

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-
جامعة البليدة -1-



Faculté de Technologie
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER EN GENIE CIVIL
Option : **Constructions métalliques et mixtes**

THÈME

**ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL EN CHARPENTE
METALLIQUE AVEC DEUX SOUS-SOLS EN BETON ARME**

Présenté par :

Mlle : FERDJOUNI ASMA

Encadreur : Dr FERDJANI AISSAM

2018/2019

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

En second lieu, j'adresse mes remerciements à mon promoteur Monsieur FERDJANI AISSAM pour son précieux conseil et pour son aide durant toute la période du travail.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions

Enfin, je remercie ma famille qui m'a encouragé et soutenu durant toutes mes études et toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Introduction générale

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique

Ce projet a pour objectif « l'étude d'un centre commercial en charpente métallique R.d.C + 4 étages avec 2 sous-sols en béton armé ».

Après l'introduction ce travail a été organisé de la manière suivante:

D'abord, le premier chapitre qui concerne la présentation du projet et les caractéristiques des matériaux utilisés, ensuite le deuxième chapitre qui est consacré à étudier l'effet climatique sur la structure selon le règlement «RNV99 Version 2013» et pour le troisième chapitre c'est le pré-dimensionnement des éléments de la structure secondaire et principale qui est en charpente métallique après, le chapitre 4, qui comprend l'étude des éléments secondaires tels que les lisses de bardage et les escaliers

Puis le cinquième chapitre qui contient l'étude de plancher collaborant mixte, de plus le sixième chapitre le plus important dans tous les projets de génie civil c'est le comportement de la structure vis-à-vis du séisme a été analysé par la méthode modale spectrale, selon le règlement «RPA99 version 2003», grâce au logiciel '**ROBOT 2017**'. le système de contreventement de la structure a été fixé afin d'assurer la stabilité, en outre le septième chapitre traite l'influence de la température.

Ensuite nous passons au chapitre 8 qui est consacré à faire les vérifications des éléments structuraux, nous prenons en considération l'état dynamique de la structure.

Par la suite, le dimensionnement des assemblages des différents éléments de la structure est donné dans le neuvième chapitre.

Enfin l'étude de l'infrastructure a été réalisée dans le dixième chapitre qui contient trois parties, dans la 1^{ère} partie le pré-dimensionnement des éléments en béton, la 2^{ème} partie le ferrailage de ces derniers, et pour la 3^{ème} partie l'étude des fondations, ensuite l'étude du voile périphérique.

Le travail a été achevé par une conclusion générale.

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة قمت بدراسة مركز تجاري ذو بنية حديدية متكونة من طابق ارضي + 4طوابق + طابقين سفليين، هذا المشروع سيتم إنجازه في ولاية البلدية دائرة اولاد يعيش المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل مقاومة واستقرار هذه البناية مضمون ومحقق بواسطة الاعمدة والمعارضات الافقية والمائلة.

اختيار مختلف العناصر المشكلة للبنية الحديدية للبنانية صمم طبقا لمعايير والقوانين المعمول بها حاليا

(RPA 99 version 2003, CCM97, BAEL99, EC3, EC4)

Résumé

Dans le cadre du projet de fin d'études, j'ai fait une étude d'un centre commercial en charpente métallique composée de rez-de-chaussée + 4 étages + deux sous sols.

Le projet sera réalisé à Blida dans la commune d'OuledYaïch classée dans la zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

La conception structurelle de cette construction est en charpente métallique, avec portiques poteaux poutre et des palées triangulées (V).

Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements en vigueur dans notre pays tel que : **(RPA 99 (version 2003), CCM97, BAEL99, EC3, EC4)**

Summary

As part of our project graduation, I studied a commercial center it consists of a ground floor and four floors and two underground. The project will be carried out in Blida the municipality of OuledYaïch classified in the seismic zone III according to the RPA99 version 2003.

The structural design of this tower is metal framed, with gantry beam columns and triangular (V) pales.

The dimensioning of the resistant elements was carried out in accordance with the regulations in force in our country such as **(RPA 99 (version 2003), CCM97, BAEL99, EC3, and EC4)**

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I GENERALITE	
I.1. Introduction	2
I.2. Présentation du projet	2
I.3. Caractéristiques géométrique de la structure	2
I.4. Règlement utilises	2
I.5. Caractéristiques structurales	3
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
CHAPITRE II ETUDE CLIMATIQUE	
II.1. Action de la neige	8
II.1.1 Introduction	8
II.1.2 Calcul des charges de la neige	9
II.2. Action du vent	9
1. Introduction	9
2. Direction de vent	9
3. La pression dynamique de pointe q_p	9
4. La hauteur de référence	9
5. Coefficient d'exposition au vent (C_e)	10
6. Catégories de terrain IV	10
7. Coefficient de rugosité	10
8. Coefficient de topographie $C_t(z)$	11
9. Intensité de turbulence	11
10. Coefficient d'exposition	11
11. Récapitulatif	12
CHAPITRE III PRE DIMENSIONNEMENT	
III.1. Pré dimensionnement des éléments résistants	22
III.2. Estimation des charges	22
III.3. Pré dimensionnement des solives	23
III.3.1. Plancher terrasse	23
III.3.1.1. Les vérifications	23

III.3.1.2. Les vérifications	27
III.3.2. Plancher courant	28
III.3.2.1 Les vérifications	29
III.3.2.2 Les vérifications	32
III.4. Les poutres principales	33
III.4.1. Calcule le nombre des solives	34
III.4.2. Plancher terrasse	34
III.4.2.1 Les vérifications à ELU	34
III.4.3 Plancher courant	35
III.4.3.1 Les vérifications	36
III.5. Les poteaux	37
III.5.1. Plancher terrasse	37
III.5.2. Plancher courant	38
III.5.3. Pré dimensionnement des poteaux	38
III.5.3.1. Vérification au flambement	38
III.6. Conclusion	40
CHAPITRE IV LES ELEMENTS SECONDAIRE	
IV.1. Calcul des lisses de bardage	41
IV.1.1 Introduction	43
IV.1.2 Pré dimensionnement des lisses	43
IV.1.2.1 Lisse de grande face	43
IV.1.2.2 Vérification de l'IPE200 a la sécurité	43
IV.1.2.3 Lisse de petite face	46
IV.1.2.4 Vérification de l'IPE200 a la sécurité	46
IV.1.2.5 Calcul des liernes	49
IV.2. Etude des escaliers	51
IV.2.1 Introduction	51
IV.2.2 Dimensionnement des cornières	53
IV.2.3 Vérification en tenant compte du poids du profilé	54
IV.2.4 Dimensionnement des limons	55
IV.2.5 Les vérifications à ELU	56
IV.2.6 Conclusion	57
CHAPITRE V ETUDE DE PLANCHER	

V. Plancher collaborant mixte (acier-béton)	58
V.1 Introduction	58
V.2 Hypothèses de calcul	58
V.2.1 Plancher terrasse	59
V.2.1.1 Les vérifications	59
V.2.1.2 Les vérifications	63
V.2.2 Calcule des connecteurs	65
V.2.2.1 Généralités	65
CHAPITRE VI ETUDE DYNAMIQUE	
VI. Etude dynamique	67
VI.1. Introduction	67
VI.2. Méthode de calcul	67
VI.3. Choix de la méthode de calcul	67
VI.4. Méthode d'analyse modale spectrale	68
VI.4.1 Principe	68
VI.4.2 Combinaison d'action	68
VI.4.3 Spectre de réponse de calcul	68
VI.4.4 La force sismique totale	72
VI.4.5 Nombre de mode à considérer	72
VI.4.6 Résultante des forces sismique de calcul	72
VI.4.7 Vérification des déplacements latéraux inters étage	72
VI.5 Résultats de l'analyse sismique	73
VI.5.4 Déformés modaux	79
VI.6 Vérification le coefficient de comportement R	82
VI.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ	83
VI.8 Conclusion	84
CHAPITRE VII ETUDE THERMIQUE	
1. Introduction	85
2. L'objective	85
VII.1 Formule de dilatation thermique	85
VII.2 Valeur du gradient de température à prendre en compte dans les calculs	86
VII.3 Méthode de calcul	87
VII.4 Résultats des déformations	87

Conclusion	88
CHAPITRE VIII VERIFICATIONS DES ELEMENTS	
VIII. Vérifications des éléments	89
VIII.1. Introduction	89
VIII.2. Vérification de la poutre principale HEA450	89
VIII.3. Vérification de la Solive IPE 330	92
VIII.4. Vérification des contreventements CIRC323.9×25	94
VIII.4.1 Introduction	94
VIII.4.2 Les palées de stabilités	95
VIII.4.2.1 Vérification sous l'effort de traction	95
VIII.4.2.2 Vérification au flambement	95
VIII.5. Vérification des poteaux	96
VIII.5.1 Hypothèse de calcul	97
VIII.5.2. Poteau du RDC (2HEB 500)	97
VIII.5.2.1 Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement	98
CHAPITRE IX LES ASSEMBLAGES	103
IX. Les assemblages	103
IX.1. Introduction	103
IX.2. Fonctionnement des assemblages	103
IX.3. Calcul d'assemblages	104
IX.3.1 Assemblage poutre principale - solive	104
IX.3.2 Assemblage poteau-poutre (HEB 360 - HEA 450)	106
IX.3.4 Assemblage des contreventements	113
IX.3.5 Assemblage poteau-poteau	130
IX.3.6 Assemblage pied de poteau	132
CHAPITRE IX INFRASTRUSTEURE	137
X.1 Pré- dimensionnement	137
X.1.1 Plancher à corps creux	137
X.1.2 Pré dimensionnement des Poutres	137
X.1.3 Dimensionnement des poteaux	140
X.1.3.1 La descend de charge	141
X.1.4 Récapitulation des sections	143

X.2.2. Ferrailage des poteaux	144
X.2.3.Ferrailage des poutres	153
X.2.4.Ferrailage de poutrelles	159
X.3.Etudes fondations	164
X.3.1 Généralité	164
X.3.2Choix du type de fondation	164
X.3.4 Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles	164
X.3.5 Etude du radier	165
X.3.5.1 Calcul de la surface minimale du radier	165
X.3.5.2 Pré dimensionnement du radier	165
X.3.6 Vérifications Nécessaires	167
X.3.6 Conclusion	168
X.3.7 Ferrailage de la dalle du radier	169
X.3.7.1 Calcul du ferrailage	169
X.3.8 Ferrailage des nervures	172
X.3.8.1.4 schéma de ferrailage	174
X.4.Etude du voile de soutènement	175
COCLUSION	180

I. Généralité

I.1. Introduction

L'étude d'un projet en génie civil nécessite des connaissances de base pour obtenir une structure sécuritaire et économique à la fois, et pour cela la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable.

I.2. Présentation du projet

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un centre commercial R+4 en Charpente métallique avec 2 sous-sols en béton armé à usage parking.

Il est implanté dans la commune d'OuledYaichwilaya de BLIDA cette région est classée comme zone de forte sismicité III selon la classification des zones établie par le Règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2003).

Le bâtiment occupe une surface de 3023 m² avec une hauteur de 30 m.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de planchers mixtes collaborant (béton – acier).

I.3. Caractéristiques géométrique de la structure

Largeur en plan	48m
longueur en plan	64m
Hauteur totale du bâtiment	30m
Hauteur de RDC	6m
Hauteur d'étage courant	6m
Hauteur de 1 ^{er} sous-sol	3.60m
Hauteur de 2 ^{eme} sous-sol	2.60m

I.4. Règlements utilisés

1. DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ». [1]
2. DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ». [2]
3. DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ». [3]
4. DTR.C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV version 2013 ». [4]
5. BAEL91 : Calcul des structures en béton. [5]
6. Calcul des structures métallique selon l'euro code 3. Jean Morel. [6]

I.5. Caractéristiques structurales**a. Ossature de la structure**

L'ossature de la structure est constituée par des portiques métalliques et des contreventements qui assurent la stabilité verticale et horizontale. Pour une première conception nous allons opter pour des poteaux en HEA et des poutres en IPE.

b. Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans la zone sismique III de groupe d'usage 1B

c. Planchers

Pour notre bâtiment, concernant les planchers, on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition suivante :

Une dalle en béton armé d'épaisseur : $e = 12 \text{ cm}$

Une tôle nervurée de type hibond55.

Des poutres secondaires (solives).

Des goujons connecteurs.

d. Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages. Ils sont réalisés en charpente métallique

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (*BAEL91*) et tous les règlements applicables en Algérie (*RPA 99version 2003* et *CBA93*).

I.6.1 Acier

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %, Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier.

Pour mon projet j'ai utilisé des aciers de constructions E36 :

- ❖ La résistance à la traction : $f_u = 510 \text{ MPa}$
- ❖ La limite élastique : $f_y = 355 \text{ MPa}$.
- ❖ Le module de Young : $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$
- ❖ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

- L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, j'ai choisi les barres à haute (HA) : nuances **Fe E500** pour les armatures de ferrailage.

I.6.1.1 Limite élastique

Type	Nuance	Fe(Mpa)
Rond lisse	Fe E220	220
	Fe E240	240
Haute adhérence	Fe E400	400
	Fe E500	500

Tab.I.1 Nuance d'acier avec la limite élastique

I.6.1.2 Contrainte limite

a- ELU

Le diagramme contrainte déformation de l'acier est comme suit :

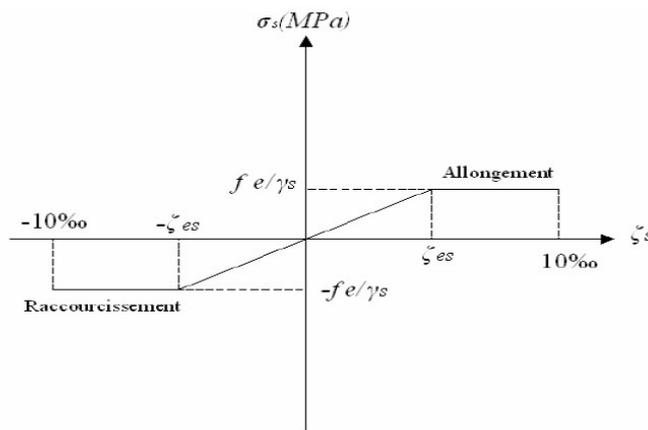


Fig.I.1 Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU

Avec

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$\gamma_s = 1.15$ cas courant $\longrightarrow \sigma_s = 435$ MPa, avec $f_e = 500$ MPa

$\gamma_s = 1$ cas accidenté $\longrightarrow \sigma_s = 500$ MPa, avec $f_e = 500$ MPa

b- ELS

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \xi_s = \min(\frac{2}{3}f_e, \max(0.5f_e; 110\sqrt{n} \cdot f_{tj}))$

Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0.8\xi_s$

Avec :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{Pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

I.6.1.3 Allongement de rupture

ϵ_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à **10%**.

I.6.1.4 Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : **$E_s = 2,1.10^5$ [MPa]**

I.6.2 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon), de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement

I.6.2.1 Résistance caractéristique à la compression

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,46 + 0,83j)} \text{ MPa} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

I.6.2.2 Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ MPa}$$

I.6.2.3 Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

➤ **Module de déformation instantanée**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 1100 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Module de déformation longitudinale différée

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour moncas : $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20MPa \\ E_{vj} = 10818,90MPa \end{cases}$

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 MPa$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 MPa$.
- Poids volumique : $\rho = 25 KN/ m^3$
- Module de Young : $E = 2.1 \times 10^5 MPa$.

I.6.2.4 Les contraintes limites de calcul

a- Etat limite ultime « ELU »

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

Tel que

situations durables ou transitoires $\gamma_b = 1,50$

situations accidentelles $\gamma_b = 1,15$

La valeur de θ est donnée par le tableau suivant

Durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée	θ
> 24 h	1
Entre 1 h et 24 h	0,90
< 1 h	0,85

Tab.I.2 La valeur de θ

Je prends $\theta = 1$

situations durables ou transitoires $F_{bu} = 14.16MPa$

situations accidentelles $F_{bu} = 18.48MPa$

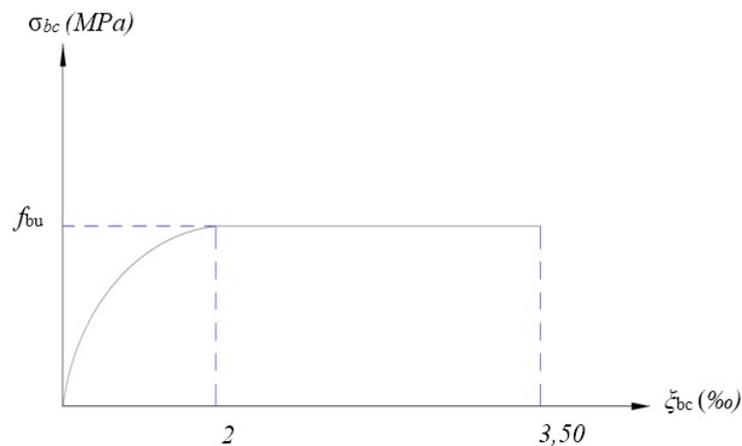


Fig.I.2 Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

b- Etat limite de service « ELS »

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ je trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

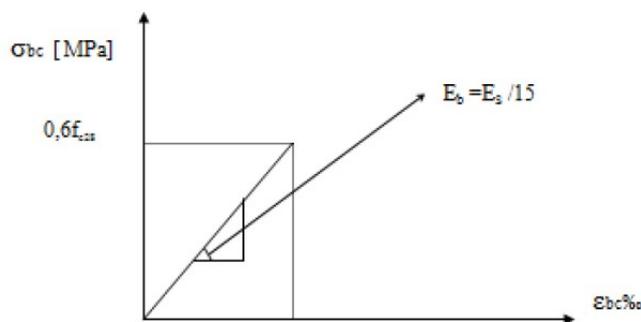


Fig.I.3 Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS

II. Étude climatique**II.1. Action de la neige****II.1.1 Introduction**

L'accumulation de la neige sur le plancher terrasse du bâtiment produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments du bâtiment en Algérie situé à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.1.2 Calcul des charges de la neige

Le RNV2013 [4] définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. La charge de la neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture est donnée selon le RNV2013 [4] par la formule suivante :

$$S = \mu \times s_k \quad [\text{kN/m}^2]$$

Ou :

s_k (en KN/m^2) est la charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le projet est implanté à **BLIDA** qui appartient à la zone B (zone de neige) à une altitude de 400m au niveau de la mer

$$s_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

$$s_k = \frac{0.04 \times 400 + 10}{100} = 0.26 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = 0,8 \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \longrightarrow$$

$$S = \mu \times s_k \quad S = 0.208 \text{ kN/m}^2 \quad \longrightarrow$$

II.2. Action du vent

1. Introduction

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Le calcul sera mené conformément au RNV2013 [4], Ce document technique réglementaire fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

2. Direction de vent

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différents parois de la construction. (§2.1RNV2013)[4]

3. La pression dynamique de pointe q_p

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

OuledYaich(BLIDA) se trouve en zone **I**

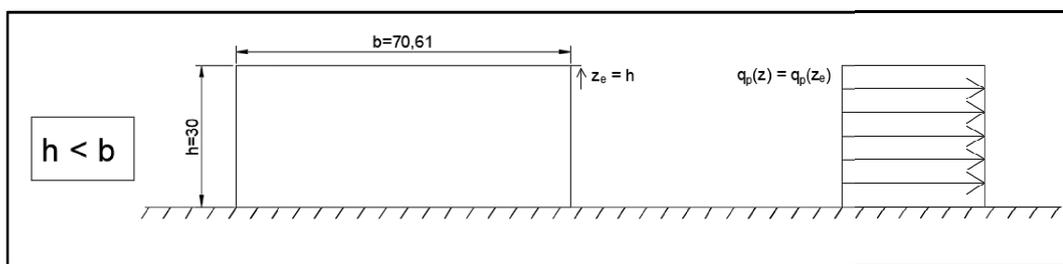
- $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$
- $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$

$q_{réf}$: Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieure à 5 ans).

4. La hauteur de référence

A- Direction de vent V1

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminée comme indiqué par la figure II. 2.1 (§2.3.2RNV2013)



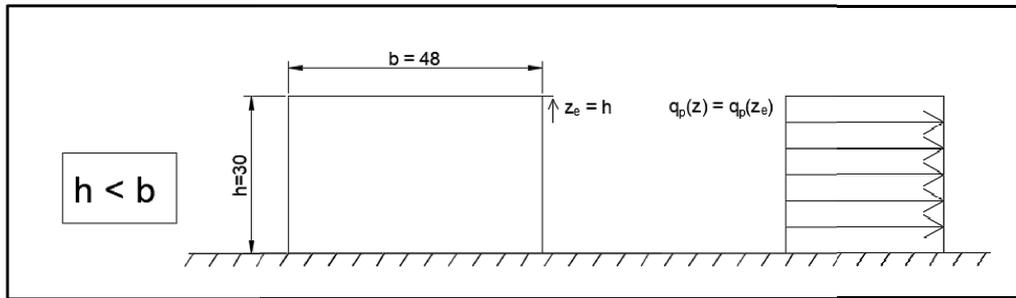
FigII.2.1 (§2.3.2RNV2013)

$$h = 30\text{m} ; b = 70.61 \longrightarrow h < b \longrightarrow Z_e = h$$

- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent, Z_e est pris égale à la hauteur du bâtiment au-dessus du niveau du sol $\longrightarrow Z_e = h$
- Pour les toitures, Z_e est pris égale à la hauteur maximale des bâtiments $\longrightarrow Z_e = h$.

B- Direction de vent V2

- Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminée comme indique par la figure II. 2.2 (§2.3.2RNV2013)



FigII.2.2 (§2.3.2RNV2013)

$h = 30\text{m} ; b = 48 \longrightarrow h < b \longrightarrow Z_e = h$

- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent, Z_e est pris égale à la hauteur du bâtiment au-dessus du niveau du sol $\longrightarrow Z_e = h$
- Pour les toitures, Z_e est prise égale à la hauteur maximale des bâtiments $\longrightarrow Z_e = h$.

5. Coefficient d'exposition au vent (C_e)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. (§2.4.1RNV2013)[4]

$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

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

z (m) : La hauteur considérée.

6. Catégories de terrain IV : (Zones dont au moins **15%** de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à **15 m**).

