamétrale :

On doit vérifier que : $F_{v.sd} \leq F_{b.Rd}$

$$F_{v.sd} = 450 \text{ dan}$$

L'épaisseur de l'âme de la poutre est $t = 9 \text{ mm}$.

$$F_{b.Rd} = 2.5 * 0.93 * 40.14.9 / 1.25 = 9374 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow F_{v.sd} < F_{b.Rd} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

Les pieds de poteaux ;

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide mm d'assises en acier. Ces dernières sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poteaux sont encastés à leur base.

Le poteau le plus sollicité est le poteau central donc:

$$M_{sd} = 81,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_{sd} = 2436,61 \text{ KN}$$

Le moment de $426.474 \text{ KN} \cdot \text{m}$ est équivalent à un effort N excentré de :

$$- e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{81.55 * 10^2}{2436.61} = 3.35 \text{ cm}$$

$$- e = 3.35 \text{ cm} \leq d/6$$

Donc le centre de poussée se trouve dans le tiers central de la section, donc tous les boulons sont sollicités à la compression).

Vérification de la contrainte de compression de béton:

- $A = 5.61 * 6 = 33.66 \text{ cm}^2$
- $l = 35.85 \text{ cm}$
- $h = 70 \text{ cm}$
- $b = 60 \text{ cm}$

Détermination des dimensions de la platine :

L'équation de 3ème degré en h' s'écrit alors: (EC3.art.6.3.9)

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A\frac{l}{b}h' - 90A\frac{l}{b}h = 0$$

Donc :

$$h'^3 - 102,45h'^2 + 1810,07h' - 126704,65 = 0$$

Solution: $h' = 62.51 \text{ cm}$.

La contrainte de compression sur le béton: (EC3.art.6.3.9)

$$\sigma_b = \frac{2N_{sd}l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{bu}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 2436.61 \times 10^3 \times 358.5}{600 \times 625.1 \times \left(700 - \frac{625.1}{3}\right)} = 29.47 \text{ N/mm}^2 \leq f_{bu} = 250 \text{ N/mm}^2$$

⇒ Condition vérifié

Calcul de l'épaisseur de la platine :

Vérification dans la section 1-1 :

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire.

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) **et d'épaisseur t,** sont :

$$M_1 = 29.47 \times 15 \times \frac{0.15}{2} = 33.15 \text{ N.m}$$

$$M_2 = \frac{7.07 \times 15}{2} \times \frac{0.15}{3} = 2.65 \text{ N.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 30.5 \text{ N.m}$$

La contrainte dans la section 1-1:

$$\sigma = \frac{M V}{I}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{(b * e^3) / 12}{(e / 2)} = \frac{b * e^2}{6}$$

$$M = M1 - M2 = 30.5 \text{ N.m}$$

Pour une bande de largeur unité:

$$\frac{I}{V} = \frac{e^2}{6}$$

$$\sigma = \frac{6M}{e^2} = \frac{6 \times 30.5 \times 10^3}{e^2} \leq 235 \Rightarrow e^2 \geq \Rightarrow e = 2.80 \text{ cm}$$

la contrainte de flexion dans la section 2-2:

$$M_1 = 29.47 \times 15 \times \frac{0.15}{2} = 33.15 \text{ N.m}$$

D'où :

$$(44.145 * 6) / e^2 \leq fy \Rightarrow e = 2.91 \text{ cm}$$

Donc, on sélectionnera une platine de "e = 3 cm"

Calcul des tiges d'encrages :

La tige d'encrage doit être calculée en respectant un certain nombre de condition portant sur :

- la longueur de scellement (l_1).
- Le rayon de courbure (r)
- Le retour de courbure (l_2)
- L'effort admissible $N_{add} \geq N_{app}$

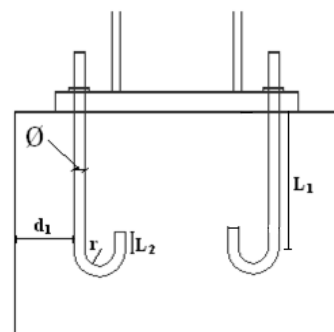
$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

-

Avec :

\emptyset 30 diamètre de la tige.

$$g_c = 350 \text{ Kg} / \text{m}^3 = 350 \text{ dan} / \text{m}^3$$



$$l_1 = 20\phi = 600 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2\phi = 60 \text{ mm}$$

$$r = 3\phi = 90 \text{ mm}$$

$$d_1 = 200 \text{ mm}$$

Dimension de la tige d'ancrage.

$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{30}{\left(1 + \frac{30}{200} \right)} (600 + 3.5 \times 60 + 6.4 \times 90)$$

$$N_a = 1395 \text{ N}$$

$N_{ad} \leq N_{app}$ condition vérifié

Conclusion générale

Dans notre travail on a étudié les différentes étapes de la construction d'un bâtiment venant de l'étude climatique et le rapport entre le lieu d'implantation avec le choix des profilés. Ce dernier est basé sur l'étude sismique, des planchers, et des contreventements, on doit aussi mentionner que la formation et la construction de l'homme n'est jamais complète mais c'est toujours à parfaire et à développer.

On ne saurait prétendre que cette étude nous a met hors de portée de toutes difficultés de la construction métallique, mais il n'en demeure pas moins qu'elle nous a permis d'élargir le champ de nos connaissances et nous encouragent à entamer ce vaste domaine.

Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait d'autant plus viable que si on pouvait apporter plus sévèrement des aspects sécurités, techniques et économiques.

Avant de clore notre mémoire, nous tenons sincèrement à témoigner notre gratitude à tous ceux qui - pour la préparation de ce projet - ont bien voulu nous apporter leurs aides et conseils et souhaitons en même temps le développement et l'évolution de cette spécialité en dépassant ses inconvénients.

Références Bibliographiques :

- Ministère de l'habitat,(DTR.BC.2.48) Règles Parasismiques Algériennes RPA99/ VERSION 2003. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent RNV99. Centre national de.
- Recherche appliquée en génie parasismique.
- Ministère de l'habitat,(DTR.BC.2.331)Règles de calcul des fondations superficielles. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.

Mémoires :

- Étude d'un bâtiment à ossature métallique (R+3) (Mr.Hadi Trigui Yassine),2012 Université ABOU BEKR BELKAID.
- Étude d'un bâtiment métallique (R+14) + sous-sol Oran-Université Aboubakr Belkaid
- Étude d'un bâtiment R+5 en charpente Métallique à usage d'habitation.
- Université Abderrahmane MIRA-BEJAIA.