Catégories de terrain	K_t	Z_0 [m]	Z_{min} [m]	ϵ
IV	0.234	1	10	0.67

Tab.II.1.Catégories de terrain

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

7. Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(z) = K_t \times \ln \frac{z}{z_0} \text{ pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m}$$

$$C_r(z) = K_t \times \ln \frac{z_{\min}}{z_0} \text{ pour } z < z_{\min}$$

Tronçon	Z_e [m]	$C_r(z_e)$
de 0 à 30	30	0.796

Tab.II.2. Coefficient de rugosité

8. Coefficient de topographie $C_t(z)$:

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées...

$$C_t(z) = 1 \text{ (Site plat).}$$

9. Intensité de turbulence :

Il est donné par la formule suivante :

$$I_v(z) = \frac{1}{c_{t(z)} \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } z > z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{c_{t(z)} \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \text{ pour } z \leq z_{\min}$$

Tronçon	Z_e [m]	$I_v(z_e)$
de 0 à 30	30	0.294

Tab.II.3. Intensité de turbulence

10. Coefficient d'exposition :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)].$$

Tronçon	Z_e [m]	$C_e(z_e)$
de 0 à 30	30	2.938

Tab.II.4. Coefficient d'exposition

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) [N/m^2]$$

Tronçon	Z_e [m]	$q_p(z_e)$ [N/m^2]
de 0 à 30	30	1101.75

Tab.II.5.La pression dynamique de pointe**11. Récapitulatif :**

Tronçon	Z_e [m]	$C_r(z_e)$	$C_t(z_e)$	$I_v(z_e)$	$C_e(z_e)$	$q_p(z_e)$ [N/m^2]
de 0 à 30	30	0.769	1	0.294	2.938	1101.75

Tab.II.5.Récapitulation**II.2.1 Direction du vent V1****1- Coefficient dynamique C_d :**

$$Z_{eq} = 0.6h = 18m$$

paramètre	Forme analytique	Référence	résultat
$L_i (Z_{eq})$	$L_i = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^e$	cf. §3.3.1 formule 3.3a	59.77
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{(b+h)}{L_i(Z_{eq})}\right)^{0.63}}$	cf. §3.3.1 formule 3.2	0.455
$n_{l,x}(\text{Hz})$	$n_{l,x} = 46/h$	cf. §3.3.4.2 formule 3.14	1.533
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	cf. §3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.05
$V_m (Z_{eq})$	$V_m (Z_{eq}) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{réf}$	cf. annexe 2	16.91
N_x	$N_x = \frac{n_{l,x} \times L_i (Z_{eq})}{V_m (Z_{eq})}$	cf. §3.3.2 formule 3.6	5.42
R_N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	cf. §3.3.2 formule 3.5	0.044
η	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$	cf. §3.3.2 formule 3.8a	12.51
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{L_i(z_{eq})}$	cf. §3.3.2 formule 3.8b	26.7
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times \left(1 - e^{-2 \times \eta_h}\right)$	cf. §3.3.2 formule 3.7a	0.07
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times \left(1 - e^{-2 \times \eta_b}\right)$	cf. §3.3.2 formule 3.7b	0.04
R^2	$R^2 = \frac{\Pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	cf. §3.3.2 formule 3.4	0.011
v	$v = n_{l,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}} \geq 0.08$	cf. §3.3.3 formule 3.12	0.24
G	$G = \sqrt{2 \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(600 \times v)}} \geq 3$	cf. §3.3.1 formule 3.11	3.34
$Iv (Z_{eq})$	$Iv (Z_{eq}) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$ pour $Z > Z_{min}$	cf. §2.4.6 formule 2.5a	0.346
C_d	$\frac{1 + 2 \times g \times Iv (Z_{eq}) \times \sqrt{R^2 + Q^2}}{1 + 7 \times Iv (Z_{eq})}$	cf. §3.3 formule 3.1	0.753

Tab.II.6.Coefficient C_d

2- Coefficient de pression

a- Coefficients de pressions extérieures

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \text{ (5.1.RNV2013) [4]}$$

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

Direction du vent V1

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; b = 70.61 m.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; d=48m.

e = min [b ; 2h] = min [70.61 ; 60] e = 60 m

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

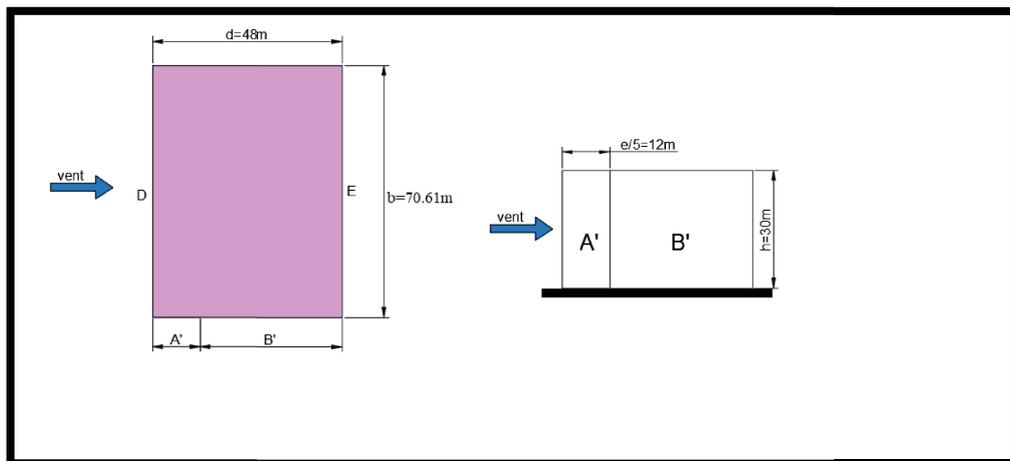


Fig.II.2.3 Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée $S = 70.61 \times 30 = 2118.3 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2$.

Selon la formule (5.1 chap5 RNV2013) donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a :

A'	B'	D	E
Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tab.II.7.Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

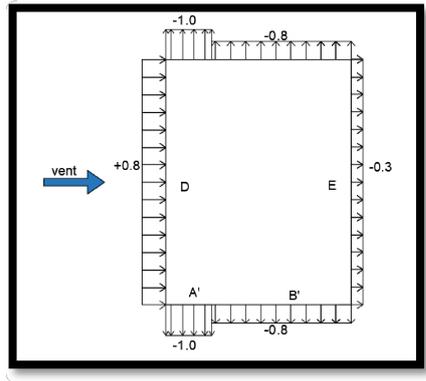


Fig.II.2.4 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

b- coefficients de pressions intérieures

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures où C_{pe} est négatif ou nul sont situées au niveau des zones A', B' et E.

Surfaces de toutes les ouvertures : $St = 23.34\text{m}^2$

Surfaces des ouvertures où $C_{pe} \leq 0$: $S = 22.29 \text{ m}^2$

$$\mu_p = 22.29/23.34 \longrightarrow \mu_p = 0.955$$

D'après (figure 5.14 RNV2013)[4] et une interpolation linéaire on peut déterminer la valeur de C_{pi}

$$C_{pi} = -0.4$$

3- Calcul de la pression due au vent

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\text{\S}2.5.2. \text{RNV2013}) [4]$$

$$F_{w, e} = C_d \times W(z_e) \times A_{\text{réf}} \quad (\text{\S}2.6.2. \text{RNV2013})[4]$$

4- Pression sur les parois au vent : (zone D)

Z [m]	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	Aire $A_{\text{réf}}$ [m ²]	Force extérieure en kN				
			C_{pe}	C_{pi}	C_d	$W(z_e)$ [N/m ²]	Force totale [kN]
$Z_{\text{eq}}=30$	1101.75	2118.3	+0.8	-0.4	0.753	1322.1	2800.6

Tab.II.8.Force extérieure sur les parois au vent

5- Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent : (zone A', B' et E)

Z [m]	q _p (z _e) [N/m ²]	zone	Aire A _{réf} [m ²]	Force extérieure en kN				
				C _{pe}	C _{pi}	C _d	W (z _e) [N/m ²]	Force totale [kN]
Z _{eq} = 30	1101.75	A'	360	-1.0	-0.4	0.753	-661.05	-179.197
		B'	1080	-0.8	-0.4	0.753	-440.7	-385.395
		E	1920	-0.3	-0.4	0.753	110.175	159.287

Tab.II.9. Force extérieure sur les parois parallèles au vent et sous le vent

Toiture

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°.

Selon (§5.1.3 chap5.RNV2013) [4] les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

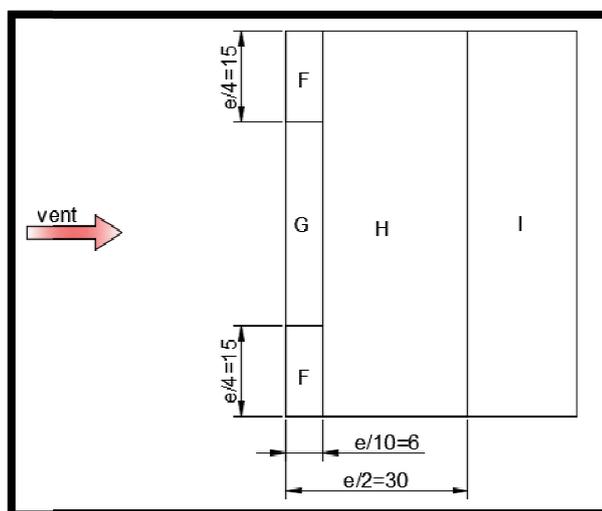


Fig.II.2.5 Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

F	G	H	I	
C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}	C _{pe.10}	
-1.8	-1.2	-0,7	0.2	-0.2

Tab.II.10.Cpe pour lestoitures plates

Le coefficient de pressions intérieures est C_{pi} = -0.4

Pression sur la toiture [N/m²]

	q _p (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W _(zi) (N/m ²)
zone F	1101.75	-1.8	-0.4	-1251.588

zone G	1101.75	-1.2	-0.4	-700.713
zone H	1101.75	-0.7	-0.4	-330.525
zone I	1101.75	+0.2	-0.4	661.05
	1101.75	-0.2	-0.4	220.35

Tab.II.11.Valeurs des pressions $W_{(z)}$ sur la toiture (v1)**II.2.2 Direction du vent V2****1- Coefficient dynamique C_d :**

$$Z_{eq} = 0.6h = 18m$$

paramètre	Forme analytique	Référence	résultat
$L_i (Z_{eq})$	$L_i = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^e$	cf. §3.3.1 formule 3.3a	59.77
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{Li(Z_{eq})}\right)^{0.63}}$	cf. §3.3.1 formule 3.2	0.526
$n_{l,x}(Hz)$	$n_{l,x} = 46/h$	cf. §3.3.4.2 formule 3.14	1.533
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a$ avec $\delta_a = 0$	cf. §3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.05
$V_m (Z_{eq})$	$V_m (Z_{eq}) = C_r(z) \times C_i(z) \times V_{réf}$	cf. annexe 2	16.91
N_x	$N_x = \frac{n_{l,x} \times Li (Z_{eq})}{V_m (Z_{eq})}$	cf. §3.3.2 formule 3.6	5.42
R_N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	cf. §3.3.2 formule 3.5	0.044
η	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{Li(z_{eq})}$	cf. §3.3.2 formule 3.8a	12.51
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{Li(z_{eq})}$	cf. §3.3.2 formule 3.8b	20.02
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times \left(1 - e^{-2 \times \eta_h}\right)$	cf. §3.3.2 formule 3.7a	0.07
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times \left(1 - e^{-2 \times \eta_b}\right)$	cf. §3.3.2 formule 3.7b	0.05
R^2	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	cf. §3.3.2 formule 3.4	0.015
v	$v = n_{l,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 \times R^2}} \geq 0.08$	cf. §3.3.3 formule 3.12	0.25
G	$G = \sqrt{2 \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(600 \times v)}} \geq 3$	cf. §3.3.1 formule 3.11	3.36
$Iv (Z_{eq})$	$Iv (Z_{eq}) = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } Z > Z_{min}$	cf. §2.4.6 formule 2.5a	0.346
C_d	$\frac{1 + 2 \times g \times Iv (Z_{eq}) \times \sqrt{R^2 + Q^2}}{1 + 7 \times Iv (Z_{eq})}$	cf. §3.3 formule 3.1	0.792

Tab.II.12.Coefficient C_d

Direction du vent V2

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V2 ; b = 48 m.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V2 ; d=70.61m.

$e = \min [b ; 2h] = \min [48 ; 60] e = 48 \text{ m}$

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

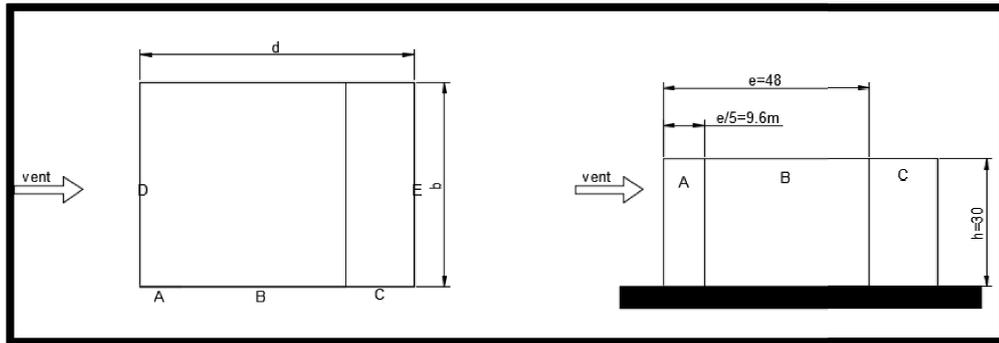


Fig.2.6.Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée $S= 48 \times 30 = 1440\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2$.

Selon la formule (5.1 chap5 RNV2013)[4] donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

D’après le tableau (5.1.RNV2013)[4] on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,0	-0,8	-0.5	+0,8	-0,3

Tab.II.13.C_{pe} pour les parois verticales d’un bâtiment à base rectangulaire

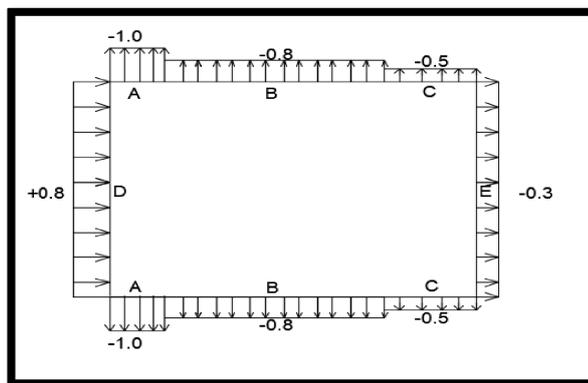


Fig.2.7 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

Les ouvertures où C_{pe} est négatif ou nul sont situées au niveau des zones A’, B’ et E.

Surfaces de toutes les ouvertures : $St = 23.34\text{m}^2$

Surfaces des ouvertures où C_{pe} : $S = 18.19 \text{ m}^2$

$$\mu_p = 18.19/23.34 \longrightarrow \mu_p = 0.779$$

D'après (figure 5.14 RNV2013)[4] et une interpolation linéaire on peut déterminer la valeur de C_{pi}

$$C_{pi} = -0.23$$

2- Calcul de la pression due au vent

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissante sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\S 2.5.2. \text{ RNV2013}) [4]$$

$$F_{w, e} = C_d \times W(z_e) \times A_{réf} \quad (\S 2.6.2. \text{ RNV2013}) [4]$$

3- Pression sur les parois au vent : (zone D)

Z [m]	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	Aire $A_{réf}$ [m ²]	Force extérieure en kN				
			C_{pe}	C_{pi}	C_d	$W(z_e)$ [N/m ²]	Force totale [kN]
$Z_{eq} = 30$	1101.75	1440	+0.8	-0.23	0.792	1134.80	1294.22

Tab.II.14. Force extérieure sur les parois au vent

4- Pression sur les parois parallèles au vent et sous le vent : (zone A, B, C et E)

Z [m]	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	zone	Aire $A_{réf}$ [m ²]	Force extérieure en kN				
				C_{pe}	C_{pi}	C_d	$W(z_e)$ [N/m ²]	Force totale [kN]
$Z_{eq} = 30$	1101.75	A	288	-1.0	-0.23	0.792	-848.350	-193.5
		B	1152	-0.8	-0.23	0.792	-627.997	-572.97
		C	480	-0.5	-0.23	0.792	-297.472	-113.086
		E	1440	-0.3	-0.23	0.792	-77.122	-87.96

Tab.II.15. Force extérieure sur les parois parallèles au vent et sous le vent

Toiture

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°.

Selon (§5.1.3 chap5.RNV2013)[4] les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

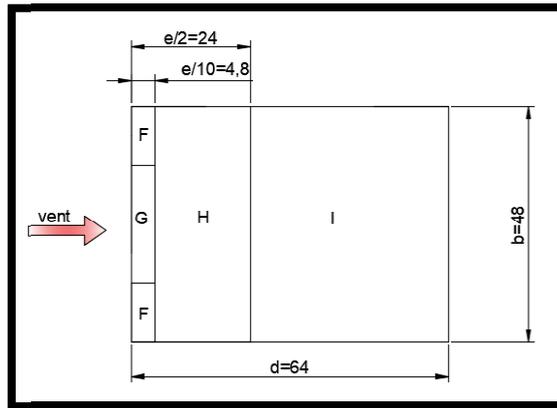


Fig.2.8 Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013)[4] on a:

F	G	H	I	
Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	Cpe.10	
-1.8	-1.2	-0,7	0.2	-0.2

Tab.II.16.Cpe pour lestoitures plates

Le coefficient de pressions intérieures est $C_{pi} = -0.23$

Pression sur la toiture [N/m²]

	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(z)}$ (N/m ²)
zone F	1101.75	-1.8	-0.23	-1438.88
zone G	1101.75	-1.2	-0.23	-888.01
zone H	1101.75	-0.7	-0.23	-517.822
zone I	1101.75	+0.2	-0.23	473.75
	1101.75	-0.2	-0.23	33.05

Tab.II.17.Valeurs des pressions $W_{(z)}$ sur la toiture (v1)

III. Pré dimensionnement

III.1. Pré dimensionnement des éléments résistants

Le Pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ... etc.) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet

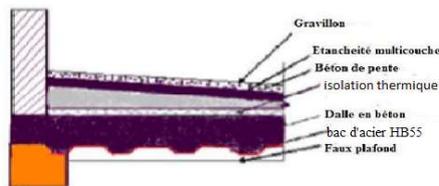
Ce chapitre consiste à étudier des éléments non porteurs qui sont : Les solives, et les éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux.

Le dimensionnement de chaque élément est donné par trois Conditions :

- Vérification de la Condition de flèche.
- Vérification de la Condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

III.2. Estimation des charges

❖ **Plancher terrasse**



charge permanentes

Protection en gravillon roulés (e=5cm)	$0.05 \times 17 = 0.85 \text{ kN/m}^2$
Etanchéité multicouches (e=5cm)	$0.05 \times 6 = 0.3 \text{ kN/m}^2$
Béton de pente (e=14.15cm)	$22 \times 0.1415 = 3.113 \text{ kN/m}^2$
Dalle en béton armé (e=12cm)	$25 \times 0.12 = 3 \text{ kN/m}^2$
Isolation thermique (e=4cm)	$0.04 \times 4 = 0.16 \text{ kN/m}^2$
Bac d'acier (HB 55)	0.15 kN/m^2
Faux plafond	0.1 kN/m^2
Equipement	0.3 kN/m^2
Totale	$G = 7.97 \text{ kN/m}^2$

charge d'exploitation

Terrasse inaccessible 1 kN/m^2

❖ **Plancher courant**

charge permanentes

Revêtement en carrelage (compacto 60x60)	0.36 kN/m^2
Mortier de pose (e=2cm)	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
Cloison de répartition (panneaux sandwich 80)	0.136 kN/m^2
Dalle en béton armé (e=12cm)	$25 \times 0.12 = 3 \text{ kN/m}^2$
Isolation thermique (e=4cm)	$0.04 \times 4 = 0.16 \text{ kN/m}^2$

Bac d'acier (HB 55)	0.15kN/m ²
Faux plafond	0.1kN/m ²
Equipement	0.3kN/m ²
Totale	G=4.6kN/m²
charge d'exploitation	
Planche courant (usage commerciale)	5 kN/m ²

❖ Murs extérieurs	
Panneaux sandwich ep 16 cm	0.168 kN/m ²
❖ Murs intérieurs	
Panneaux sandwich ep 8 cm	0.136 kN/m ²

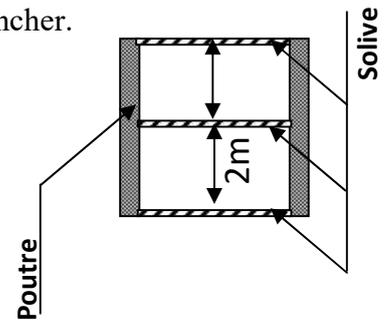
III.3. Pré dimensionnement des solives

Les solives sont généralement des profilés en IPE, IPN dont leur espacement est compris entre 1.5 et 4 m selon le type du bac d'acier utiliser.

On pré dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher.

III.3.1. Plancher terrasse

Longueur des solives	L=8,00m
L'entraxe des solives	e=2m
Charge permanente	G _{pt} =7.97kN/m ²
Charge d'exploitation	Q _{pt} =1kN/m ²
La charge : q _{pt} = (G _{pt} + Q _{pt}).1	q _{pt} =26.91kN/ml



Le pré dimensionnement se fait selon la formule approchée suivante :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

Donc $\frac{8000}{25} < h < \frac{8000}{15}$ on choisit un IPE400

III.3.1.1. Les vérifications

Les vérifications des solives se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre de profilé (IPE400).....g_p = 0.663kN/ml
- Poids propre de béton frais.....G_b = 3.75kN/m²
- poids du bac d'acier (hi bond 55).....G_{bac} = 0.15 kN/m²

- surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

❖ **Combinaisons des charges**

ELU

$$q_u = 1.35 [g_p + (G_b + G_{bac}) \times 2] + 1.5 Q_c \times 2$$

$$q_u = 13.675 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_{bac} + Q_c) \times 2$$

$$q_{ser} = 9.963 \text{ kN/ml}$$

a. Vérification au moment fléchissant de la section transversale

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 109.4 \text{ kN.ml}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl.rd} = 421.8 \text{ kN.ml}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

b. Vérification au cisaillement de la section transversale

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 54.7 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.rd} = 795.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

c. Interaction moment fléchissant et effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 54.7kN \leq 0.5 \times V_{pl.rd} = 397.75kN \text{ Vérifié}$$

d. Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$F_{\max} \leq F_{adm}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_{pt} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_c = 10.94 \text{ mm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$F_{adm} = 32 \text{ mm}$$

$$F_c = 10.94 \text{ mm} < 32 \text{ mm} \text{ vérifié}$$

e. Vérification au déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{b.rd}$$

- M_{sd} est le moment appliqué $\longrightarrow M_{sd} = 109.4 \text{ kN.m}$
- $M_{b.rd}$ la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$M_{b.rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\beta_w = 1 \quad \text{classe 1}$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right) \leq 1$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/iz}{\sqrt{c1 \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/iz}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93.91e \quad \text{avec} \quad e = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

K	K _w	C ₁	λ_{LT}	λ_1	$\bar{\lambda}_{LT}$	φ_{LT}	χ_{LT}
1	1	1.132	140.85	76.41	1.84	2.365	0.259

Tab.III.1 Récapitulation

$$M_{b,rd} = \frac{0.259 \times 1 \times 1307 \times 10^3 \times 355}{1.1}$$

$$M_{b,rd} = 109.53 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 109.4 \text{ kN.m} < M_{b,rd} = 109.53 \text{ kN.m}$$

Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (profilé + dalle) travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :

- Poids propre de profilé (IPE400).....g_p = 0.663kN/ml
- Charge permanenteG_{terr}=7.97 kN/m²
- surcharge d’exploitation.....Q_{terr}= 1 kN/m²

❖ Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1.35 [(G_{terr} \times 2) + g_p] + 1.5 Q_{terr} \times 2$$

$$q_u = 25.41 \text{ kN/ml}$$

ELU

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q_{terr}) \times 2$$

$$q_{ser} = 18.603 \text{ kN/ml}$$

1. Largeur de la dalle largeur effective

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = 2m \\ e = 2m \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 2m$$

2. Position de l’axe neutre plastique

$$R_{beton} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{mb}} \times b_{eff} \times h_0$$

$$R_{beton} = 3400 \text{ kN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{acier} = 2849.76 \text{ kN}$$

$$R_{\text{beton}} > R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{ha}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{beton}}} \times \frac{hc}{2} \right) \right]$$

III.3.1.2. Les vérifications

a. Vérification au moment fléchissant de la section transversale

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{pl,rd} = 925.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 203.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 203.28 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 925.35 \text{ kN.m} \text{ vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement de la section transversale

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 101.64 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = 795.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 101.64 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 795.43 \text{ kN} \text{ vérifiée}$$

c. Interaction moment fléchissant et effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 101.64 \text{ kN} \leq 0.5 \times V_{pl,rd} = 397.72 \text{ kN} \text{ vérifiée}$$

d. La rigidité

Il faut vérifiée que

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = 32 \text{ mm}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 18.603 \text{ kN/ml}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c = \frac{Aa.(hc+2hp+ha)}{4(1+mv)} + \frac{beff \cdot hc^3}{12.m} + Ia$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{84.5 \cdot 10^2}{2000 \times 120} = 0.035$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = 80030.4 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche est :

$$F_f = 5.90 \text{ mm}$$

e. Flèche totale

$$F_t = F_c + F_f$$

$$F_t = 16.84 < F_{\text{adm}} = 32 \text{ mm}$$

III.3.2. Plancher courant

Longueur des solives $L=8,00 \text{ m}$

L'entraxe des solives $l=3 \text{ m}$

Charge permanent $G_{pc}=4.6 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q_{pc}=5 \text{ kN/m}^2$

La charge : $q_{pc} = (G_{pc} + Q_{pc}) \cdot l$ $q_{pc}=28.8 \text{ kN/ml}$

Le pré dimensionnement fait selon la formule approchée suivent :

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

Donc $\frac{8000}{25} < h < \frac{8000}{15}$ on choisit un IPE400

III.3.2.1 Les vérifications

Les vérifications des solives se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

🚧 Phase de construction

Le profilé d’acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre de profilé (IPE400)..... $g_p = 0.663\text{kN/ml}$
- Poids propre de béton frais..... $G_b = 3.75\text{kN/m}^2$
- poids du bac d’acier (hi bond 55)..... $G_{bac} = 0.15 \text{ kN/m}^2$
- surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

❖ Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1.35 [g_p + (G_b + G_{bac}) \times 2] + 1.5 Q_c \times 2$$

$$q_u = 13.675\text{kN/ml}$$

ELU

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_{bac} + Q_c) \times 2$$

$$q_{ser} = 9.963 \text{ kN/ml}$$

a. Vérification au moment fléchissant de la section transversale

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 109.4\text{kN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl.rd} = 421.8\text{kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

b. Vérification au cisaillement de la section transversale

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 54.7 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.rd} = 795.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

c. Interaction moment fléchissant et effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 54.7 \text{ kN} \leq 0.5 \times V_{pl.rd} = 397.75 \text{ kN} \text{ Vérifié}$$

d. Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_{pt} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_c = 10.94 \text{ mm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$F_{\text{adm}} = 32 \text{ mm}$$

$$F_c = 10.94 \text{ mm} < 32 \text{ mm} \text{ vérifié}$$

e. Vérification au déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{b.rd}$$

➤ M_{sd} est le moment appliqué → $M_{sd} = 109.4 \text{ kN.m}$

➤ $M_{b.rd}$ la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$M_{b.rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl.y} \cdot F_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\beta_w = 1 \quad \text{classe 1}$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^{-2}} \right) \leq 1$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + a_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/iz}{\sqrt{c_1 \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/iz}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93.91e \quad \text{avec} \quad e = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

K	K _w	C ₁	λ _{LT}	λ ₁	λ̄ _{LT}	φ _{LT}	χ _{LT}
1	1	1.132	140.85	76.41	1.84	2.365	0.259

Tab.III.2 Récapitulation

$$M_{b,rd} = \frac{0.259 \times 1 \times 1307 \times 10^3 \times 355}{1.1}$$

$$M_{sd} = 109.4 \text{ kN.ml} < M_{b,rd} = 109.53 \text{ kN.ml}$$

🚧 Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (profilé + dalle) travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :

- Poids propre de profilé (IPE400).....g_p = 0.663kN/ml
- Charge permanenteG_{terr}=4.6kN/m²
- surcharge d’exploitation.....Q_{terr}= 5kN/m²

❖ Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1.35 [(G_{terr} \times 2) + g_p] + 1.5 Q_{terr} \times 2$$

$$q_u = 28.32 \text{ kN/ml}$$

ELU

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q_{terr}) \times 2$$

$$q_{ser} = 19.863 \text{ kN/ml}$$

1. Largeur de la dalle largeur effective

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = 2m \\ e = 2m \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 2\text{m}$$

2. Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{beton}} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{mb}} \times b_{\text{eff}} \times h_0$$

$$R_{\text{beton}} = 3400\text{kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{acier}} = 2849.76 \text{ kN}$$

$$R_{\text{beton}} > R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,rd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{ha}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{beton}}} \times \frac{hc}{2} \right) \right]$$

III.3.2.2 Les vérifications

a. Vérification au moment fléchissant de la section transversale

Il faut que : $M_{sd} < M_{\text{pl,rd}}$

$$M_{\text{pl,rd}} = 925.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 226.56 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 226.56 \text{ kN.m} < M_{\text{pl,rd}} = 925.35 \text{ kN.m} \text{ vérifiée}$$

b. Vérification au cisaillement de la section transversale

$$V_{sd} \leq V_{\text{pl,rd}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 113.28 \text{ kN}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = 795.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 101.64\text{kN} < V_{pl.rd} = 795.43\text{kN} \text{ Vérifiée}$$

c. Interaction moment fléchissant et effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 113.28\text{kN} \leq 0.5 \times V_{pl.rd} = 397.72\text{kN} \text{ Vérifiée}$$

d. La rigidité

Il faut vérifiée que

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = 32\text{mm}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 19.863\text{kN/ml}$$

$$L = 8\text{m}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c = \frac{Aa.(hc+2hp+ha)}{4(1+mv)} + \frac{beff . hc^3}{12.m} + Ia$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{84.5.10^2}{2000 \times 120} = 0.035$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = 80030.4 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche est :

$$F_f = 6.30\text{mm}$$

e. Flèche totale

$$F_t = F_c + F_f$$

$$F_t = 17.24 < F_{\text{adm}} = 32\text{mm}$$

III.4. Les poutres principales

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives cette poutre sera sollicitée par des charges ponctuelles et pour simplifier mes calculs je convertir les charges ponctuelles en charges surfacique.

III.4.1. Calcule le nombre des solives

$$\text{nbr} = \left(\frac{l_{\text{poutre}}}{e} \right) - 1$$

nbr = 3 solives

III.4.2. Plancher terrasse

1. Calcule la charge surfacique que reprend la solive

$$G_{\text{solive}} = \left(\frac{G_{\text{pp}}}{e} \right) \times \text{nbr}_{\text{solive}}$$

$$G_{\text{solive}} = 0.995 \text{ kN/m}^2$$

Longueur des poutres	L=8,00m
Espacement des poutres	l=8.00m
Charge permanent	$G_{\text{pt}}=7.97 \text{ kN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q_{\text{pt}}=1 \text{ kN/m}^2$
Charge des solives	$G_{\text{solive}} = 0.995 \text{ kN/m}^2$
La charge : $q_{\text{pt}} = (G_{\text{pt}} + Q_{\text{pt}} + G_{\text{solive}}) \cdot l$	$q_{\text{pt}} = 79.72 \text{ kN/ml}$

2. Cond

ition de flèche

$$F_{\text{max}} \leq F_{\text{adm}}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{\text{max}} &= \frac{5 \times q_{\text{pt}} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \\ F_{\text{adm}} &= \frac{L}{250} \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_y \geq \frac{250 \times 5 \times q_{\text{pt}} \times L^3}{384 \times E} \Rightarrow I_y = 63269.84 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Nous avons choisi : HEA500 $I_y = 86970 \times 10^4 \text{ mm}^4$

III.4.2.1 Les vérifications à ELU

$$q_u = (1.35(G_{\text{pt}} + G_{\text{solive}}) + 1.5Q_{\text{pt}}) \times l$$

$$q_u = 108.82 \text{ kN/ml}$$

a. La résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 870.58 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl.rd} = 1274.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

b. Cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 435.28 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.rd} = 1392.23 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

c. Interaction moment fléchissant et effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 435.28 \text{ kN} \leq 0.5 \times V_{pl.rd} = 696.12 \text{ kN} \text{ Vérifié}$$

d. La flèche y compris le poids propre de profilé

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_{pt} = 79.72 \text{ kN/ml} \\ q_{\text{HEA500}} = 1.55 \text{ kN/ml} \\ q = q_{pt} + q_{\text{HEA500}} \end{array} \right\} q = 81.27 \text{ kN/ml}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_{pt} \times L^4}{384 \times E \times I_y} F_{\max} = 23.73 \text{ mm} \leq 32 \text{ mm} \text{ vérifié}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = 32 \text{ mm}$$

III.4.3 Plancher courant

1. Calcule la charge surfacique que reprend la solive

$$G_{solive} = \left(\frac{G_{pp}}{e}\right) \times nbr_{solive}$$

$$G_{solive} = 0.995kN/m^2$$

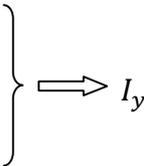
Longueur des poutres	L=8.00m
Espacement des poutres	l=8.00m
Charge permanent	$G_{pc}=4.6kN/m^2$
Charge d'exploitation	$Q_{pc}=5kN/m^2$
Charge des solives	$G_{solive} = 0.995kN/m^2$
La charge : $q_{pc} = (G_{pc} + Q_{pc} + G_{solive}) \cdot l$	$q_{pc} = 84.76kN/ml$

2. Condition de flèche

$$F_{max} \leq F_{adm}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times q_{pt} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250}$$



III.4.3.1 Les vérifications

Nous avons choisi : HEA500 $I_y = 86970 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$$q_u = (1.35(G_{pc} + G_{solive}) + 1.5Q_{pc}) \times l$$

$$q_u = 120.426kN/ml$$

a. La résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 963.408kN.m$$

$$M_{pl.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl.rd} = 1274.45kN.m$$

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

b. Cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 481.704 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.rd} = 1392.23 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

c. Interaction moment fléchissant et effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 481.704 \text{ kN} \leq 0.5 \times V_{pl.rd} = 696.12 \text{ kN} \text{ Vérifié}$$

d. La flèche y compris le poids propre de profilé

$$F_{max} \leq F_{adm}$$

$$\left. \begin{array}{l} q_{pc} = 84.76 \text{ kN/ml} \\ q_{HEA500} = 1.55 \text{ kN/ml} \\ q = q_{pc} + q_{HEA500} \end{array} \right\} q = 81.27 \text{ kN/ml}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times q_{pc} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$F_{max} = 23.73 \text{ mm} \leq 32 \text{ mm} \text{ vérifié}$$

III.5. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en I ou en H qui reçoivent les charges permanent ; les charges d’exploitation et les transmettent aux fondations, ils sont soumis à la compression.

Le poteau de centre est le poteau le plus sollicité

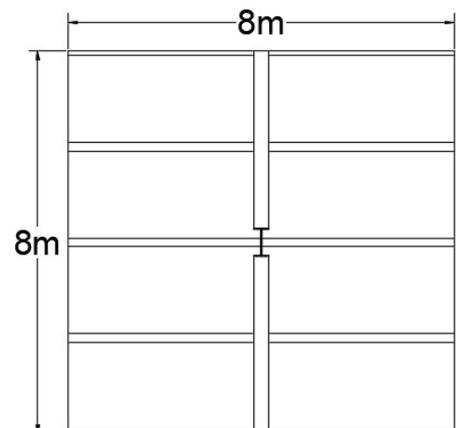
Avec $S = 64 \text{ m}^2$

III.5.1. Plancher terrasse

1. Charge permanent

$$G_{pt} = 7.97 \times 64 = 510.08 \text{ kN}$$

$$G_{solive} = G_{pp} \times \text{nbr des solives} \times L_{solive}$$



$$G_{\text{solive}} = 0.663 \times 3 \times 8 = 15.91 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre principale}} = 1.55 \times 8 = 12.4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre secondaire}} = 0.663 \times 8 = 5.304 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pt}} = 543.694 \text{ kN}$$

2. Charge d'exploitation

$$Q_{\text{pt}} = 1 \times 64 = 64 \text{ kN}$$

III.5.2. Plancher courant

1. Charge permanent

$$G_{\text{pc}} = 4.6 \times 64 = 294.4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{solive}} = 0.663 \times 3 \times 8 = 15.91 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre principale}} = 1.55 \times 8 = 12.4 \text{ kN}$$

$$G_{\text{poutre secondaire}} = 0.663 \times 8 = 5.304 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pc}} = 328.014 \text{ kN}$$

2. Charge d'exploitation

$$Q_{\text{pc}} = 5 \times 64 = 320 \text{ Kn}$$

III.5.3. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux seront pré dimensionné à l'ELU en compression simple

Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivante :

$$N_{\text{sd}} \leq N_{\text{pl, rd}}$$

Avec :

N_{sd} : effort normal de compression déterminé par la descente des charges

$$N_{\text{sd}} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{\text{pl, rd}} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} \quad A \geq N_{\text{sd}} \cdot \gamma_{m0} / f_y$$

Les résultats de descend de charge sont récapitule dans suivant :

Niveaux	Q (kN)	G (kN)	N_{sd} (kN)	A (mm ²) ×10 ²	profilé
4 ^{eme}	64	543.694	830	25.71	HEB360
3 ^{eme}	320+64=384	871.708	1752.82	54.31	HEB360
2 ^{eme}	320+384=704	1199.72	2675.64	82.90	HEB400

1 ^{er}	320+704=1024	1527.74	3598.46	111.5	HEB400
RDC	320+1024=1344	1855.75	4521.28	140.09	HEB500

Tab.III.3 résultats de descend de charge

III.5.3.1. Vérification au flambement

1. Poteaux RDC

On doit vérifier que

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$\beta_a = 1$ Classe 1

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.81$$

$\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 76.07$

Longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,5L \quad (\text{Encastrée-Encastrée})$$

$$L_f = 3 \text{ m}$$

Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3 \times 10^3}{72.7} = 41.26$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3 \times 10^3}{211.9} = 14.15$$

$\lambda_z > \lambda_y$ Flambement suivent l'axe (z-z)

Elancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0,54$$

0,54 > 0,2 il y a risque d flambement.

$$\frac{h}{b} = 1,67 > 1,2 \text{ et } t_f = 28 \text{ mm}$$

Donc les courbes de flambement c'est $\begin{cases} y - y & a \\ z - z & b \end{cases}$

L_{fz}	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	α	φ	χ
3m	41.26	0.54	0.34	0.398	0.936

Tab.III.4 Les résultats de flambement Poteaux RDC

$$N_{sd} = 4521.28kN \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 7208.73kN \text{ V\'er\'efie}$$

2. Poteaux 1^{er} et 2^{eme} \'etage

Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3 \times 10^3}{74} = 40.54$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3 \times 10^3}{170.8} = 17.56$$

$\lambda_z > \lambda_y$ Flambement suivent l'axe (z-z)

Elancement r\'eduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0,53$$

0,53 > 0,2 il y a risque d flambement.

$$\frac{h}{b} = 1,33 > 1,2 \text{ et } t_f = 24 \text{ mm}$$

Donc les

courbes

de

L_{fz}	λ_z	$\bar{\lambda}$	α	φ	χ
3m	40.54	0.53	0.34	0.696	0.872

flambement c'est $\begin{cases} y - y & a \\ z - z & b \end{cases}$

Tab.III.5 Les r\'esultats de flambement poteaux 1^{er} et 2^{eme} \'etage

$$N_{sd} = 3598.46 \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 5564.81kN \text{ V\'er\'efie}$$

3. Poteaux 3^{eme} et 4^{eme} \'etage

Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3 \times 10^3}{74.9} = 40.05$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3 \times 10^3}{154.6} = 19.40$$

$\lambda_z > \lambda_y$ Flambement suivent l'axe (z-z)

Elancement r\'eduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0,53$$

0,52 > 0,2 il y a risque d flambement.

$$\frac{h}{b} = 1,2 \leq 1,2 \text{ et } t_f = 22.5 \text{ mm}$$

Donc les
de

courbes

$L_{\bar{z}}$	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	α	φ	χ
3m	40.05	0.52	0.49	0.714	0.626

flambement c'est $\begin{cases} y - y & a \\ z - z & b \end{cases}$

Tab.III.6 Les résultats de flambement poteaux 3^{ème} et 4^{ème} étage

$$N_{sd} = 1752.82 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 3648.97 \text{ kN} \text{ Vérifiée}$$

III.6. Conclusion

A la fin de ce chapitre on peut dire que ce dernier a une grande importance dans ce projet. Cela nous aide à trouver des sections approximatives des éléments qui permettent de faire la modélisation de la structure.

IV.1. Calcul des lisses de bardage

IV.1.1 Introduction

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou des profils mince pliés disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portiques ou éventuellement par les potelets intermédiaires. Les lisses permettent de transférer les charges de vent subies par le bardage aux poteaux (ou potelets).

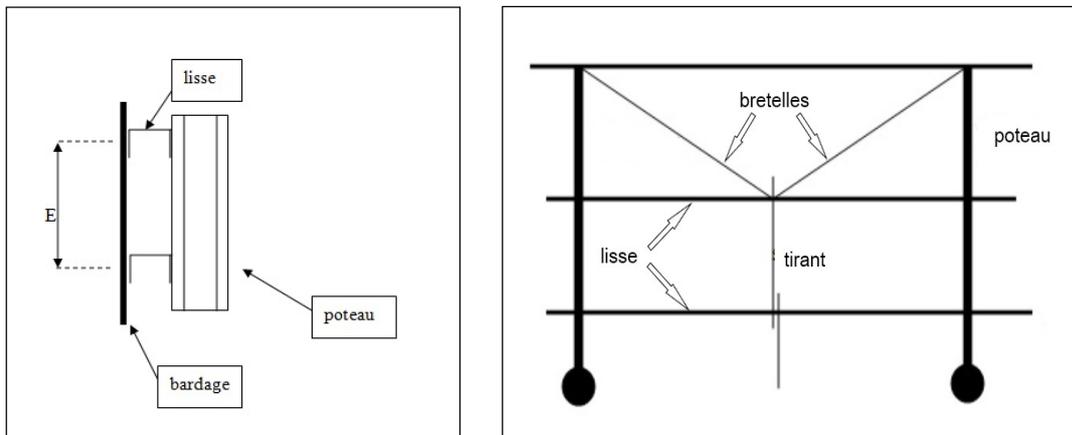


Fig.IV.1 schéma les losse de bardage

Afin de réduire la portée transversale des lisses (dans le sens de l’axe faible) en les reliant entre elle, à mi- portée par des liernes (tirant) qui fonctionnent en traction

1- Le nombre des lisses

Le bâtiment à une hauteur d’étage de L=6 m. On suppose un espacement entre les lisses de e= 2m.

Donc :

$$L - 0.5 = (n - 1) \times e \rightarrow n = \frac{L-0.5}{e} + 1 = \frac{6-0.5}{2} + 1 = 3.75$$

On prend : **n = 4 lisse**

$$e = \frac{L-0.5}{n-1} = \frac{6-0.5}{4-1} \rightarrow e = 1.83m$$

2- Détermination des sollicitations

Les lisses sont soumises aux flexions autour de Z sous l’effet de la charge permanents et flexion autour de Y sous l’effet de vent. De ce fait, elles fonctionnent en flexion bi-axiale (déviée).

3- Charge de vent

Le rôle principale des lisses est de reprendre les actions du vent (pression ou dépression) sur les couvertures de façades (bardage). Donc, elles sont posées de manière à présenter leur inertie maximale dans le plan horizontale

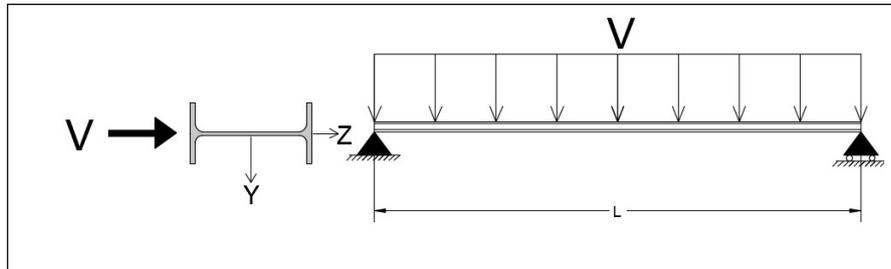


Fig.IV.2 Schéma statique de la lisse sous l'effet de vent V (suivent Z)

Dans notre cas la pression engendrée par le vent est :

Grande face : $V = 1.32 \times 1.83 = 2.42 \text{ kN / ml}$

Petite face : $V = 1.13 \times 1.83 = 2.03 \text{ kN / ml}$

- **Charge permanent**

En outre les lisses doivent supporter suivant l'axe faible Y leur poids propre et le poids de bardage. Dans le cas où la portée des lisses est réduite par des liernes, le schéma statique de la lisse sous l'effet de G est :

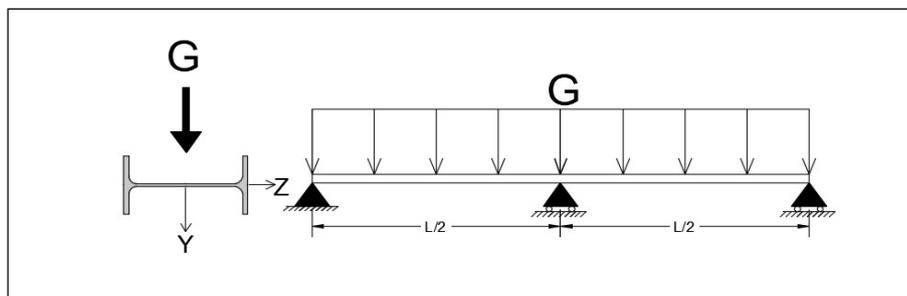


Fig.IV.3 Schéma statique de la lisse sous l'effet de charge permanent G (suivent Y)

Les charges permanentes :

Bardage.....0.168 kN/m²

Accessoire de pose.....0.05 kN/m²

Isolants.....0.05 kN/m²

$G = 0.268 \times 1.83 = 0.49 \text{ kN/ml}$

IV.1.2 Pré dimensionnement des lisses

IV.1.2.1 Lisse de grande face

1- Condition de flèche

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{\max} &= \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \times I_y} \\ F_{\text{adm}} &= \frac{L}{200} \end{aligned} \right\} I_y \geq \frac{200 \times 5 \times V \times L^3}{384 \times E} \rightarrow I_y = 1536.51 \times 10^4 \text{mm}^4$$

Le choix de : **IPE200**

$$I_y = 1943 \times 10^4 \text{mm}^4$$

Donc : $G = 0.49 + 0.224 = 0.71 \text{kN/ml}$

2- Combinaison de charge plus défavorable

$$1.35G + 1.5V$$

IV.1.2.2 Vérification de l'IPE200 a la sécurité

a- Vérification a l'ELU

a.1- Classification de la section :

Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\frac{b_f/2}{t_f} = 5.88 < 8.1 \text{ Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2r}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{h-2r}{t_w} = 31.43 < 58.32 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

La vérification de la section à la résistance est donnée par la formule suivante :

Section de classe 1 :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}}\right)^\beta$$

Où α et β sont des exposants qui peuvent être pris, en sécurité égaux à l'unité on retiendra pour les profilés types I ou H les valeurs suivantes :

$$\alpha = 2; \beta = 1$$

$$M_{y,sd} = \frac{(1.5V)l^2}{8} = 29.04 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{(1.35G)(l/2)^2}{8} = 1.92 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 71.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 14.39 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}}\right)^\beta = \left(\frac{29.04}{71.19}\right)^2 + \left(\frac{1.92}{14.39}\right)^1 = 0.3 < 1 \dots \text{vérifié}$$

a.2- Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_z \leq V_{plz,rd} \text{ et } V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} \text{ avec } A_{vz} = 14 \text{ cm}^2$$

$$V_y \leq V_{ply,rd} \text{ et } V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} \text{ avec } A_{vy} = 17 \text{ cm}^2$$

$$V_z = \frac{1.5V \times L}{2} = 14.52 \text{ kN}$$

$$V_y = 0.625 \times (1.35G) \left(\frac{l}{2}\right) = 2.39 \text{ kN}$$

$$V_{plz,rd} = 260.86 \text{ kN}$$

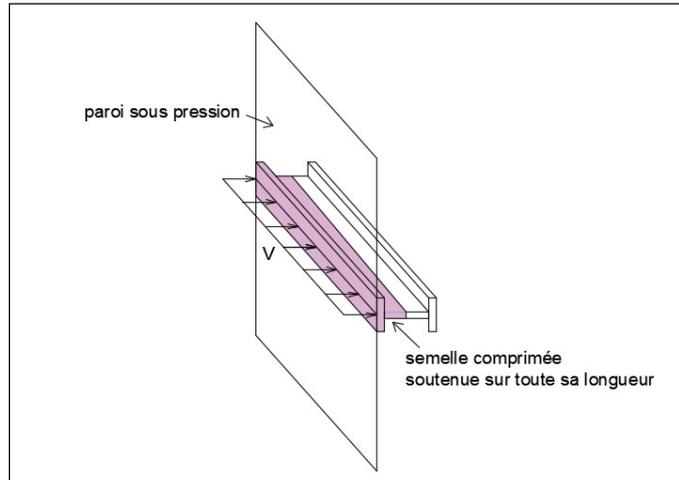
$$V_{ply,rd} = 316.76 \text{ kN}$$

$$V_z = 14.52 \text{ kN} < V_{plz,rd} = 260.86 \text{ kN} \dots \text{vérifié}$$

$$V_y = 2.39kN < V_{plz,rd} = 316.76 kN \dots \text{vérifie}$$

a.3- Vérification au déversement

Il n y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.



figIV.5.schéma de la semelle comprimé

b- Vérification a l'état limite de service

b.1- Vérification a la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service (non pondérées)

$$Q=G+V$$

b.2- Condition de vérification

$$f < f_{ad}$$

Flèche verticale suivent (y-y)

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{8000/2}{200} = 10mm$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{G \cdot (\frac{l}{2})^4}{EI_z} = 2mm < 10mm \dots \text{Vérifie}$$

Flèche horizontale suivent (z-z)

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{8000}{200} = 40mm$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \cdot (l)^4}{EI_y} = 32mm < 40mm \dots \text{Vérifie}$$

IV.1.2.3 Lisse de petite face

1- Condition de flèche

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{\max} &= \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \times I_y} \\ F_{\text{adm}} &= \frac{L}{200} \end{aligned} \right\} I_y \geq \frac{200 \times 5 \times V \times L^3}{384 \times E} \rightarrow I_y = 1498.3 \times 10^4 \text{mm}^4$$

Le choix de : **IPE200**

$$I_y = 1943 \times 10^4 \text{mm}^4$$

Donc : $G = 0.49 + 0.224 = 0.71 \text{kN/ml}$

2- Combinaison de charge plus défavorable :

$$1.35G + 1.5V$$

IV.1.2.4 Vérification de l'IPE200 a la sécurité

a- Vérification a l'ELU

a.1- Classification de la section :

Classe de la semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\frac{b_f/2}{t_f} = 5.88 < 8.1 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2r}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{h-2r}{t_w} = 31.43 < 58.32 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

La vérification de la section à la résistance est donnée par la formule suivante :

Section de classe 1 :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}}\right)^\beta$$

Où α et β sont des exposants qui peuvent être pris, en sécurité égaux à l'unité on retiendra pour les profilés types I ou H les valeurs suivantes :

$$\alpha = 2; \beta = 1$$

$$M_{y,sd} = \frac{(1.5V)l^2}{8} = 27.10 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{(1.35G)(l/2)^2}{8} = 2.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 71.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 14.39 \text{ kN.m}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}}\right)^\beta = \left(\frac{27.10}{71.19}\right)^2 + \left(\frac{2.09}{14.39}\right)^1 = 0.29 < 1 \dots \text{vérifié}$$

a.2- Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_z \leq V_{plz,rd} \text{ et } V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} \text{ avec } A_{vz} = 14 \text{ cm}^2$$

$$V_y \leq V_{ply,rd} \text{ et } V_{ply,rd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}} \text{ avec } A_{vy} = 17 \text{ cm}^2$$

$$V_z = \frac{1.5V \times L}{2} = 12.98 \text{ kN}$$

$$V_y = 0.625 \times (1.35G) \left(\frac{l}{2}\right) = 2.5 \text{ kN}$$

$$V_{plz,rd} = 260.86 \text{ kN}$$

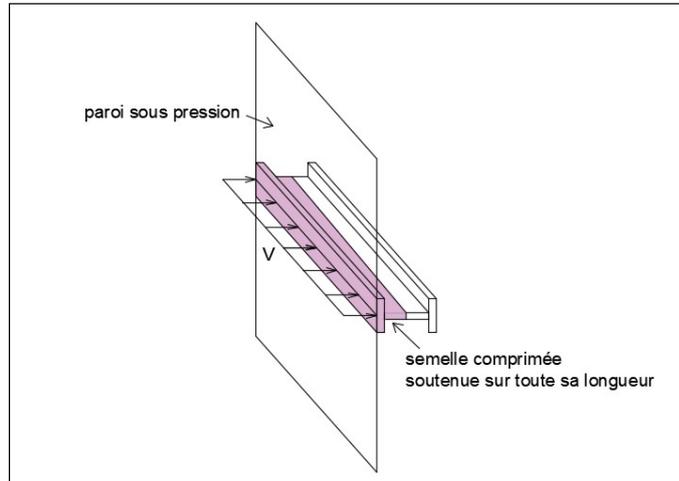
$$V_{ply,rd} = 316.76 \text{ kN}$$

$$V_z = 12.98 \text{ kN} < V_{plz,rd} = 260.86 \text{ kN} \dots \text{vérifié}$$

$$V_y = 2.5 \text{ kN} < V_{ply,rd} = 316.76 \text{ kN} \dots \text{vérifié}$$

a.3- Vérification au déversement

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.



figIV.6.schéma de la semelle comprimé

b- Vérification a l'état limite de service

b.1 Vérification a la flèche

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service (non pondérées)

$$Q=G+V$$

b.2 Condition de vérification

$$f < f_{ad}$$

Flèche verticale suivent (y-y)

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{8360/2}{200} = 20.9mm$$

$$f_y = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{G \cdot (\frac{l}{2})^4}{EI_z} = 4.39mm < 20.9mm \dots \text{Vérifie}$$

Flèche horizontale suivent (z-z)

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{8360}{200} = 41.8mm$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \cdot (l)^4}{EI_y} = 32.26mm < 41.8mm \dots \text{Vérifie}$$

IV.1.2.5 Calcul des liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation des lisses sous l'effet de leur poids propre.

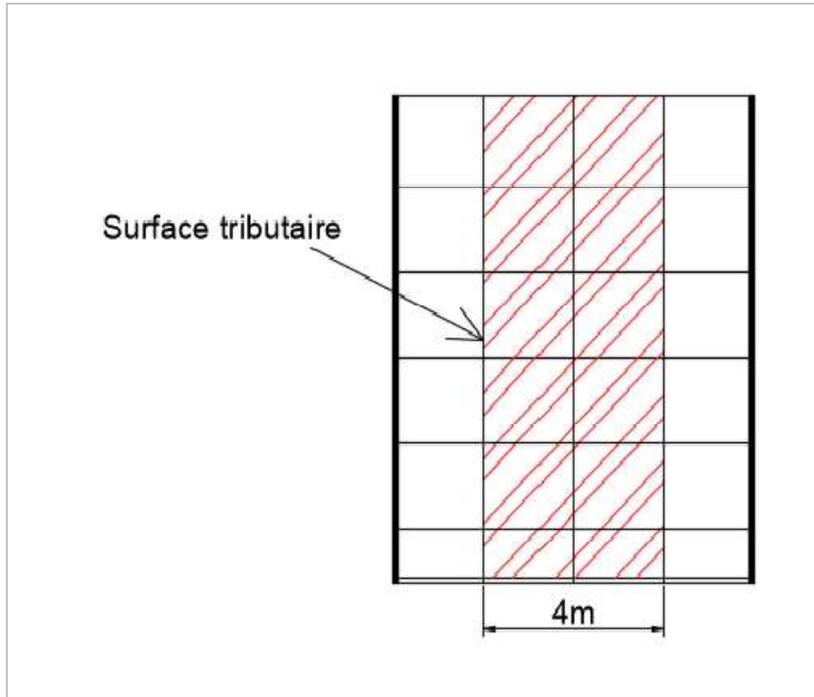


Fig.IV.7schéma da la surface tributaire

La charge supportée par le lierne est :

$$T = (1.35G) \times S$$

S : la surface tributaire revenant au lierne

$$S = 4 \times 30 = 120\text{m}^2$$

$$G = 0.268 + 0.224/1.83 = 0.39 \text{ kN/m}^2$$

$$T = (1.35 \times 0.39) \times 120 = 63.25 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{T \times \gamma_{M0}}{f_y} = 1.96\text{cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq 1.96 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 1.96}{\pi}} = 1.58 \text{cm}$$

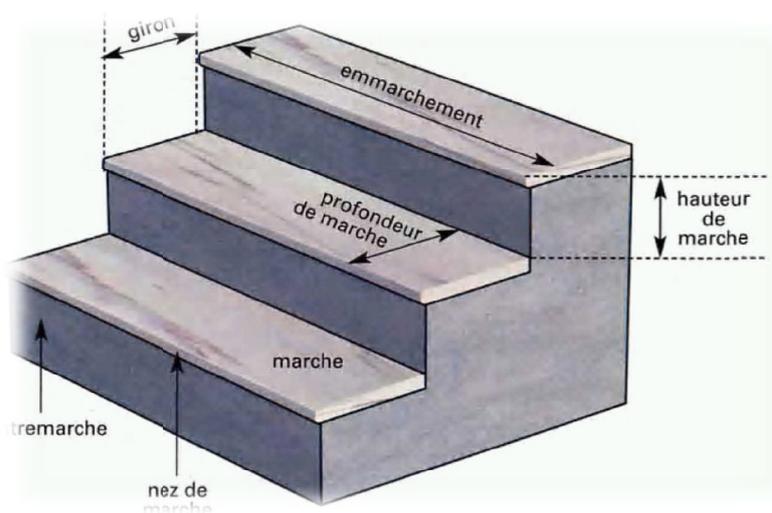
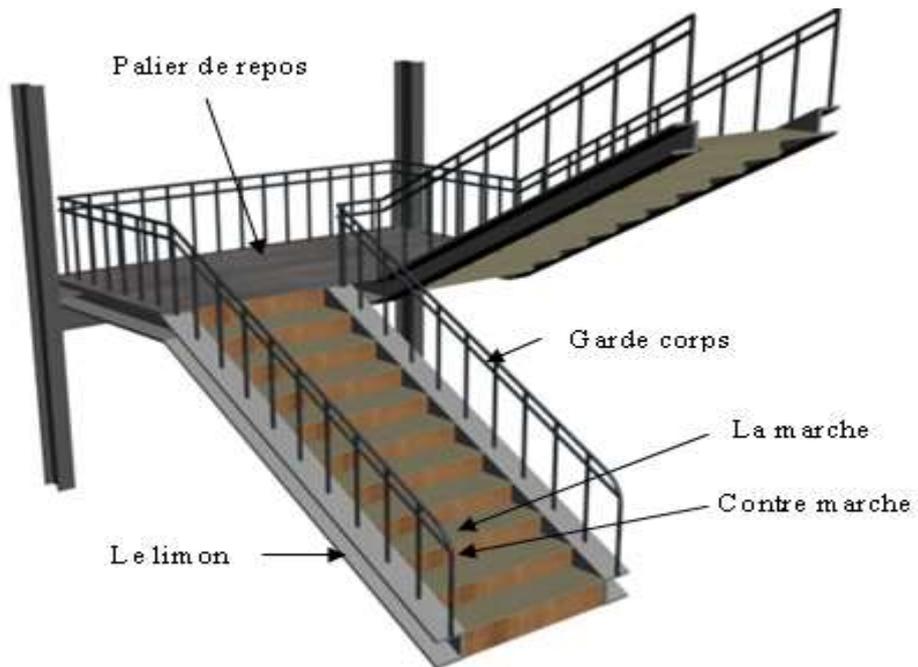
Pour des raisons pratiques on opte une barre ronde de diameter:

$$\varnothing = 2 \text{cm}$$

IV.2.Etude des escaliers

IV.2.1Introduction

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, La longueur des marches s'appelle l'embranchement(L), la largeur s'appelle giron(g) et la hauteur c'est la contre marche (h).



FigIV.8 : détails de l'escalier

1- Définitions

1.1 Un palier dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.

1.2 Une volée est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

1.3 Giron : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

1.4 Limon : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.

2- Les caractéristiques géométriques d'escalier

H : hauteur d'étage H: 3m

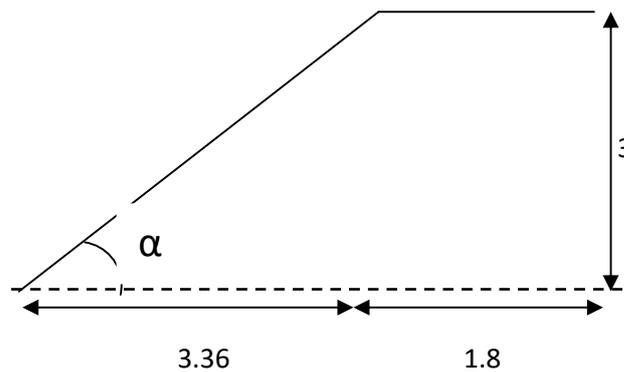
h : hauteur de la marche

g : Longueur d'une marche : Giron

D'après la formule de « **Blondel** »

$$59 \leq G + 2h \leq 66$$

On prend $\left\{ \begin{array}{l} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{array} \right.$



FigIV.9 Schème représentant les dimensions d'escaliers

3- Calcul l'inclinaison de la paillasse (limon) alpha

$$\alpha = \text{arc tg}\left(\frac{3}{3.36}\right)$$

$$\alpha = 42^\circ$$

4- Conception d'une marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

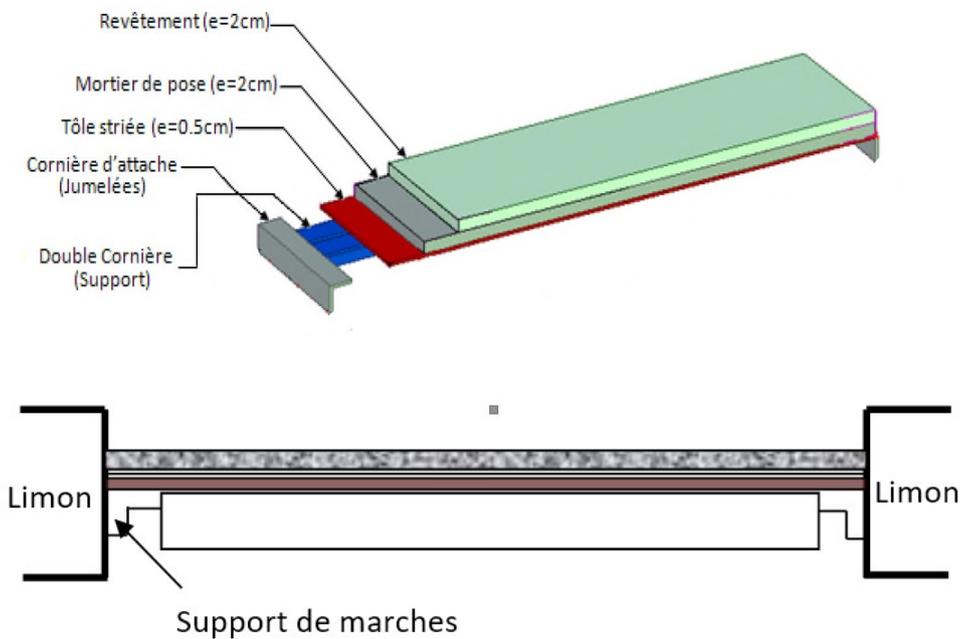


Fig.IV.10 Schème de la conception d'une marche

IV.2.2 Dimensionnement des cornières

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

1. Evaluation des charges et surcharges

- Les Charges « G »

Tôle striée $e_p = 1 \text{ cm}$ 0.785 KN/m²

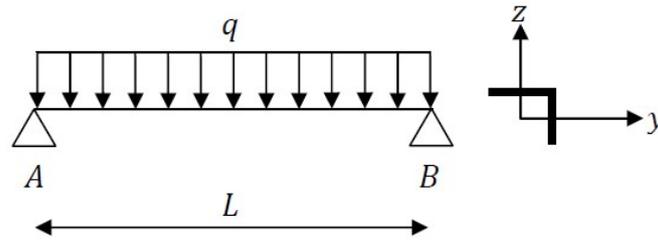
Mortier de pose $e_p = 2 \text{ cm}$ 0.4 KN /m²

Carrelage 0.36KN/m²

$$G = 1.55\text{KN/m}^2 \times 0.3/2 = 0.23\text{KN/ml}$$

- Les Charges « Q »

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \times 0.3/2 = 0.38 \text{ KN/ml}$$



$$L = 1.8 \text{ m}$$

$$q_{ser} = G+Q = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$\left. \begin{aligned} F_{max} &= \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \\ F_{adm} &= \frac{L}{200} \end{aligned} \right\} \Rightarrow I_y \geq \frac{200 \times 5 \times 0.6 \times (1.8 \times 10^3)^3}{384 \times E} \Rightarrow I_y = 4.33 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On adopte la cornière **40 × 40 × 5**

$$I_y = I_z = 5.43 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{ely} = W_{elz} = 1.91 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$G_{cor} = 2.97 \text{ kg/ml}$$

IV.2.3 Vérification en tenant compte du poids du profilé

a- La flèche

$$q = q_{ser} + g = 0.6 + 0.0297 = 0.63 \text{ kn/ml}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = 7.55 \text{ mm} < F_{adm} = \frac{L}{200} = 9 \text{ mm} \text{ vérifie}$$

b- Les vérifications à ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 0.92 \text{ kN/ml}$$

c- La résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 0.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{el.rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{el.rd} = 0.61\text{kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{el.rd} \text{ Vérifié}$$

d- Cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 0.83\text{kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

Avec : $A_V = 1.04 \times h \times t = 1.04 \times 40 \times 5 = 208\text{mm}^2$

$$V_{pl.rd} = 38.7\text{kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **L40*40*5** convient comme cornière de support.

IV.2.4 Dimensionnement des limons

Le limon est l'élément qui supporte le poids total de l'escalier.

La charge revenant au limon est :

❖ **Volée**

▪ **Charges permanentes**

- Poids de 2 limons (UPN160) estimé $2 \times 0.018 = 0.036\text{kN/ml}$
- Cornière (40.40.5) : 0.0297kN/ml
- Tôle d'épaisseur (e = 1cm) 0.785kN/m^2
- Mortier de pose 0.4kN/m^2
- Revêtements carrelages 0.36kN/m^2
- Garde-corps (cloison) 0.3kN/m^2

Charge totale : $G = 0.066 + (0.785 + 0.4 + 0.36 + 0.3) \times 180 = 3.4\text{kN/ml}$

Charge totale pour 1 limon : $G = Gt/2 = 1.7\text{kN/ml}$

▪ **Charge d'exploitation**

$$Q_t = 2.5 \times 1.8/2 = 2.25 \text{ kN/ml}$$

Donc :

$$- q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \cos(\alpha) = 4.2 \text{ kN/ml}$$

$$- q_{ser} = (G + Q) \times \cos(\alpha) = 2.94 \text{ kN/ml}$$

❖ **Palier**

▪ **Charges permanentes**

$$- \text{Revêtements en carrelage} \dots\dots\dots 0.36 \text{ kN/m}^2$$

$$- \text{Mortier de pose} \dots\dots\dots 0.4 \text{ kN/m}^2$$

$$- \text{Dalle en béton armé (e = 10cm)} \dots\dots\dots 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

$$- \text{Tôle type TN 40} \dots\dots\dots 0.15 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Charge totale : } G = 3.4 \times 1.8 = 6.12 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge totale pour 1 limon : } G = Gt/2 = 3 \text{ kN/ml}$$

▪ **Charge d'exploitation**

$$Q_t = 2.5 \times 1.8/2 = 2.25 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$- q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.4 \text{ kN/ml}$$

$$- q_{ser} = G + Q = 5.25 \text{ kN/ml}$$

1- Calcul statique

$$q_u = \max (q_{uv} ; q_{up}) = 7.4 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser} = \max (q_{serv} ; q_{serp}) = 5.25 \text{ kN/ml}$$

UPN 160

$$I_y = 925 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,y} = 138 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A_v = 12.6 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

❖ **La flèche**

$$q_{ser} = 5.25 \text{ kN/ml}$$

$$F_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = 25 \text{ mm} < F_{adm} = \frac{L}{200} = 25.8 \text{ mm} \text{ vérifié}$$

IV.2.5 Les vérifications à ELU

$$q_u = 7.4 \text{ kN/ml}$$

$$L = 1.8 + 3.36 = 5.16 \text{ m}$$

a- La résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 24.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{el.rd} = \frac{w_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{el.rd} = 44.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{el.rd} \text{ Vérifié}$$

b- Cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 19 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.rd} = 234.8 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

IV.2.6 Conclusion

A partir de ces calculs nous avons obtenu les dimensions des éléments principaux de l'escalier, suivants :

Cornière de marche : **L40×40×4**

Limon : **UAN 220**

V. Plancher collaborant mixte (acier-béton)

V.1 Introduction

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier. Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés utilisés en guise de coffrage, d'armatures et d'une dalle en béton coulée sur place.

L'acier et le béton collaborent pour offrir une résistance et une capacité portante élevée. Une dalle en béton pour résister aux efforts de compression. Des poutres en acier pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.



Fig.V.1 plancher collaborant mixte

V.2 Hypothèse de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- phase de construction.
- phase finale.

1- Phase de construction

Le profilé d'acier travaille seul et il reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé.
- Le poids propre du béton frais.

La surcharge de construction (ouvriers)

2- Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé.
- Le poids propre du béton (sec).
- La surcharge d'exploitation.
- Finition.

V.2.1 Plancher terrasse

Longueur des solives	L=8,00m
L'entraxe des solives	e=2m
Charge permanent	$G_{pt}=7.97\text{kN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q_{pt}=1\text{kN/m}^2$
La charge : $q_{pt} = (G_{pt} + Q_{pt}) \cdot l$	$q_{pt}=26.91 \text{ kN/ml}$

🚧 Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre de profilé (IPE330)..... $g_p = 0.491\text{kN/ml}$
- Poids propre de béton frais..... $G_b = 3.75\text{kN/m}^2$
- poids du bac d'acier (hi bond 55)..... $G_{bac} = 0.15 \text{ kN/m}^2$
- surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

❖ Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1.35 [g_p + (G_b + G_{bac}) \times 2] + 1.5 Q_c \times 2$$

$$q_u = 13.44\text{kN/ml}$$

ELU

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_{bac} + Q_c) \times 2$$

$$q_{ser} = 9.79 \text{ kN/ml}$$

V.2.1.1 Les vérifications

a- Vérification au moment fléchissant de la section transversale

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 107.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl.rd} = 259.57 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

b- Vérification au cisaillement de la section transversale

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 53.76 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.rd} = 574.07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

c- Interaction moment fléchissant et effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 53.76 \text{ kN} \leq 0.5 \times V_{pl.rd} = 287.035 \text{ kN} \text{ Vérifié}$$

d- Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_{pt} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_c = 21.12 \text{ mm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$F_{adm} = 32\text{mm}$$

$$F_c = 21.12\text{mm} < 32\text{mm} \text{ vérifié}$$

e- Vérification au déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

- M_{sd} est le moment appliqué $\longrightarrow M_{sd} = 107.52 \text{ kN.ml}$
- $M_{b,rd}$ la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot F_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\beta_w = 1 \quad \text{classe 1}$$

$$\chi_{LT} = 1 / \left(\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2} \right) \leq 1$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/iz}{\sqrt{c1 \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/iz}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93.91e \quad \text{avec} \quad e = \sqrt{\frac{235}{F_y}}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

K	K_w	C_1	λ_{LT}	λ_1	$\bar{\lambda}_{LT}$	φ_{LT}	χ_{LT}
1	1	1.132	149	76.41	1.95	2.585	0.233

Tab.V.1 les résultats de déversement

$$M_{b,rd} = \frac{0.233 \times 1 \times 804.3 \times 10^3 \times 355}{1.1}$$

$$M_{b,rd} = 60.62 \text{ kN.ml}$$

$$M_{sd} = 107.52 \text{ kN.ml} < M_{b,rd} = 60.62 \text{ kN.ml non vérifier}$$

Dans ce cas, pour éviter le déversement des solives on doit utiliser des étaieiments placé à mi- travée des solives lors du bétonnage de la dalle.

Donc on prend L= 4m

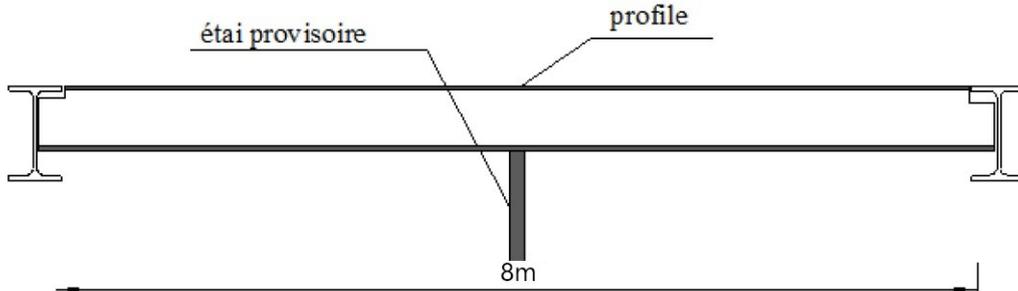


Fig.V.2 schéma des étaieiments placé à mi- travée des solives

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

K	K _w	C ₁	λ_{LT}	λ_1	$\bar{\lambda}_{LT}$	φ_{LT}	χ_{LT}
1	1	1.132	91.81	76.41	1.2	1.325	0.529

Tab.V.2 les résultats de déversement

$$M_{b,rd} = \frac{0.529 \times 1 \times 804.3 \times 10^3 \times 355}{1.1}$$

$$M_{b,rd} = 137.57 \text{ kN.ml}$$

$$M_{sd} = 107.52 \text{ kN.ml} < M_{b,rd} = 137.57 \text{ kN.ml vérifier}$$

Phase finale

Le béton ayant durci, la section mixte (profilé + dalle) travaillant ensemble, les charges de la phase finale sont :

- Poids propre de profilé (IPE330).....g_p = 0.493kN/ml
- Charge permanenteG_{terr}=7.97 kN/m²
- surcharge d'exploitation.....Q_{terr} = 1 kN/m²

❖ Combinaisons des charges

ELU

$$q_u = 1.35 [(G_{terr} \times 2) + g_p] + 1.5 Q_{terr} \times 2$$

$$q_u = 25.18 \text{ kN/ml}$$

ELU

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q_{terr}) \times 2$$

$$q_{ser} = 18.43 \text{ kN/ml}$$

a- Largeur de la dalle largeur effective

$$\frac{2 \times l_0}{8} = 2m$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2m \\ e = 2m \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 2m$$

b- Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{beton}} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{mb}} \times b_{\text{eff}} \times h_0$$

$$R_{\text{beton}} = 3400 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{acier}} = 2111.185 \text{ kN}$$

$$R_{\text{beton}} > R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développe par la section mixte est :

$$M_{\text{pl,rd}} = R_{\text{acier}} \left[\frac{ha}{2} + hc + hp - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{beton}}} \times \frac{hc}{2} \right) \right]$$

V.2.1.2 Vérifications

a- Vérification au moment fléchissant de la section transversale

Il faut que : $M_{sd} < M_{\text{pl,rd}}$

$$M_{\text{pl,rd}} = 639.148 \text{ kN.ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 201.44 \text{ kN.ml}$$

$$M_{sd} = 201.44 \text{ kN.ml} < M_{\text{pl,rd}} = 639.148 \text{ kN.ml} \text{ vérifiée}$$

b- Vérification au cisaillement de la section transversale

$$V_{sd} \leq V_{\text{pl,rd}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_{sd} = 100.72 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.rd} = 574.07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 100.72 \text{ kN} \leq V_{pl.rd} = 574.07 \text{ kN} \text{ Vérifié}$$

c- Interaction moment fléchissant et effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 100.72 \text{ kN} \leq 0.5 \times V_{pl.rd} = 287.035 \text{ kN} \text{ Vérifié}$$

d- La rigidité

Il faut vérifiée que

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_c} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = 32 \text{ mm}$$

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 18.43 \text{ kN/ml}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$I_c = \frac{Aa.(hc+2hp+ha)^2}{4(1+mv)} + \frac{beff . hc^3}{12.m} + Ia$$

$$v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{62.6.10^2}{2000 \times 120} = 0.026$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = 48998.2 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche est :

$$F_f = 9.55 \text{ mm}$$

e- Flèche totale

$$F_t = F_c + F_f$$

$$F_t = 30.67 < F_{adm} = 32 \text{ mm}$$

V.2.2 Calcule des connecteurs

V.2.2.1 Généralités

Les connecteurs répartis le long de l'interface acier –béton d'une poutre mixte doivent être capables de transmettre les efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle et le profilé métallique, en laissant de côté toute contribution éventuelle qui viendrait de l'adhérence naturelle entre les deux matériaux.

Dans les pays industriels, le goujon soudé est le plus usuel des connecteurs de cisaillements. Il peut être soudé sur la semelle supérieure de manière semi-automatique soit directement à l'atelier, soit au travers des tôles profilées en acier sur le chantier.

Type goujon : hauteur : $h = 95 \text{ mm}$; diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

1- Détermination de P_{rd}

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29.a.d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} E_c}}{\gamma_v} \\ 0.8 f_u \times \frac{\pi.d^2}{4.\gamma_v} \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton..... 25 N/mm^2

E_c : module de Young de béton..... 30.5 kN/mm^2

f_u : résistance caractéristique des connecteurs..... 450 N/mm^2

$$\gamma_v = 1.25$$

Avec

$$a = 0.2 \left[\frac{h}{d} + 1 \right] \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d_{RD}} \leq 4$$

$$a = 1 \text{ si } \frac{h}{d} \geq 4$$

$$\frac{95}{19} = 5 \geq 4 \rightarrow a = 1$$

d : diamètre des connecteurs

$$P_{rd} = \inf(73.13 ; 72.55)$$

(K_t) Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac acier dont les nervures sont parallèles à la poutre. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

N_r Nombre de goujon par Nervure = 1 ou max 2

$$N_r = 1; h_p = 55\text{mm}; h = 95\text{mm}; b_0 = 88.5$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] = 0.82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 k_t doit être inférieur à 1 donc :

$$P_{rd} = \inf(59.91; 59.5) \rightarrow P_{rd} = 59.5 \text{ kN}$$

2- Effort tranchant repris par les goujons

a- Détermination de R_L

$$R_L = \inf(R_a; R_b) = \inf(2111.185; 3400) = 2111.185\text{kN}$$

b- Nombre des connecteurs par demi-portée

$$N^{\text{bre}} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2111.185}{59.5} = 35.5$$

Soit $N = 36$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire **72** connecteurs sur la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} \geq 6h = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{N_{\text{bre}} - 1} = \frac{8000}{72 - 1} = 112.68 > 95 \text{ mm}$$

Donc **esp = 113mm**

VI. Etude dynamique**VI.1. Introduction**

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

VI.2. Méthode de calcul

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode dynamique modale spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

Dans notre cas, d'après le RPA 99 / version 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique III groupe d'usage 1B.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99 / version 2003

La hauteur de la structure :

$$H = 30 \text{ m} > 10 \text{ m}$$

Donc nous avons utilisé la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant logiciels de calcul des structures Robot Structural Analysis

VI.4. Méthode d'analyse modale spectrale**VI.4.1 Principe**

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

VI.4.2 Combinaison d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$
- ELA : $G+Q\pm 1,2 E$
- ELA : $G+Q\pm E$
- ELA : $0,8G+E$

VI.4.3 Spectre de réponse de calcul

Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)[3] l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T}{T_1} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement.

W : Poids total de la structure.

1- Coefficient d'accélération A

Zone III, groupe 1B

A = 0.30 (tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003)[3]

2- La période fondamentale T

- $T = C_T h_N^{3/4}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$C_T = 0.085$ RPA 99 / version 2003 (tableau 4.6)[3].

$h_N = 30\text{m}$

$$T = 1.09\text{s}$$

3- Facteur d'amplification dynamique moyen D

Catégorie de site : site ferme S_2 $T_2 = 0.4\text{s}$ (tab 4.7)

$$T_2 < T < 3.0\text{s} \implies D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 1.6$$

4- Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de Rest donnée par le tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003[3] en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas on adopte un système mixte portiques palées triangulées(V), donc :

$$R = 4$$

5- Facteur de qualité Q

Les critères de qualité « q » à vérifier sont :

a) Conditions minimales sur les files de contreventement

D'après le RPA 99 / version 2003[3], chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- sens longitudinal : (8 travée)

$$L_{\max}/L_{\min} = 8/8 = 1 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

- sens transversal : (5 travée)

$$L_{\max}/L_{\min} = 8.36/8 = 1.08 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

Chapitre VI ETUDE DYNAMIQUE

b) Redondance en plan

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins **(4) files de portiques** ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

- sens longitudinal : (9 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 8/8 = 1 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

- sens transversal : (6 files)

$$L_{\max}/L_{\min} = 8.36/8 = 1.08 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

c) Régularité en plan

- Le bâtiment ne présente pas une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les **15 %** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Etage	Masse [kg]	G (x,y) [m]		R (x,y) [m]		e _x [m]	e _y [m]	L _x [m]	15%L _x	L _y [m]	15%L _y
		X _g	Y _g	X _r	Y _r						
RDC	2963939,36	33.72	22.91	33.11	22.68	0,61	0,23	70.61	10.6	48	7.2
1 ^{er}	2926399,22	33.72	22.91	32.99	22.64	0,73	0,27	70.61	10.6	48	7.2
2 ^{eme}	2926399,22	33.72	22.91	32.99	22.64	0,73	0,27	70.61	10.6	48	7.2
3 ^{eme}	2738851,77	32.15	23.06	33.25	22.74	1,10	0,31	70.61	10.6	48	7.2
4 ^{eme}	3039473,32	32.15	23.06	33.25	22.74	1,10	0,31	70.61	10.6	48	7.2

TabVI.1 Valeur de l'excentricité

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représenté dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas **0,15×Li** dans chaque direction donc cette **condition est vérifiée**.

- $\frac{L_x}{L_y} = 1.47 < 4$ **condition est vérifiée**.
- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à **15%** de celle de ce dernier.

Condition est vérifiée.

Donc la régularité en plan n'est pas vérifiée dans les deux sens, critère non observé $p_q = 0.05$

d) Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- D'après le tableau la masse des différents niveaux ne reste pas diminuée progressivement.
- la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse **20%**.

Donc la structure n'est pas classée régulièrement en élévation, critère non observé $p_q = 0.05$

e) Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés donc $P_q = 0$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution

On considère que ce critère est observé $P_q = 0$

Critères q	P _q	
	x	y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
La somme	0.1	0.1

Tab.VI.2 valeur des pénalités

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

Donc :

$$Q_x = Q_y = 1 + 0.1 = 1.1$$

6- Le poids total de la structure

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

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

Chapitre VI ETUDE DYNAMIQUE

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4.5 du RPA99)[3].

$$\beta = 0.6$$

VI.4.4 La force sismique totale

D'après (l'Art 4.2.3 de RPA99 /version2003)[3] 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 :

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

VI.4.5 Nombre de mode à considérer

Selon le RPA99/V2003[3], Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour déterminer la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

❖ La période

Prenant compte (l'article 4.2.4)[3] la valeur de T calculée à partir de la formule de Rayleigh ou les résultats obtenus par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

VI.4.6 Résultante des forces sismique de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

VI.4.7 Vérification des déplacements latéraux inters étage

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h). (Art 5.10)[3]

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

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

Chapitre VI ETUDE DYNAMIQUE

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

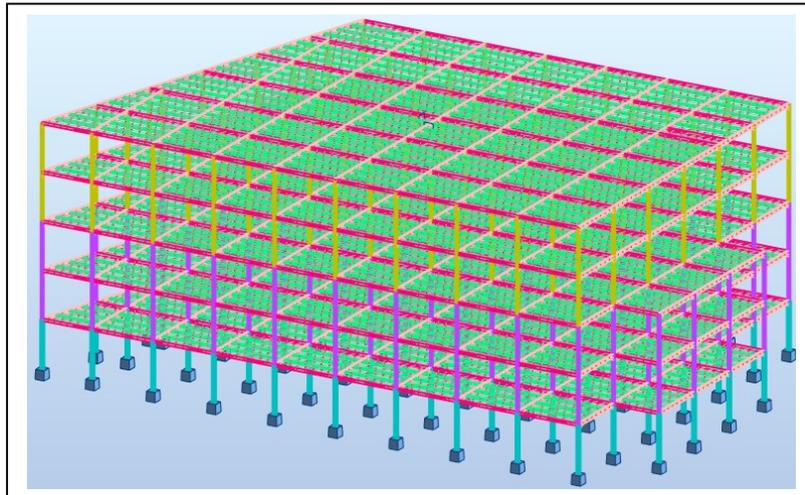
R : coefficient de comportement

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

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

VI.5 Résultats de l'analyse sismique

VI.5.11^{er} Modèle (modèle sans contreventement)



❖ Caractéristiques dynamique propres du 1^{er} modèle

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 3,84s$
- Le poids de la structure : $W = 141211,23kN$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- $T_{empirique} = 1,09 s$ et $1,3T_{empirique} = 1,42 s$

Donc

$$T_{fondamentale} > T_{empirique}$$

❖ **Pourcentage de participation de masse**

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,26	3,84	71,61	0,07	71,61	0,07
2	0,42	2,37	71,70	44,86	0,08	44,79
3	0,47	2,13	71,70	78,64	0,00	33,78
4	0,73	1,37	86,68	78,64	14,98	0,00
5	1,15	0,87	86,69	83,08	0,01	4,44
6	1,34	0,75	90,02	84,05	3,33	0,97
7	1,34	0,75	90,58	89,73	0,56	5,68
8	2,05	0,49	93,44	90,71	2,86	0,99

Tab.VI.3 Le pourcentage de participation de masse de 1^{er} modèle

VI.5.1.1 Les réactions à la base

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

$$V_x = \frac{0.3 \times 1.6 \times 1.1}{4} \times 141211,23 = 18639,88 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0.3 \times 1.6 \times 1.1}{4} \times 141211,23 = 18639,88 \text{ Kn}$$

$$V_{t_x} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2}$$

$$V_{t_y} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2}$$

	Vt (KN)	80% V (KN)	Observation
Sens x	6889.03	14911,91	C. non vérifiée
Sens y	11389.65	14911,91	C. non vérifiée

TabVI.4 Résultante des forces sismiques à la base de 1^{er} modèle

VI.5.1.2 Vérification des déplacements latéraux inters étage

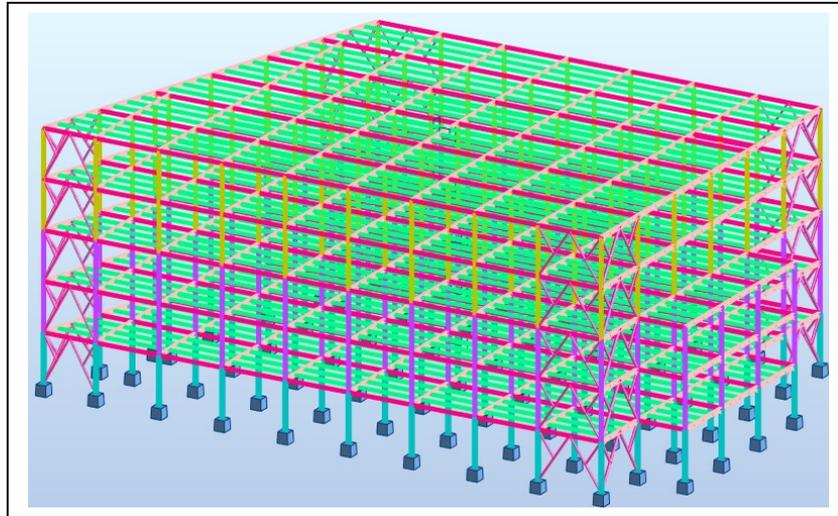
Niveau	δ_{ek} (x-x)	δ_{ek} (y-y)	δ_k (x-x)	δ_k (y-y)	Δ_k (x-x)	Δ_k (y-y)	hétage /100(cm)	Observation
RDC	2.62	2.1	10,5	8,4	10,5	8,4	6	C.N.V
1 ^{er}	8.37	6.37	33,5	25,5	23,0	17,1	6	C.N.V
2 ^{eme}	14.22	10.1	56,9	40,4	23,4	15,0	6	C.N.V
3 ^{eme}	22.12	13.52	88,5	54,1	31,6	13,7	6	C.N.V
4 ^{eme}	27.55	15.67	110,2	62,7	21,7	8,6	6	C.N.V

Tab.VI.5 Les déplacements inter étage de 1^{er} modèle

VI.5.1.3 Constatations

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale par l'ajout des contreventements dans la structure.

VI.5.2 2^{ème} modèle



❖ **Caractéristiques dynamique propres du 2^{ème} modèle**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.32s$
- Le poids de la structure : $W = 142641.36kN$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **5^{ème}** mode.
- $T_{empirique} = 1.09 s$ et $1,3T_{empirique} = 1,42 s$

Donc

$$T_{fondamentale} < T_{empirique}$$

❖ **Pourcentage de participation de masse**

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,76	1,32	64,45	9,48	64,45	9,48
2	0,92	1,09	73,48	74,79	9,03	65,31
3	1,51	0,66	74,33	75,03	0,85	0,24
4	2,28	0,44	90,42	77,27	16,09	2,24
5	2,73	0,37	92,70	92,88	2,28	15,61

Tab.VI.6 Le pourcentage de participation de masse de 2^{ème} modèle

Chapitre VI ETUDE DYNAMIQUE

VI.5.2.1 Les réactions à la base

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

$$V_x = \frac{0.3 \times 1.6 \times 1.1}{4} \times 142641.36 = 18828.66 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0.3 \times 1.6 \times 1.1}{4} \times 142641.36 = 18828.66 \text{ kN}$$

$$V_{t_x} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2}$$

$$V_{t_y} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2}$$

	Vt (KN)	80% V (KN)	Observation
Sens x	17792.3	15062.93	C.vérifiée
Sens y	19091.1	15062.93	C.vérifiée

Tab.VI.7Résultante des forces sismiques à la base de 2^{ème} modèle

VI.5.2.2 Vérification des déplacements latéraux inters étage

Niveau	δ_{ek} (x-x)	δ_{ek} (y-y)	δ_k (x-x)	δ_k (y-y)	Δ_k (x-x)	Δ_k (y-y)	hétage /100(cm)	Observation
RDC	0.95	0.75	3,8	3,0	3,8	3,0	6	C.V
1 ^{er}	2.48	1.95	9,9	7,8	6,1	4,8	6	C.N.V
2 ^{ème}	4.18	3.33	16,7	13,3	6,8	5,4	6	C.N.V
3 ^{ème}	6	4.68	24,0	18,7	7,3	5,5	6	C.N.V
4 ^{ème}	7.73	5.93	30,9	23,7	6,9	5,0	6	C.N.V

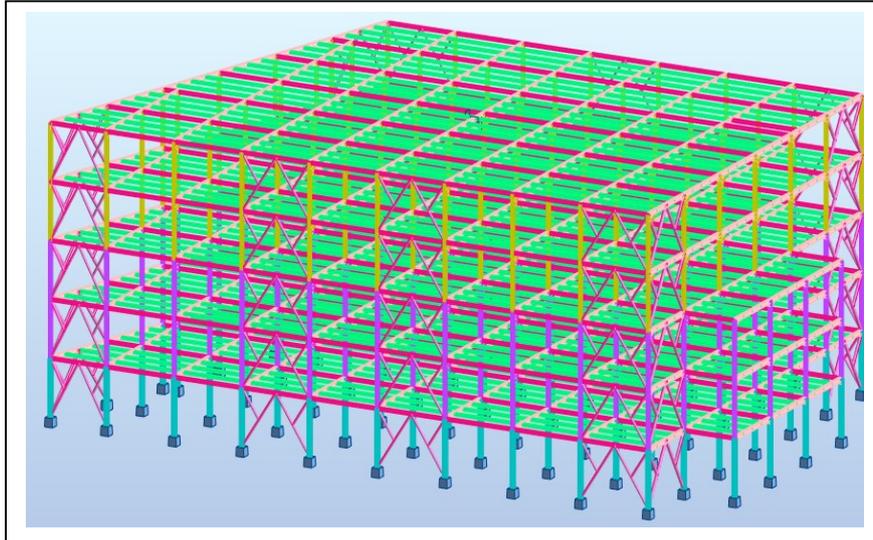
Tab.VI.8 Les déplacements inter étage de 2^{ème} modèle

VI.5.2.3 Constatations

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale par l'ajout plus des contreventements dans la structure dans le sens (x-x).

VI.5.3 3^{ème} modèle

D'après les essais on a choisi le modèle final qui vérifie les conditions suivantes



❖ **Caractéristiques dynamique propres du 3^{ème} modèle**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1.14s$
- Le poids de la structure : $W = 143128,67 \text{ kN}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- $T_{\text{empirique}} = 1.09 \text{ s}$ et $1,3T_{\text{empirique}} = 1,42 \text{ s}$

Donc

$$T_{\text{fondamentale}} < T_{\text{empirique}}$$

❖ **Pourcentage de participation de masse**

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,88	1,14	10,89	63,91	10,89	63,91
2	1,03	0,98	74,12	74,94	63,23	11,03
3	1,65	0,61	74,14	75,02	0,02	0,08
4	2,62	0,38	76,58	90,68	2,44	15,65
5	3,08	0,32	93,50	92,96	16,92	2,28

Tab.VI.9 Le pourcentage de participation de masse de 3^{ème} modèle

VI.5.3.1 Les réactions à la base

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

$$V_x = \frac{0.3 \times 1.49 \times 1.1}{4} \times 143128,67 = 18892,98 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0.3 \times 1.49 \times 1.1}{4} \times 143128,67 = 18892,98 \text{ kN}$$

$$V_{t_x} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2}$$

$$V_{t_y} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2}$$

	Vt (KN)	80% V (KN)	Observation
Sens x	20448.19	15114.39	C.vérifiée
Sens y	19710.07	15114.39	C.vérifiée

Tab.VI.10 Résultante des forces sismiques à la base de 3^{ème} modèle

VI.5.3.2 Vérification des déplacements latéraux inter étage

Niveau	δ_{ek} (x-x)	δ_{ek} (y-y)	δ_k (x-x)	δ_k (y-y)	Δ_k (x-x)	Δ_k (y-y)	hétage /100(cm)	Observation
RDC	0.65	0.78	2,6	3,1	2,6	3,1	6	C.V
1 ^{er}	1.625	2.025	6,5	8,1	4,0	5,0	6	C.V
2 ^{ème}	2.8	3.45	11,2	13,8	4,7	5,6	6	C.V
3 ^{ème}	4.05	4.875	16,2	19,5	5,0	5,7	6	C.V
4 ^{ème}	5.25	6.2	21,0	24,8	4,8	5,2	6	C.V

Tab.VI.11 Les déplacements inter étage de 3^{ème} modèle

VI.5.3.3 Constatations

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA99 version 2003[3].

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions au niveau de 5^{ème} mode, donc les 5 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Dans les trois premiers modes on a :

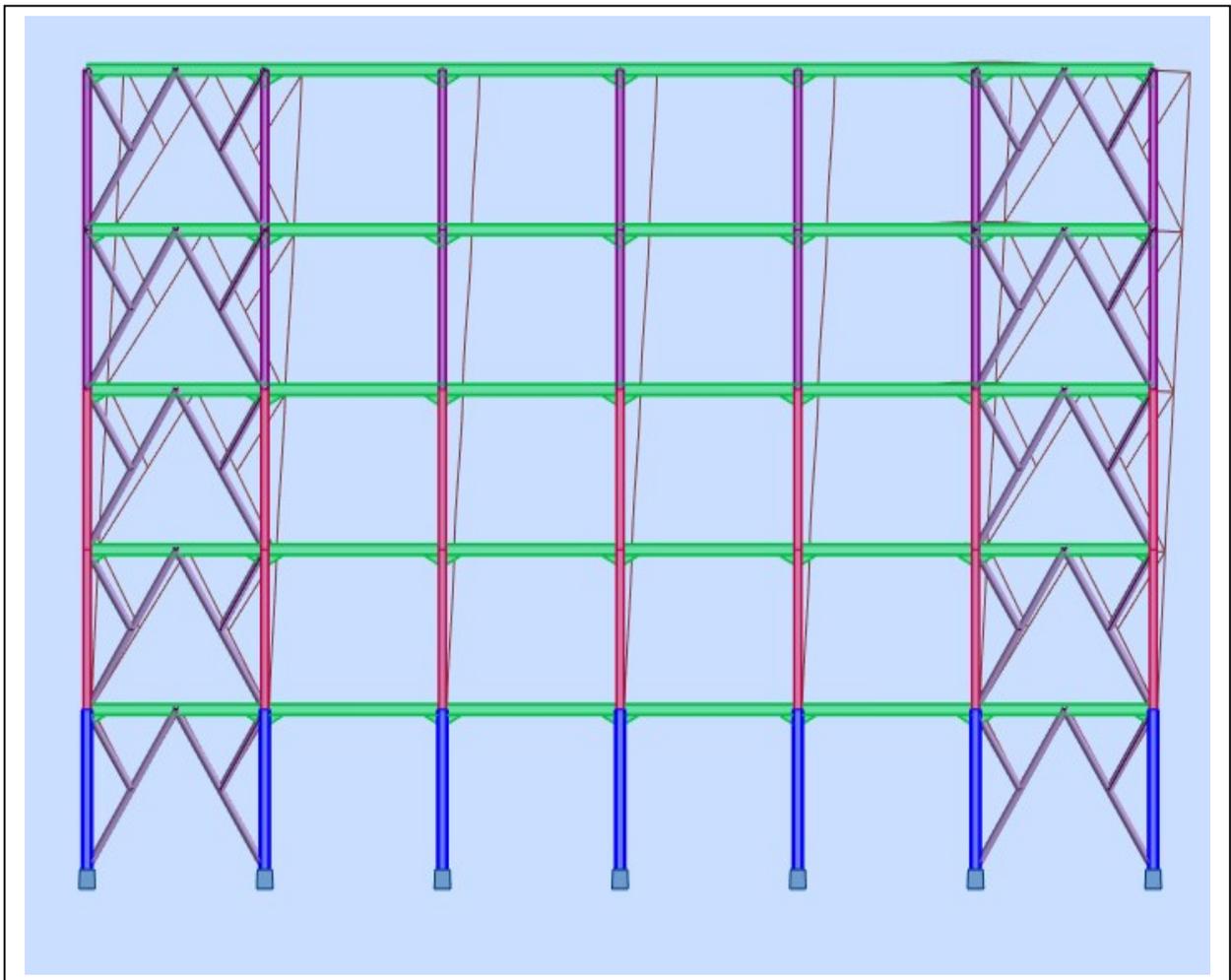
- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.

-Rotation pour le troisième mode.

VI.5.4 Déformés modaux

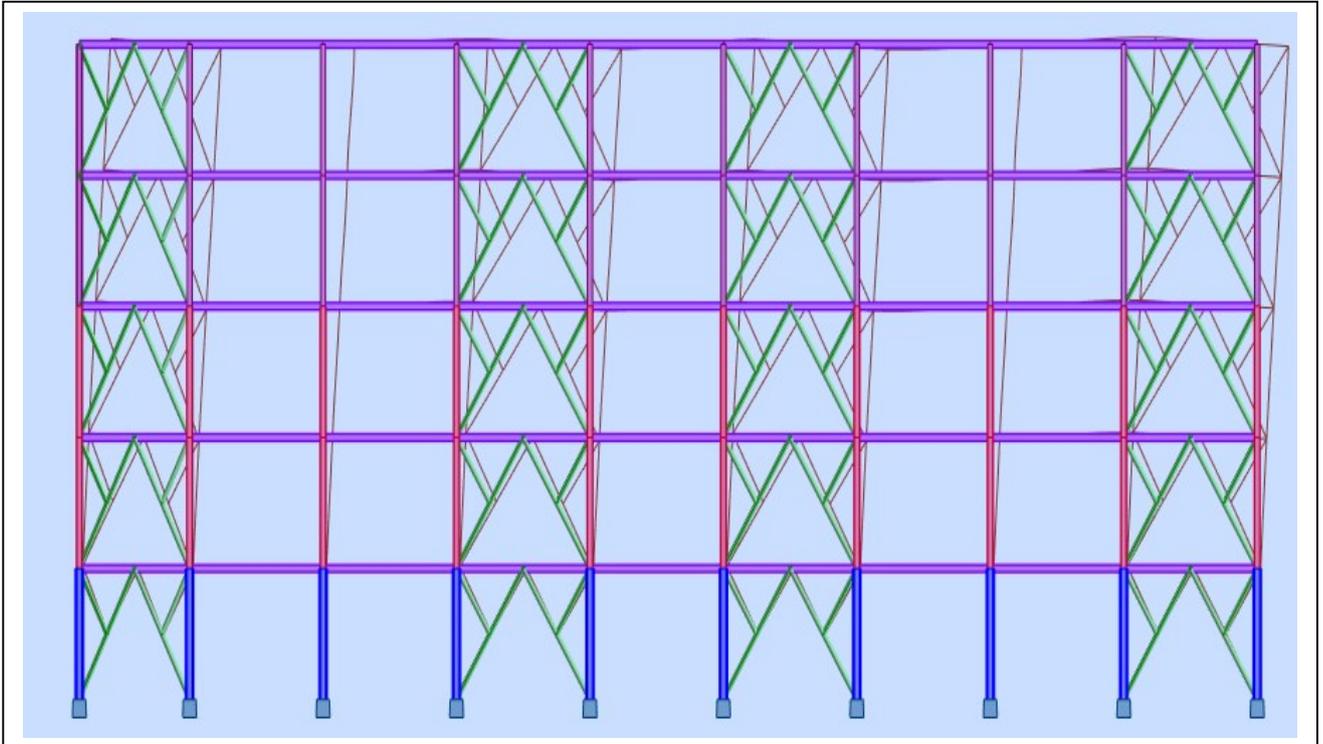
La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant Y-Y, période $T = 1.14s$, taux de participation de la masse 63.91%



Mode 1 : Translation suivant Y-Y

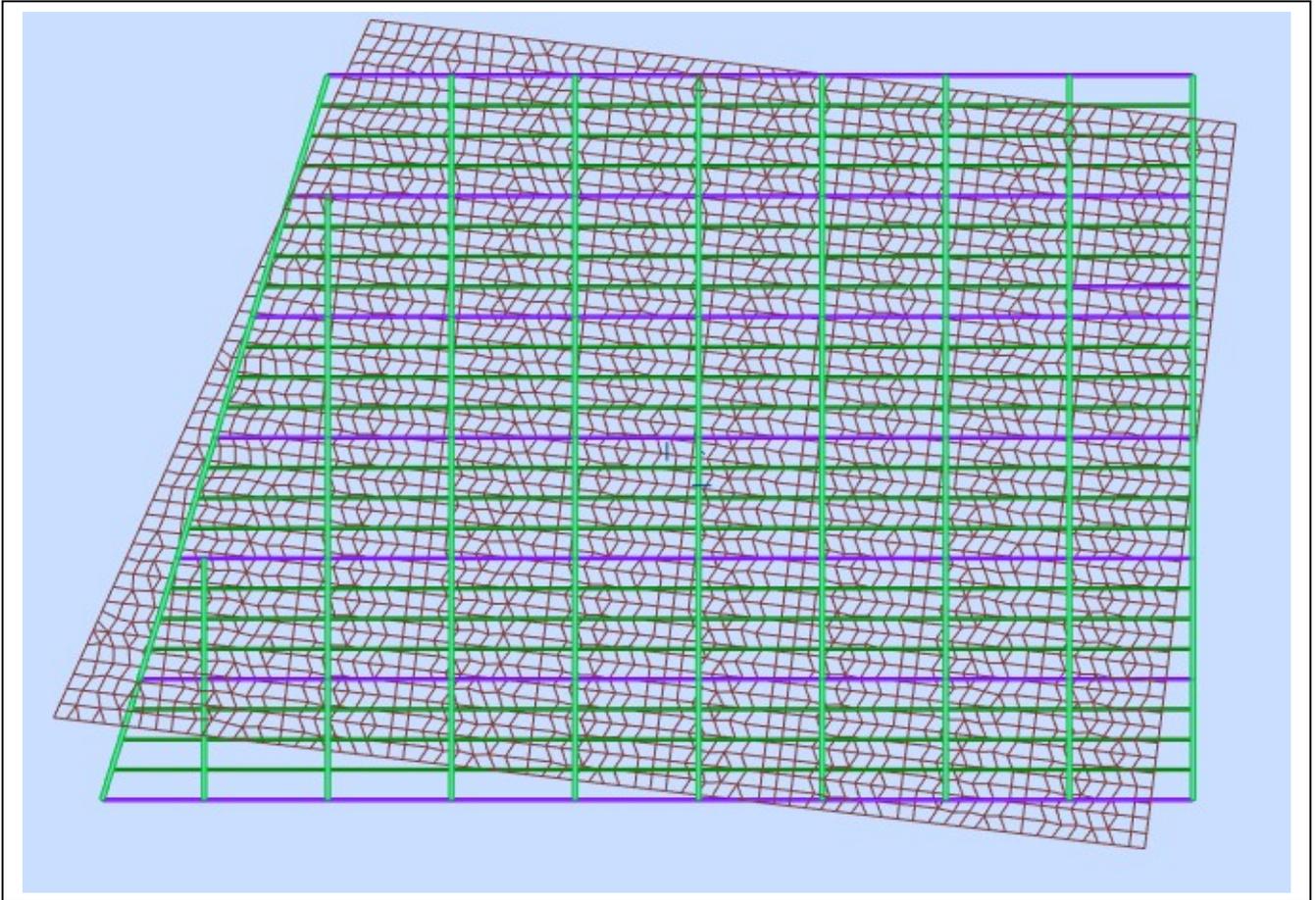
Mode 2 : Translation suivant X-X, période $T = 0.98s$, taux de participation de la masse 63.23%



Mode 2 : Translation suivant X-X

Chapitre VI **ETUDE DYNAMIQUE**

Mode 3 : Rotation, période $T = 0.61s$



Mode 3 : Rotation

VI.6 Vérification le coefficient de comportement R

Dans notre cas nous avons choisi comme un système de contreventement un système d'ossature contreventée par cadres ductiles et palées en V inversée

D'après le RPA99/version 2003(article B.10)[3] il faut vérifie que :

- Les palées de contreventement doit reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charge verticales
- Les cadres auto stable ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales

VI.6.1 Effort tranchant repris par les contreventements

Vérification le pourcentage des efforts à la base des contreventements par rapport la structure totale

Sens x :

Sens	Effort tranchant à la base des contreventements F_{cont} (kN)	Effort tranchant à la base totale F_{tot} (kN)	$\frac{F_{cont}}{F_{tot}} \times 100$
X-X	16692.99	18419.16	90.63
Y-Y	7256.52	8880.4	81.71

Tab.VI.12leefforts tranchant repris par les contreventements(x-x)

Sens Y

Sens	Effort tranchant à la base des contreventements F_{cont} (kN)	Effort tranchant à la base totale F_{tot} (kN)	$\frac{F_{cont}}{F_{tot}} \times 100$
X-X	9185.25	10099.78	90.95
Y-Y	13396.44	16925.83	79.15

Tab.VI.13leefforts tranchant repris par les contreventements (y-y)

VI.6.2 Effort tranchant repris par les cadres auto stable

Vérification le pourcentage des efforts à la base descadres auto stable par rapport la structure totale

Sens x :

Sens	Effort tranchant à la base des contreventements F_{cont} (kN)	Effort tranchant à la base totale F_{tot} (kN)	$\frac{F_{cont}}{F_{tot}} \times 100$
X-X	1726.17	18419.16	9.37
Y-Y	1623.88	8880.4	18.29

Tab.VI.14 Les effort tranchant repris par les cadres auto stable**Sens Y**

Sens	Effort tranchant à la base des contreventements F_{cont} (kN)	Effort tranchant à la base totale F_{tot} (kN)	$\frac{F_{cont}}{F_{tot}} \times 100$
X-X	914.53	10099.78	9.05
Y-Y	3529.40	16925.83	20.85

Tab.VI.15 Les effort tranchant repris par les cadres auto stable

Les conditions de l'article (10.B)[3] concernant les systèmes de contreventement mixtes sont vérifiés

VI.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet (P- Δ) est un effet du second ordre qui se produit pour chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ).

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Avec :

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 ».

Niveau	hk (cm)	Δ_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	θ
RDC	600	2,6	29639.39	18252,01	0.007
1 ^{er}	600	4,0	29263.99	16652,66	0.011
2 ^{eme}	600	4,7	29263.99	14249,83	0.016
3 ^{eme}	600	5,0	27388.51	11374,39	0.02
4 ^{eme}	600	4,8	30394.73	7482,76	0.03

Tab.VI.16 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x

Niveau	hk (cm)	Δ_k (cm)	P_k (kN)	V_k (kN)	θ
RDC	600	3,1	29639.39	16879,03	0.009
1 ^{er}	600	5,0	29263.99	15365,63	0.01
2 ^{eme}	600	5,6	29263.99	13080,24	0.02
3 ^{eme}	600	5,7	27388.51	10463,94	0.02
4 ^{eme}	600	5,2	30394.73	6911,32	0.04

Tab.VI.17 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y

On remarque que $\theta < 0.1$, donc les effets P- Δ peuvent être négligés dans les deux sens

VI.8 Conclusion

On peut dire que suivant le règlement parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Chapitre II ETUDE CLIMATIQUE

II.3. Etude thermique

1. Introduction

Lorsque la température d'un solide change, on observe généralement une variation de sa longueur (surface et volume également).

Une élévation de température produit ordinairement une dilatation (augmentation des dimensions du corps), tandis qu'une diminution de température entraîne une contraction (diminution des dimensions).

La dilatation thermique est un phénomène peu visible directement (par exemple entre un hiver à $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ et un été à $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$, la tour Eiffel ne s'allonge que de 17 cm).

En revanche, si l'on empêche cette expansion, il en résulte des contraintes mécaniques importantes pouvant conduire à la ruine du matériau.

Ce phénomène a pour effet de produire des déformations dans les structures. Si une pièce est libre, une variation de température produit un déplacement de l'extrémité libre. Par contre, si une pièce est fixée rigidement à ses deux extrémités, des contraintes apparaissent dans la pièce qui peut causer des dégâts considérables si l'on n'en tient pas compte.

2. L'objectif

L'objet de cette étude est l'analyse de l'influence du gradient thermique sur le dimensionnement d'une structure, elle est menée en utilisant un modèle numérique basé sur la méthode des éléments finis en modélisant différents types de structure où est intégré le chargement thermique.

Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence l'importance de la charge thermique appliquée à une structure.

II.3.1 Formule de dilatation thermique

a. Déformation axial d'une barre en raison de la variation de température

La dilatation des éléments porteurs (poteaux, poutres ou voiles), dus aux variations de la température crée des contraintes dans ces éléments.

Si on applique un gradient de température ΔT avec :

* ΔT : Est le gradient de température

* T_0 : Est la température d'origine (de montage)

* T : Est la température moyenne d'un élément, résultant des températures climatiques

Chapitre II ETUDE CLIMATIQUE

La variation de longueur ΔL est directement proportionnelle à L_0 et à la variation de température ΔT , ce qu'on peut exprimer sous la forme :

$$\delta = \Delta L = \alpha L_0 \Delta T$$

Si on écrit l'équation sous la forme :

$$L = L_0(1 + \alpha \Delta T)$$

On obtient alors la longueur totale de la tige à toute température.

Donc, la déformation thermique :

$$\varepsilon = \alpha(T - T_0)$$

α : Est le coefficient de dilatation thermique (propre au matériau) [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]

ΔT : variation de température (finale - initiale) [$^{\circ}\text{C}$]

La contrainte est évaluée par la loi de HOOKE qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E \times \alpha(T - T_0)$$

Avec :

L : variation de la longueur de l'élément.

L_0 : longueur de la poutre

σ : Contrainte thermique

E : module de YOUNG

On remarque que la variation de la température Δt a donné naissance à une contrainte σ sachant que les déplacements (allongements, rétrécissements) seront axiaux, la contrainte sera alors elle aussi axiale.

b. Convention de signe

La contrainte thermique produite par un accroissement de la température se traduit par une contrainte de traction ou de compression est cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta t > 0 \rightarrow \sigma \rightarrow$ qui se traduit par une traction

$\Delta t < 0 \rightarrow \sigma \leftarrow$ qui se traduit par une compression

II.3.2 Valeur du gradient de température à prendre en compte dans les calculs

Pour le cas des constructions métalliques en Algérie, et d'après le document technique réglementaire : "règle de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 »".

L'action de la variation de température climatique, à titre transitoire et à défaut de

Chapitre II ETUDE CLIMATIQUE

justification plus précise, pour les constructions situées à l'aire libre les variations uniformes de température sont présentes comme suite

En Algérie du nord : + 35 et -15 °C

Pour le proche moyen : + 45 et -20 °C

sud

Pour l'entraîne sud : + 50 et -30 °C

II.3.3 Méthode de calcul

Afin de quantifier les efforts induits par la température dans les différents éléments de la structure par rapport aux dimensions en plan, qui sont : $L_X = 64$ et $L_Y = 48$ m.

On prend comme une proposition les valeurs suivantes :

On propose comme une température initiale au moment de la réalisation de l'ouvrage

$$T_0 = 15^\circ\text{C}$$

On propose comme une température extrême de la zone (en BLIDA +45°C et -5°C)

$$\Delta t^+ = 45 - 15 = 30^\circ\text{C}$$

$$\Delta t^- = -5 - 15 = -20^\circ\text{C}$$

Un calcul à la température a été conduit sur la base de :

$$\Delta t^- = 20^\circ\text{C} ; \Delta t^+ = 30^\circ\text{C} ; \alpha = 11 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité, les plus exposées à la variation de température.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel Robot, en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

❖ Combinaisons des charges

$$1.35G + 1.5Q + 0.8T$$

$$1.35G + 1.3T + Q$$

$$G + Q + T$$

II.3.4 Résultats des déformations

En utilisant le logiciel ROBOT pour voir l'influence du gradient thermique sur le dimensionnement des éléments de notre structure.

Nous avons fait une comparaison entre les éléments avec et sans la charge thermique.

Les poutres sont les plus vulnérables à l'effet thermique donc nous avons appliqué la charge thermique seulement sur les poutres de l'extrémité.

a. Les poutres principales

Le ratio de la poutre sans l'effet thermique

Chapitre II ETUDE CLIMATIQUE

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
4019	OK HEA 450	ACIER E36	38.83	109.55	0.20	9 1.35G+1.5Q

Le ratio de la poutre avec l'effet thermique

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
4019	OK HEA 450	ACIER E36	38.83	109.55	0.42	28 1.35G+1.3T+Q

b. Les poutres secondaires

Le ratio de la poutre sans l'effet thermique

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
3662	OK IPE 330	ACIER E36	58.36	225.48	0.24	9 1.35G+1.5Q

Le ratio de la poutre avec l'effet thermique

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
3662	OK IPE 330	ACIER E36	58.36	225.48	0.46	28 1.35G+1.3T+Q

Nous avons remarqué que les poutres avec l'effet thermique fonctionnent plus que les poutres sans l'effet thermique

c. Conclusion

Les résultats obtenus permettent de conclure que l'étude thermique des structures métalliques est d'une grande importance en ce qui concerne la résistance des éléments à l'effet thermique.

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

VII. Vérifications des éléments

VII.1. Introduction

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

VII.2. Vérification de la poutre principale HEA450

La longueur de la poutre : $L = 8\text{m}$.

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison : $1.35G+1.5Q$.

$$V_{sd} = 481.09\text{kN}$$

$$M_{sd} = -724.69\text{kN.m}$$

La résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd}$$

$$M_{sd} = 724.69\text{kN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl.rd} = 1037.89\text{kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

Cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 481.09\text{kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.rd} = 1225.66\text{kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

Interaction moment fléchissant et effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 481.09\text{kN} \leq 0.5 \times V_{pl.rd} = 612.83\text{kN} \text{ Vérifié}$$

La flèche :

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\max} = 6 \text{ mm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$F_{\max} = 6 \text{ mm} \leq 32 \text{ mm} \text{ vérifié}$$

Vérification au déversement

Les éléments poutres de la structure doivent être vérifiés au déversement et pour cela ils doivent vérifier la formule suivante :

Il faut vérifier que $M_{\text{sd}} < M_{\text{b, rd}}$

$$M_{\text{b Rd}} = \frac{\chi \times \beta_w \times W_{\text{pl}} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec

$$\beta_w = 1 \text{ (Section de classé)}$$

$$W_{\text{pl,y}} = 3216 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

χ_{LT} : est le coefficient de réduction de déversement

$$\phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon = 76.07$$

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/i_z}{\sqrt{C_1 \left[\left[\frac{K}{K_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}}$$

$K=0.5$ (bi-encasté)

$K_w=0.5$ (les raidisseurs empêcher le gauchissement de l'appui)

$$C_1 = 0.712$$

$$\lambda_{LT} = 60.41$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.8 > 0.4$$

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

$$\phi_{LT} = 0.883$$

$$\chi_{LT} = 0.796$$

$$M_{sd} = 724.69 \text{ kN.m} < M_{b,rd} = 826.16 \text{ kN.m} \text{ vérifié}$$

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 24 PP_24
0.00 L = 0.00 m

POINT:

COORDONNEE: x =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5Q (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E36 $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



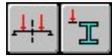
PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

h=88.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.00 cm ²	Az=96.37 cm ²	Ax=289.21 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=294185.40 cm ⁴	Iz=14195.64 cm ⁴	Ix=354.01 cm ⁴
tf=2.1 cm	Wely=6581.90 cm ³	Welz=946.38 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.00 kN	My,Ed = -724.69 kN*m	Mz,Ed = 0.00
kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN	
Nc,Rd = 10267.13 kN	My,el,Rd = 2336.57 kN*m	Mz,el,Rd = 335.96
kN*m	Vy,T,Rd = 2576.91 kN	
Nb,Rd = 10267.13 kN	My,c,Rd = 2336.57 kN*m	Mz,c,Rd = 335.96
kN*m	Vz,Ed = 481.09 kN	Vz,T,Rd =
1972.86 kN		
	Mb,Rd = 1180.02 kN*m	Tt,Ed = 0.12
kN*m		
		Classe de la
section = 1		

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 2470.23 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT - d	$XLT = 0.48$
$L_{cr,low} = 4.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.97$	$f_{i,LT} = 1.27$	$XLT_{mod} = 0.51$
		$k_{zz} = 1.00$	

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,Ed} + \tau_{tz,Ed})^2} / (f_y / \gamma_{M0}) = 0.38 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.24 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed} / (XLT \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1}) = 0.61 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \max} = L/250.00 = 3.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 11 \text{ G+Q } (1+2+3) \cdot 1.00$$

$$u_z = 0.6 \text{ cm} < u_{z \max} = L/250.00 = 3.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 12 \text{ G+Q+N } (1+2+3+5) \cdot 1.00$$

$$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst},\max,y} = L/250.00 = 3.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

$$\text{Cas de charge décisif: } 1 \cdot 3$$

$$u_{\text{inst},z} = 0.3 \text{ cm} < u_{\text{inst},\max,z} = L/250.00 = 3.2 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Profil correct !!!

VII.3. Vérification de la Solive IPE 330

La longueur de la poutre $L = 8 \text{ m}$

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison : $1.35G + 1.5Q$.

$$V_{sd} = 38,93 \text{ kN.}$$

$$M_{sd} = -37,94 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La résistance

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

$$M_{sd} = -37.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl.rd} = 259.57 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

Cisaillement

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 38.93 \text{ kN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl.rd} = 574.07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl.rd} \text{ Vérifié}$$

Interaction moment fléchissant et effort tranchant

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl.rd}$$

$$V_{sd} = 38.93 \text{ kN} \leq 0.5 \times V_{pl.rd} = 287.03 \text{ kN} \text{ Vérifié}$$

La flèche

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\max} = 9 \text{ mm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$F_{\max} = 9 \text{ mm} \leq 32 \text{ mm} \text{ vérifié}$$

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 3180 SOLIVE_3180

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.90

L = 8.84 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5Q (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E36 $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS



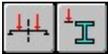
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 330

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=28.28 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=804.33 cm ³	Wplz=153.68 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

My,Ed = -37.94 kN*m	Vz,Ed = 38.93 kN
My,pl,Rd = 285.54 kN*m	Vz,T,Rd = 631.24 kN
My,c,Rd = 285.54 kN*m	Tt,Ed = 0.01 kN*m
Mb,Rd = 63.67 kN*m	Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 63.67 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.22
Lcr,low=9.83 m	Lam_LT = 2.12	fi,LT = 2.74	XLT,mod = 0.22

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

My,Ed/My,c,Rd = 0.13 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.06 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3))*gM0) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed/Mb,Rd = 0.60 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 3.9 cm	Vérfié
Cas de charge décisif: 12 G+Q+N (1+2+3+5)*1.00	
uz = 0.9 cm < uz max = L/250.00 = 3.9 cm	Vérfié
Cas de charge décisif: 12 G+Q+N (1+2+3+5)*1.00	
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 3.9 cm	Vérfié
Cas de charge décisif: 1*3 + 1*5	
u inst,z = 0.5 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 3.9 cm	Vérfié

Profil correct !!!

VII.4. Vérification des contrevêtements CIRC323.9×25

VII.4.1 Introduction

Les stabilités ont pour fonctions principales de reprendre et transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant un ouvrage.

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

L'importance des stabilités est très grande, elles représentent le facteur principal de la sécurité d'un ouvrage dans le sens longitudinale et le sens transversal.

VII.4.2 Les palées de stabilités

Les type des palées utilisées dans cette étude sont triangulées en V, sont autorisés par le règlement parasismique algérien RPA99/version2003.dans ce type des palées, 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.

VII.4.2.1 Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{sd}=4363.66\text{KN}$

$$\text{Il faut vérifie que } N_{sd} < \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = 235 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$N_{sd} = 4363.66\text{KN} < \frac{235 \times 10^2 \cdot 355}{1.1} = 7584.09\text{KN} \text{ vérifie}$$

VII.4.2.2 Vérification au flambement

$$L_f = L_0 = 3.61\text{m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_f y}{i_y} = \frac{3610}{106}$$

$$\lambda_y = 34.06$$

$L_f(\text{m})$	λ_y	$\bar{\lambda}_y$	α	φ	χ	β
3.61	34.06	0.45	0.21	0.63	0.94	1

TabVII.1les valeurs de flambement

$$N_{sd} \leq \chi \cdot \beta \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{sd} = 4363.66\text{KN} < 7129.045\text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 8124 ST-V_8124

POINT: 2

COORDONNEE: x = 0.08

L = 0.60 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 23 G+Q+1.25Ey (1+2+3)*1.00+8*1.25

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

MATERIAU :

ACIER E36 $f_y = 355.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 323.9x25

$h=32.4 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
	$A_y=149.61 \text{ cm}^2$	$A_z=149.61 \text{ cm}^2$	$A_x=235.00 \text{ cm}^2$
$tw=2.5 \text{ cm}$	$I_y=26400.00 \text{ cm}^4$	$I_z=26400.00 \text{ cm}^4$	$I_x=52800.00 \text{ cm}^4$
	$W_{ply}=2238.74 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=2238.74 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 4363.66 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -2.29 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.31 \text{ kN*m}$	$V_{y,Ed} = 0.52 \text{ kN}$
$N_{c,Rd} = 8342.50 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = -19.20 \text{ kN*m}$		$M_{z,Ed,max} = 1.87$
kN*m	$V_{y,c,Rd} = 3066.31 \text{ kN}$		
$N_{b,Rd} = 7845.93 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 794.75 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 794.75 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 10.49 \text{ kN}$
	$MN_{,y,Rd} = 530.65 \text{ kN*m}$	$MN_{,z,Rd} = 530.65 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 3066.31 \text{ kN}$
			Classe de la section =

1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.61 \text{ m}$	$Lam_y = 0.45$
$L_{cr,y} = 3.61 \text{ m}$	$X_y = 0.94$
$L_{amy} = 34.02$	$k_{yy} = 0.89$



en z:

$L_z = 3.61 \text{ m}$	$Lam_z = 0.45$
$L_{cr,z} = 3.61 \text{ m}$	$X_z = 0.94$
$L_{amz} = 34.02$	$k_{yz} = 0.52$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.52 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{2.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 34.02 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 34.02 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.58 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.57 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

VII.5. Vérification des poteaux

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

VII.5.1 Hypothèse de calcul

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

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

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M.y} - 4) + \left(\frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}} \right) ; \mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} ; K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M.z} - 4) + \left(\frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.z}} \right) ; \mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\beta_{M.y}$ et $\beta_{M.z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

NB : Selon le CCM97 « article 5.2.5.3 » une ossature métallique peut être classé comme contreventé si le système de contreventement réduit ses déplacement horizontale d'au moins 80%. Dans ce cas Le calcul de longueur de flambement se fait par la méthode des nœuds fixe.

VII.5.2. Poteau du RDC (2HEB 500)

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sous la combinaison :

G+Q+Ey.

H = 6m.

$N_{max} = 6779,18$ kN.

$M_y = 6,11$ kN.m.

$M_z = 153,48$ kN.m

$V_y = 31,75$ kN

$V_z = -29,28$ kN

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

VII.5.2.1 Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_z et M_y .

La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

❖ Sens y-y :

$$K_{11}(\text{HEB450}) = \frac{I_y}{L} = \frac{63720 \times 10^4}{8000} = 79.65 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{12}(\text{HEB450}) = \frac{I_y}{L} = \frac{63720 \times 10^4}{8000} = 79.65 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_c(2\text{HEB500}) = \frac{I_y}{L} = \frac{119799.34 \times 10^4}{6000} = 199.66 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$K_{c1}(2\text{HEB360}) = \frac{I_y}{L} = \frac{53334.42 \times 10^4}{6000} = 88.89 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

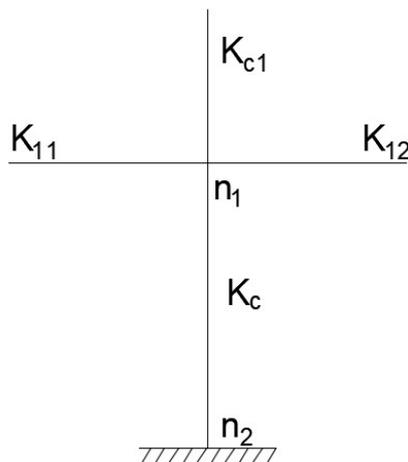
Avec :

K_{11} et K_{12} : Rigidité des poutres.

K_c : Rigidité du poteau considéré.

K_{c1} : Rigidité du

poteau supérieure.



a- Calcul de n_1 et n_2

n_i : Facteur de distribution pour poteaux continus

$$n_i = \frac{K_c + K_{ci}}{K_c + K_{ci} + K_{b11} + K_{b12}}$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_b} = 0.64$$

$$n_2 = 0 \text{ (encasement)}$$

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

b- Détermination de la longueur de flambement

$$\frac{L_{fy}}{H} = 0.5 + 0.14(n_1 + n_2) - 0.055(n_1 \cdot n_2)^2 \rightarrow L_{fy} = 3.576 \text{ m}$$

c- Calcul de λ_y :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3576}{159}$$

$$\lambda_y = 22.49$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

Avec : $\lambda_1 = 93.9e$

$$e = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.29 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

d- Choix de la courbe de flambement

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{500}{500} = 1 \\ \text{Courbe de flambement } \alpha \rightarrow \\ t_f = 28 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$L_{fy}(m)$	λ_y	$\bar{\lambda}_y$	α	φ	χ	β
3.576	22.49	0.29	0.34	0.557	0.843	1

TabVII.2 les valeurs de flambement

❖ Sens z-z :

$$L_{fz} = 0.7L_0$$

$$L_{fz} = 4.2 \text{ m}$$

a- Calcul de λ_z :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{4200}{159}$$

$$\lambda_z = 26.42$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec : $\lambda_1 = 93.9e$

$$e = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.35 > 0.2 \text{ il y a un risque de flambement}$$

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

b- Choix de la courbe de flambement

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{500}{500} = 1 \\ t_f = 28 \text{ mm} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Courbe de flambement b}$$

$L_{fi}(m)$	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	α	φ	χ	β
4.2	26.42	0.35	0.34	0.587	0.787	1

$$\chi_{\min} = \min(0.787; 0.843) = 0.787$$

c- Calcul de K_y

β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7\mathbf{y}$$

$$\mathbf{y} = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-328.37}{338.28} = -0.97 \cong -1$$

$$\beta_{My} = 2.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right)$$

$$\mu_y = 0.29(2 \times 2.5 - 4) + \left(\frac{6102.78 - 4791.97}{4791.97} \right)$$

$$\mu_y = 0.56$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A \times f_y} = 0.73$$

d- Calcul de K_z

β_{Mz} : facteur de moment uniforme équivalent

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7\mathbf{y}$$

$$\mathbf{y} = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-143.51}{153.48} = -0.94$$

$$\beta_{Mz} = 2.458$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\mu_z = 0.35(2 \times 2.458 - 4) + \left(\frac{6102.78 - 4791.97}{4791.97} \right)$$

$$\mu_z = 0.59$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{\chi_z \times A \times f_y} = 0.70$$

$$N_{sd} = 6779.18 \text{ kN}$$

$$M_{sdy} = 6, 11 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdz} = 153, 48 \text{ kN.m}$$

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 475.17 \times 10^2 \times 355 = 16868.535 \text{ kN}$$

$$M_{ply} = M_{plz} = W_{pl} \times f_y = 6102.78 \times 10^3 \times 355 = 2166.49 \text{ kN.m}$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{M_{ply}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{M_{plz}} = 0.50 \leq 1 \text{ Vérifié}$$

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2696 poteau cm RDC _2696 POINT:

COORDONNEE: x = 0.00

L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 G+Q+Ex (1+2+3+7)*1.00

MATERIAU:

ACIER E36 $f_y = 355.00 \text{ MPa}$

PARAMETRES DE LA SECTION: HEF 500x500x500

h=50.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=50.0 cm	Ay=203.29 cm ²	Az=201.32 cm ²	Ax=475.17 cm ²
tw=0.0 cm	Iy=119799.34 cm ⁴	Iz=119799.34 cm ⁴	Ix=1153.54 cm ⁴
tf=0.0 cm	Wply=6102.78 cm ³	Wplz=6102.78 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 6779.18 kN	My _{Ed} = 6.11 kN*m	Mz _{Ed} = 153.48 kN*m	Vy _{Ed} = 31.75 kN
N _{c,Rd} = 16868.64 kN	My _{Ed,max} = -260.72 kN*m		Mz _{Ed,max} = 153.48 kN*m
	Vy _{T,Rd} = 4166.57 kN		
N _{b,Rd} = 16513.13 kN	My _{c,Rd} = 2166.49 kN*m	Mz _{c,Rd} = 2166.49 kN*m	Vz _{Ed} = -29.28 kN
	MN _{y,Rd} = 1816.58 kN*m	MN _{z,Rd} = 1816.58 kN*m	Vz _{T,Rd} = 4126.26 kN
			Tt _{Ed} = 0.00 kN*m
			Classe de la section =

1



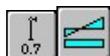
PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 6.00 m	Lam _y = 0.34
Lcr,y = 4.10 m	Xy = 0.98
Lamy = 25.82	kyy = 0.69



en z:

Lz = 6.00 m	Lam _z = 0.35
Lcr,z = 4.20 m	Xz = 0.98
Lamz = 26.45	kyz = 0.43

Chapitre VII VERIFICATIONS DES ELEMENTS

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.40 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2 = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 25.82 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 26.45 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{y} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.52 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{z} \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 11 G+Q (1+2+3)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 12 G+Q+N (1+2+3+5)*1.00

Profil correct !!!

VIII. Les assemblages

VIII.1. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

Les assemblages représentent ainsi une composante essentielle de toute structure et méritent de ce fait une attention particulière. Ils concernent les éléments structuraux (poteaux ; poutres ; diagonales de contreventement...)

VIII.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

❖ Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site.

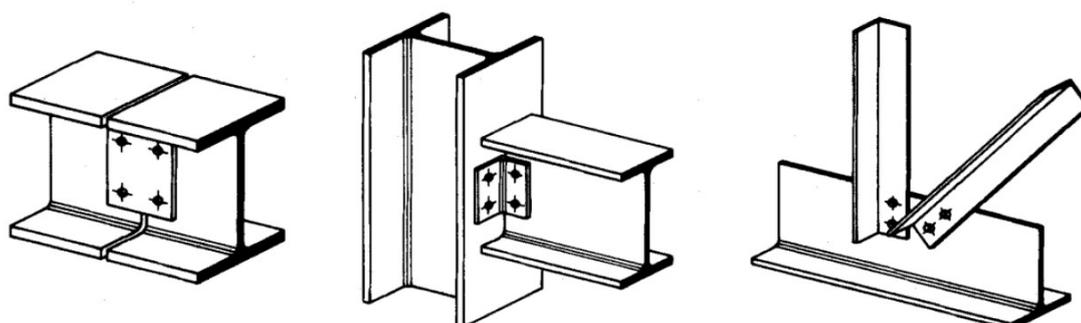


Fig.VIII.1 Les assemblages boulonnés

❖ Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs.

Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

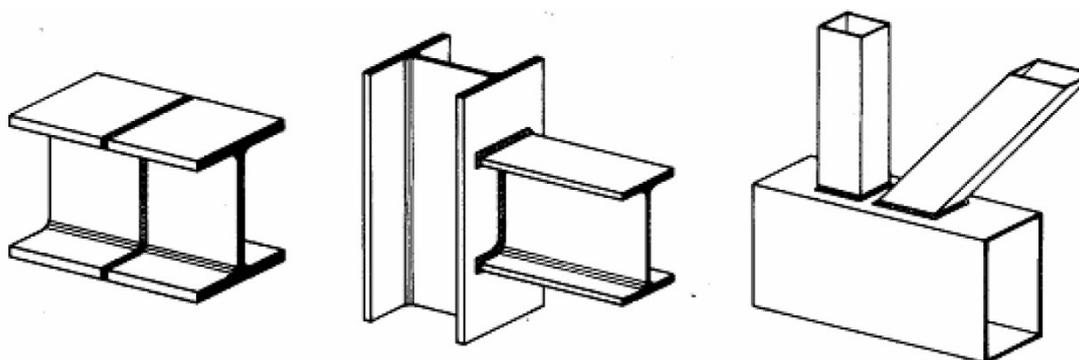


Fig.VIII.2 Les assemblages soudés

❖ **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas, la transmission des efforts s’opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

❖ **Coefficients partiels de sécurité :**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{mb}= 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{mb}= 1$

VIII.3. Calcul d’assemblages

VIII.3.1 Assemblage poutre principale - solive

Les solives sont articulées aux poutres principales par des cornières d'attache l'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$V_{sd} = -36.91 \text{ kN}$

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de **classe 4.8** et de **diamètre M16** caractérisé par :

d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)	f _{ub} (MPa)	f _{yb} (MPa)
16	18	201	157	400	320

Tab.VIII.1 les caractéristiques de boulon ordinaire M16

On choisit une double cornière de (L100×100×10)

1- Disposition constructive des boulons

$1.2d_0 < e_1 < \max(12t \text{ ou } 150\text{mm})$

$21.6 < e_1 < \max(120 \text{ ou } 150\text{mm}) = 150$

On prend $e_1 = 35\text{mm}$

$2.2d_0 < p_1 < \max(14t \text{ ou } 200\text{mm})$

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

$$39.6 < p_1 < \max(140 \text{ ou } 200\text{mm}) = 200$$

On prend $p_1 = 60\text{mm}$

2- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} < F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nbr} = \frac{37.55}{2} = 18.775 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{MB}} = \frac{0.6 \times 400 \times 201}{1.25} = 38.6 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 18.775 \text{ kN} < F_{v,rd} = 38.6 \text{ kN}$$

Donc la condition est vérifiée

3- Vérification de la pression diamétrale

On a une cornières **100x100x10**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} < F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{MB}$$

Avec :

$$t = t_{\text{cor}} = 10\text{mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.65$$

$$F_{b,rd} = 106.08 \text{ kN} > F_{v,sd} = 18.775 \text{ kN}$$

Donc la condition est vérifiée

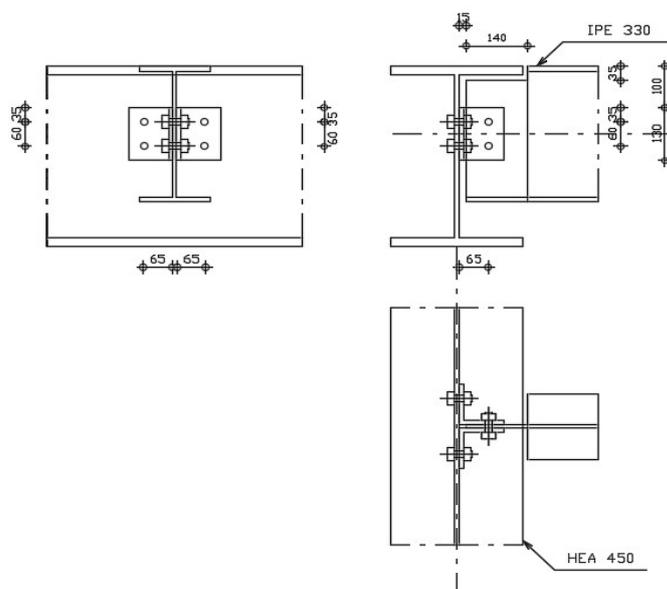


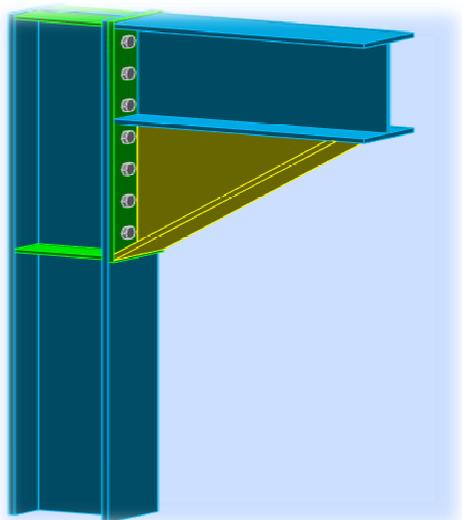
Fig.VIII.3 Schéma d'assemblage solive poutre

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

VIII.3.2 Assemblage poteau-poutre (HEB 360 - HEA 450)

Ce sont des assemblages rigide qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre. Les boulons à utilisés peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.

Cette assemblage est réalisé avec des boulons HR de **classe 10.9** et de **diamètre M30** caractérisé par : $d=30\text{mm}$; $d_0=33\text{mm}$



1- Disposition constructive des boulons

Pour le poteau HEB360

$$1.2d_0 < e_1 < \max(12t \text{ ou } 150\text{mm})$$

$$2.2d_0 < p_1 < \min(14t \text{ ou } 200\text{mm})$$

$$3d_0 < p_2 < \min(14t \text{ ou } 200\text{mm})$$

$$1.5d_0 < e_2 < \max(12t \text{ ou } 150\text{mm})$$

On prend

$$32.4 < e_1 = 69\text{mm} < 270$$

$$59.4 < p_1 = 140\text{mm} < 200$$

$$81 < p_2 = 150\text{mm} < 200$$

$$40.5 < e_2 = 75\text{mm} < 270$$

La platine : On prend une platine de (1060 ; 300 ; 20)

Vérification de la résistance

$$M_{sd} = 668.97\text{kN.m}$$

$$V_{sd} = 365.36\text{kN}$$

VIII.3.2.1 Vérification des boulons

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$$

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times n_f \times \mu (F_{pcd} - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{Ms}}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{N_b}; F_{t,sd} = F_{M1};$$

1- Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \times d_1}{n_f \times \sum d_i^2}$$

$$d_1 = 339.5 \text{ mm}; d_2 = 199.5 \text{ mm}; d_3 = 59.5 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 358202.25 \text{ mm}^2$$

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \times d_1}{n_f \times \sum d_i^2} = 317.02 \text{ kN}$$

$$F_{M1} = 317.02 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{N_b} = \frac{446.16}{14} = 31.87 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 31.87 \text{ kN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times n_f \times \mu (F_{pcd} - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{Ms}}$$

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times n_f \times \mu (F_{pcd} - 0.8 F_{tsd})}{\gamma_{Ms}}$$

$$F_{pcd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s = 561 \text{ mm}^2$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$$

$$F_{pcd} = 392.7 \text{ kN}$$

$$K_s = 1 \text{ (trou nominal)}$$

$$n_f = 2 \text{ (nombre des lignes des boulons)}$$

$$\mu = 0.3$$

coefficients	Trou nominal	Trou surdimensionné	Trou oblong
K _s	1	0.85	0.7
γ _{Ms,ser} ELS	1.20	1.20	1.25
γ _{Ms,ult} ELU	1.10	1.25	1.25

Tab.VIII.2 les coefficients en fonction des trous

Classe de surface	μ coefficient de frottement	Etat de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

Tab.VIII.3 Etat de surface en fonction de la classe de surface et μ

$F_{s,rd} = 59.15kN$

Donc :

$F_{v,sd} = 31.87kN < F_{s,rd} = 59.15kN$ vérifiée

VIII.3.2.2 Vérification de la soudure

On prend : $a_s = 20mm$; S235

a- Vérification de résistance M et N

Il faut vérifier que :

$$\sqrt{2} \left[\frac{N}{\sum l_i a_i} \pm \frac{M}{I_s} V_{max} \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \gamma_{Mw}}$$

$V_{max} = \frac{h}{2} = 220mm$

$I_{ys} = 2l_1 \times a_s \times d_1^2 + 4 l_2 \times a_s \times d_2^2$

$l_1 = bf = 300mm$

$l_2 = \frac{b_f - t_w}{2} = 14.25mm$

$l_3 = h - 2t_f - 2a_s = 358mm$

$d_1 = \frac{h+a}{2} = 230mm$

$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 189mm$

$I_{ys} = 104702.034 \times 10^4 mm$

Donc:

$198.79MPa < 360 MPa$ vérifiée

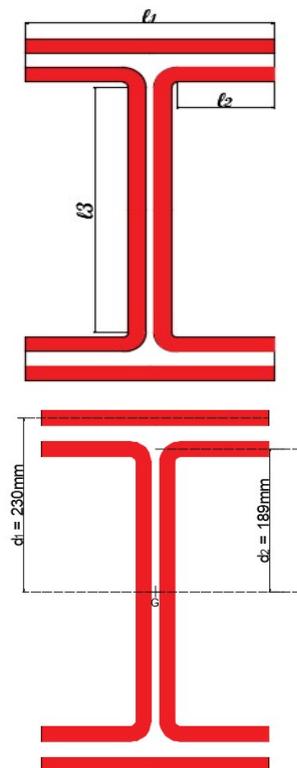


Fig.VIII.4 schéma de la soudure

b- Vérification de résistance V et N

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

Il faut vérifier que :

$$\sqrt{2 \left[\left(\frac{N}{\sum l_i a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V}{2l_3 a_s} \right)^2 \right]} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \gamma_{Mw}}$$

53.96MPa < 36MPa vérifie

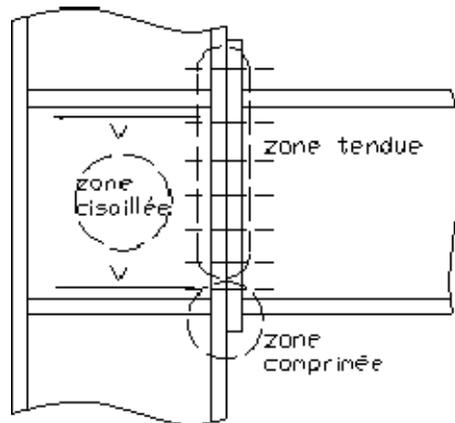


Fig.VIII.5 schéma des zones faibles

VIII.3.2.3 Vérification la zone tendue du poteau

On doit vérifier que :

$$F_T = \frac{M}{h - t_{fb}} \leq F_{t,wc}$$

$F_{t,wc}$: résistance de l'âme du poteau tendue transversalement

$$F_{t,wc} = \frac{f_{y,cw} \cdot t_w \cdot b_{eff,wc}}{\gamma_{m0}}$$

$b_{eff,wc}$: Largeur effective est égale à l'entre axe des rangées des boulons.

$$b_{eff,wc} = 150mm$$

$$F_{t,wc} = 605.11kN$$

$$F_T = \frac{668.97 \cdot 10^6}{440 - 2} = 1596.58kN > F_{t,wc} = 605.11kN$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il faut ajoute des raidisseurs pour augmenter la résistance de l'âme de Poteau.

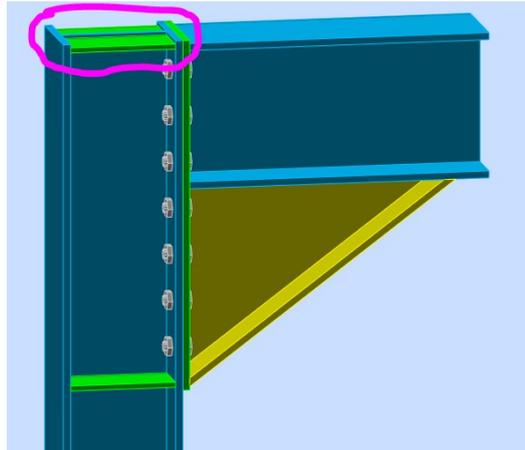


Fig.VIII.6 Raidisseur de la zone tendue

VIII.3.2.4 Vérification la zone comprimé du poteau

On doit vérifier que :

$$F_c = \frac{M}{h-t_{fb}} \leq F_{c,wc}$$

$$F_{c,wc} = f_y \times t_{wc} (1.25 - 0.5 \gamma_{m0} \times \frac{\delta_n}{f_y}) \times \frac{b'_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

δ_n : contrainte normale de compression dans l'âme de poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant

$$\delta_n = \frac{Nsd}{A} + \frac{Msd}{w} = \frac{2066.9 \times 10^3}{180.6 \times 10^2} + \frac{17.12 \times 10^6}{2683 \times 10^3} = 177.85 \text{ MPa}$$

$$b'_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) = 299 \text{ mm}$$

$$F_{c,wc} = 1158.8 \text{ kN}$$

$$F_T = \frac{668.97 \times 10^6}{440 - 21} = 1596.6 \text{ kN} > F_{c,wc} = 1158.8 \text{ kN}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il faut ajoute des raidisseurs pour augmenter la résistance de l'âme de Poteau.

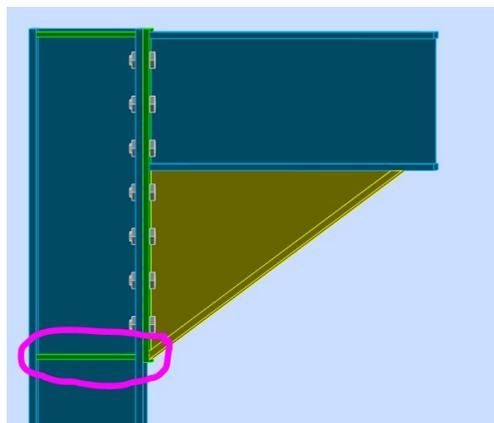


Fig.VIII.7 Raidisseur de la zone comprimé

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

VIII.3.2.5 Vérification la zone comprimé du poteau

On doit vérifier que :

$$F_t \text{ ou } F_c \leq \frac{0.9 f_{yc} A_{vc}}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = 6060 \text{ mm}^2$$

$$F_T = 1596.6 \text{ kN} > 1117.8 \text{ kN}$$

Il faut ajoute une plaque soudée pour augmente la rigidité de l'âme

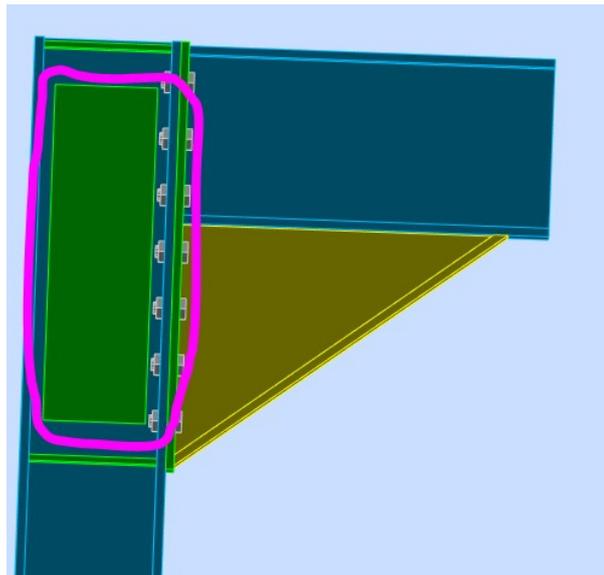


Fig.VIII.8 Raidisseur de la zone cisailé

VIII.3.3 Assemblage poutre secondaire poteau

$$V_{sd} = -36.91 \text{ kN}$$

Cette assemblage est réalisé avec des boulons ordinaire de **classe 4.8** et de **diamètre**

M16 caractérisé par :

d (mm)	d ₀ (mm)	A (mm ²)	A _s (mm ²)	f _{ub} (MPa)	f _{yb} (MPa)
16	18	201	157	400	320

Tab.VIII.1 les caractéristiques de boulon ordinaire M16

On choisit une double cornière de (L100×100×10)

1- Disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 < e_1 < \max(12t \text{ ou } 150\text{mm})$$

$$21.6 < e_1 < \max(120 \text{ ou } 150\text{mm}) = 150$$

On prend $e_1 = 35\text{mm}$

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

$$2.2d_0 < p_1 < \max(14t \text{ ou } 200\text{mm})$$

$$39.6 < p_1 < \max(140 \text{ ou } 200\text{mm}) = 200$$

On prend $p_1 = 60\text{mm}$

2- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} < F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nbr} = \frac{68.79}{4} = 17.2 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{MB}} = \frac{0.6 \times 400 \times 201}{1.25} = 38.6 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 17.19 \text{ kN} < F_{v,rd} = 38.6 \text{ kN}$$

Donc la condition est vérifiée

3- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} < F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t / \gamma_{MB}$$

Avec :

$$t = t_{cor} = 10\text{mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.65$$

$$F_{b,rd} = 106.08 \text{ kN} > F_{v,sd} = 17.19 \text{ kN}$$

Donc la condition est vérifiée

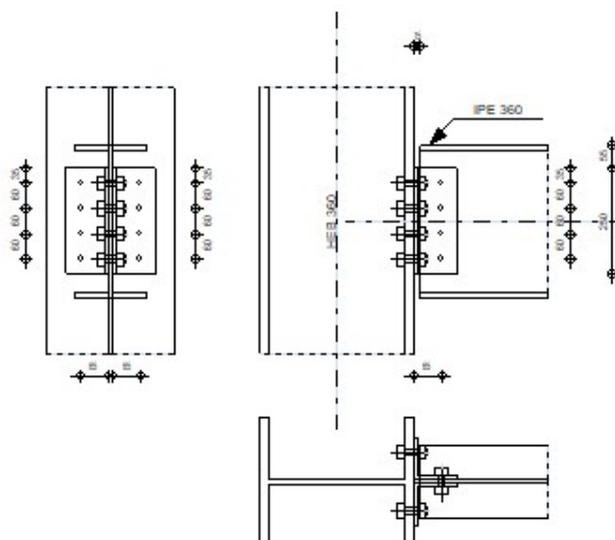


Fig.VIII.9 Schéma d'assemblage PS-poteau

VIII.3.4 Assemblage des contreventements

1- Type I

❖ Les boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M30 10.9	M30 10.9	30	1000,0	707

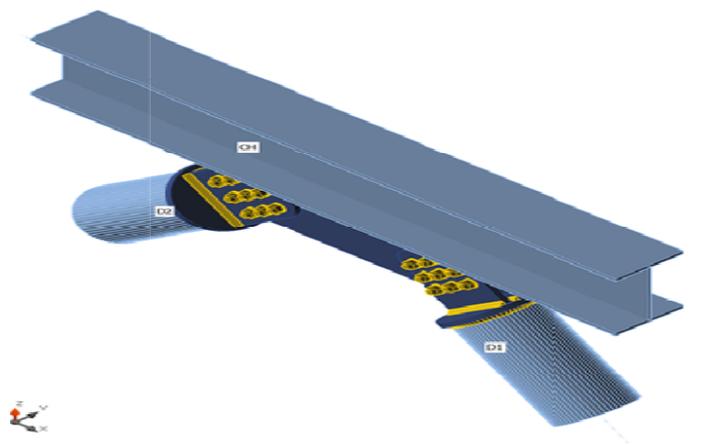


Fig.VIII.10 Schéma d'assemblage des contreventements

a- Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	CH	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	CH	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D1	-3870,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	D2	-387,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

VIII.3.4.1 Vérification

1- Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5%	OK
Boulons précontraints	99,3 < 100%	OK
Soudures	78,5 < 100%	OK

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

2- Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Résultat
CH-bfl 1	21,0	LE1	32,1	0,0	OK
CH-tfl 1	21,0	LE1	8,9	0,0	OK
CH-w 1	11,5	LE1	51,8	0,0	OK
D1	25,0	LE1	325,1	0,0	OK
D2	25,0	LE1	258,8	0,0	OK
SP1	30,0	LE1	118,2	0,0	OK
CPL1a	30,0	LE1	61,0	0,0	OK
CPL1b	30,0	LE1	225,0	0,0	OK
CPL1c	30,0	LE1	224,5	0,0	OK
CPL2a	30,0	LE1	79,3	0,0	OK
CPL2b	30,0	LE1	247,5	0,0	OK
CPL2c	30,0	LE1	248,2	0,0	OK

3- DONNEES DE CONCEPTION

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [1e-4]
S 355	355,0	500,0

VIII.3.4.2 Vérification des boulons

1- Résistance à la traction(EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 403,9 \text{ kN} \geq F_t = 2,9 \text{ kN}$$

Où :

- $k_2 = 0,90$ – Coefficient
- $f_{ub} = 1000,0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A_s = 561 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

2- Vérification de la résistance au poinçonnement(EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 1167,9 \text{ kN} \geq F_t = 2,9 \text{ kN}$$

Où :

- $d_m = 53 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.
- $t_p = 30 \text{ mm}$ – Épaisseur
- $f_u = 490,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

3- Résistance au cisaillement(EN 1993-1-8 3.9.1)

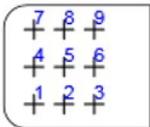
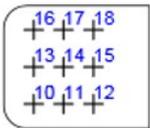
$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 E_t, ED)}{\gamma_{M3}} = 93,7 \text{ kN} \geq V = 61,2 \text{ kN}$$

Où :

$k_s = 1,00$	– Données du Tableau 3.6
$n = 1$	– Nombre des surfaces de friction
$\mu = 0,30$	– Facteur de frottement
$F_{p,C} = 392,7$ kN	– Effort de préchargement
$\gamma_{M3} = 1,25$	– Facteur de sécurité

Même travail pour tous les boulons.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

	Nom	Groupe de boulons	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$U_{t,t}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	Résultat
	B1	M30 10.9 - 1	LE1	2,9	61,2	1167,9	403,9	93,7	0,7	65,3	OK
	B2	M30 10.9 - 1	LE1	2,0	26,6	1167,9	403,9	93,9	0,5	28,4	OK
	B3	M30 10.9 - 1	LE1	2,8	83,0	1167,9	403,9	93,7	0,7	88,6	OK
	B4	M30 10.9 - 1	LE1	1,9	39,4	1167,9	403,9	93,9	0,5	42,0	OK
	B5	M30 10.9 - 1	LE1	0,3	3,5	1167,9	403,9	94,2	0,1	3,7	OK
	B6	M30 10.9 - 1	LE1	0,6	20,8	1167,9	403,9	94,1	0,2	22,1	OK
	B7	M30 10.9 - 1	LE1	3,4	75,7	1167,9	403,9	93,6	0,8	80,8	OK
	B8	M30 10.9 - 1	LE1	1,3	26,4	1167,9	403,9	94,0	0,3	28,1	OK
	B9	M30 10.9 - 1	LE1	0,5	81,3	1167,9	403,9	94,2	0,1	86,3	OK
	B10	M30 10.9 - 1	LE1	0,0	93,3	1167,9	403,9	94,2	0,0	99,0	OK
	B11	M30 10.9 - 1	LE1	1,2	93,0	1167,9	403,9	94,0	0,3	98,9	OK
	B12	M30 10.9 - 1	LE1	2,6	93,0	1167,9	403,9	93,7	0,6	99,3	OK
	B13	M30 10.9 - 1	LE1	0,0	92,6	1167,9	403,9	94,2	0,0	98,3	OK
	B14	M30 10.9 - 1	LE1	1,1	86,7	1167,9	403,9	94,0	0,3	92,2	OK
	B15	M30 10.9 - 1	LE1	4,1	91,9	1167,9	403,9	93,5	1,0	98,3	OK
	B16	M30 10.9 - 1	LE1	3,0	92,3	1167,9	403,9	93,7	0,7	98,5	OK
	B17	M30 10.9 - 1	LE1	1,5	92,3	1167,9	403,9	94,0	0,4	98,3	OK
	B18	M30 10.9 - 1	LE1	2,5	92,4	1167,9	403,9	93,8	0,6	98,6	OK

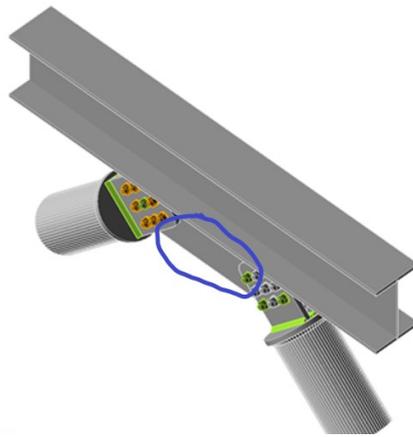
VIII.3.4.3 Vérification de la soudure

1- Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 355	0,90	435,6	352,8

❖ Exemple de calcul

a- Résultat détaillé pour semelle de la poutre et le raidisseur



b- Résistance de soudage (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 55,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 27,0 \text{ MPa}$$

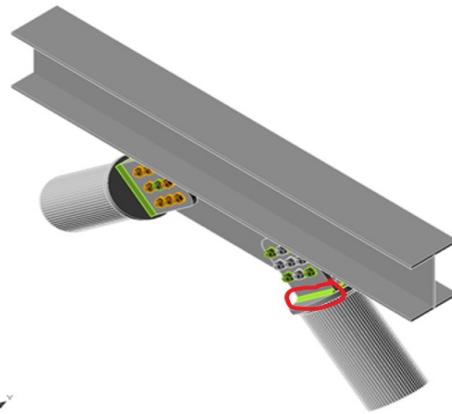
où :

$f_u = 490,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime

$\beta_w = 0,90$ – facteur de corrélation approprié tiré du tableau 4.1

$\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

c- Résultat détaillé pour CPL1a CPL1b



$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 279,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 130,6 \text{ MPa}$$

où:

$f_u = 490,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime

$\beta_w = 0,90$ – appropriate correlation factor taken from Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 257,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 117,8 \text{ MPa}$$

où:

$f_u = 490,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime

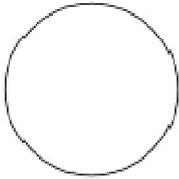
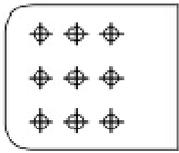
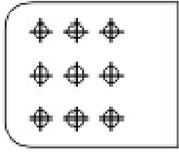
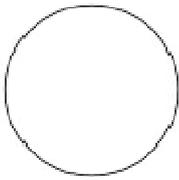
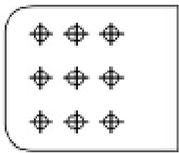
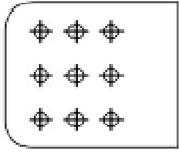
$\beta_w = 0,90$ – appropriate correlation factor taken from Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

<u>Elément</u>	<u>Bord</u>	<u>Ép. gorge</u> [mm]	<u>Longueur</u> [mm]	<u>Charges</u>	<u>$\sigma_{w,Ed}$</u> [MPa]	<u>ϵ_{pI}</u> [%]	<u>σ_{\perp}</u> [MPa]	<u>τ_{\parallel}</u> [MPa]	<u>τ_{\perp}</u> [MPa]	<u>Ut</u> [%]	<u>Ut_c</u> [%]	<u>Résultat</u>
CH-bfl 1	SP1	▲15,0▲	1300	LE1	55,4	0,0	27,0	7,0	-27,0	12,7	7,4	OK
		▲15,0▲	1300	LE1	55,4	0,0	27,0	-7,0	27,0	12,7	7,4	OK
CPL1a	CPL1b	▲15,0▲	330	LE1	279,3	0,0	-130,6	-63,7	-127,6	64,1	26,1	OK
		▲15,0▲	330	LE1	257,8	0,0	117,8	59,2	-118,4	59,2	22,8	OK
CPL1a	CPL1c	▲15,0▲	330	LE1	258,9	0,0	118,0	-60,5	118,5	59,4	22,7	OK
		▲15,0▲	330	LE1	279,3	0,0	128,7	63,5	-128,3	64,1	26,1	OK
CPL2a	CPL2b	▲15,0▲	330	LE1	337,5	0,0	-163,5	-45,1	-164,4	77,5	25,5	OK
		▲15,0▲	330	LE1	299,1	0,0	-146,2	39,7	145,3	68,7	25,1	OK
CPL2a	CPL2c	▲15,0▲	330	LE1	303,2	0,0	-148,1	-41,6	-147,0	69,6	24,9	OK
		▲15,0▲	330	LE1	341,9	0,0	-165,2	46,8	166,4	78,5	25,3	OK
		▲15,0▲	939	LE1	192,8	0,0	83,7	-12,2	-99,6	44,3	19,5	OK
CPL1a	D1	▲15,0▲	939	LE1	214,1	0,0	118,5	9,1	102,6	49,2	20,4	OK
		▲15,0▲	939	LE1	210,6	0,0	-92,1	-9,4	108,9	48,4	14,3	OK
CPL2a	D2	▲15,0▲	939	LE1	248,8	0,0	-136,5	11,4	-119,6	57,1	16,3	OK

Les résultats des autres éléments sont regroupés dans le tableau suivant

VIII.3.4.4 Nomenclature

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
SP1	P30,0x1300,0-400,0 (S 355)		1	Soudure d'angle double: a = 15,0	1300,0	M30 10.9	18
CPL 1	P30,0x383,9-0,0 (S 355)		1	Soudure d'angle double: a = 15,0	1598,6	M30 10.9	9
	P30,0x390,0-330,0 (S 355)		1				
	P30,0x390,0-330,0 (S 355)		1				
CPL 2	P30,0x383,9-0,0 (S 355)		1	Soudure d'angle double: a = 15,0	1598,6	M30 10.9	9
	P30,0x390,0-330,0 (S 355)		1				
	P30,0x390,0-330,0 (S 355)		1				

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

1- Soudeur

Type	Matériau	Épaisseur [mm]	Longueur [mm]	Longueur [mm]
Soudure d'angle double	S 355	15,0	21,2	4497,3

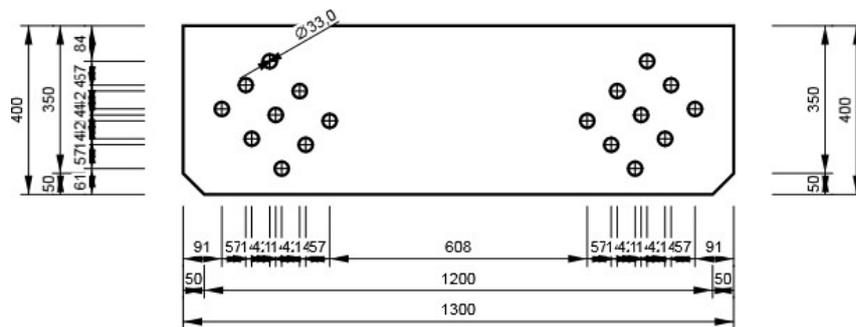
2- Boulons

Nom	Longueur de serrage [mm]	Compter
M30 10.9	90	18

VIII.3.4.5 Dessin

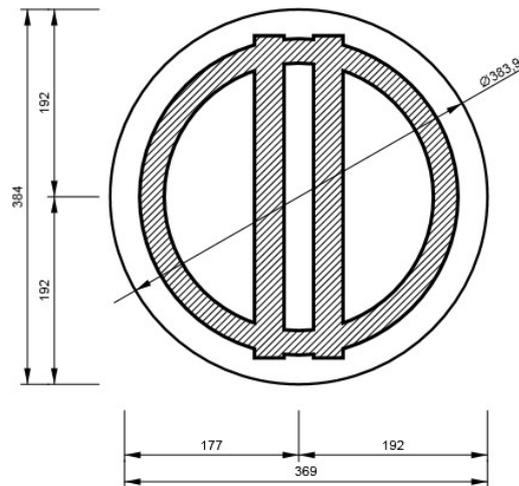
SP1

P30,0x400-1300 (S 355)



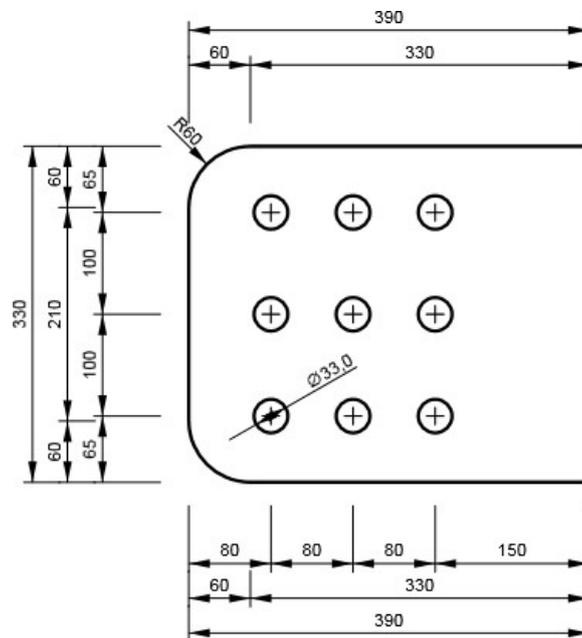
CPL1 – 1

P30, 0x384-369 (S 355)



CPL1 - 2

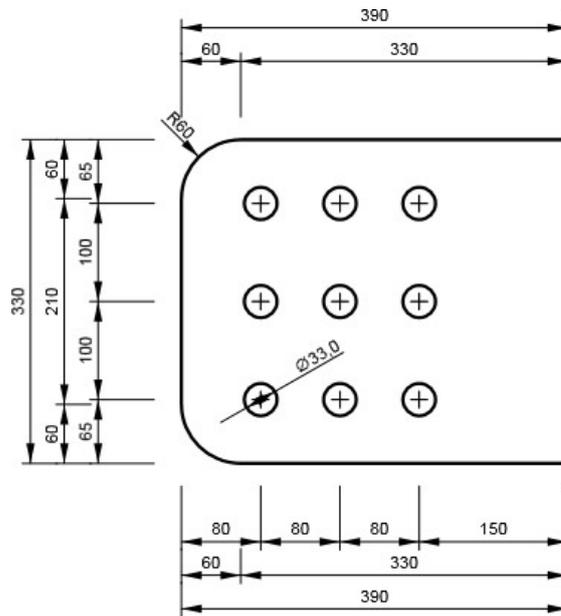
P30,0x330-390 (S 355)



CPL1 - 3

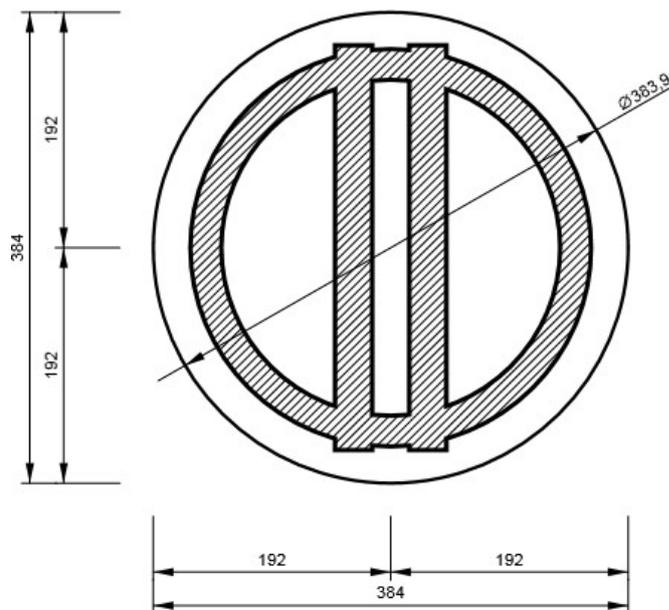
Chapitre VIII **LES ASSEMBLAGES**

P30,0x330-390 (S 355)



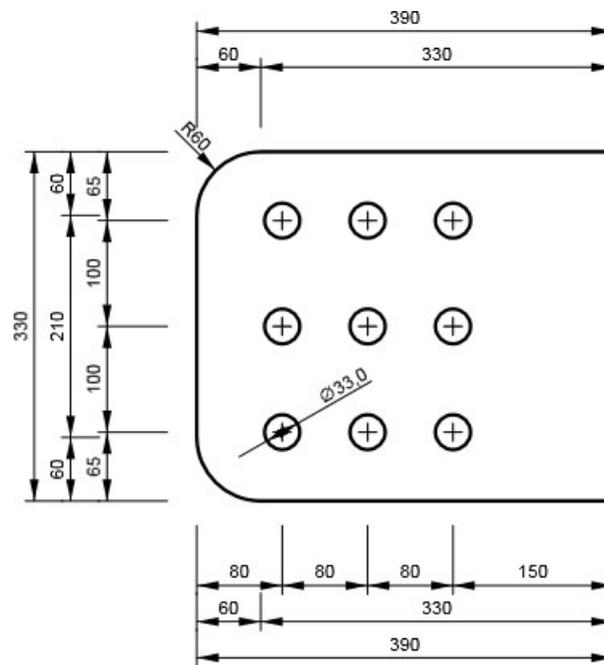
CPL2 - 1

P30,0x384-384 (S 355)



Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

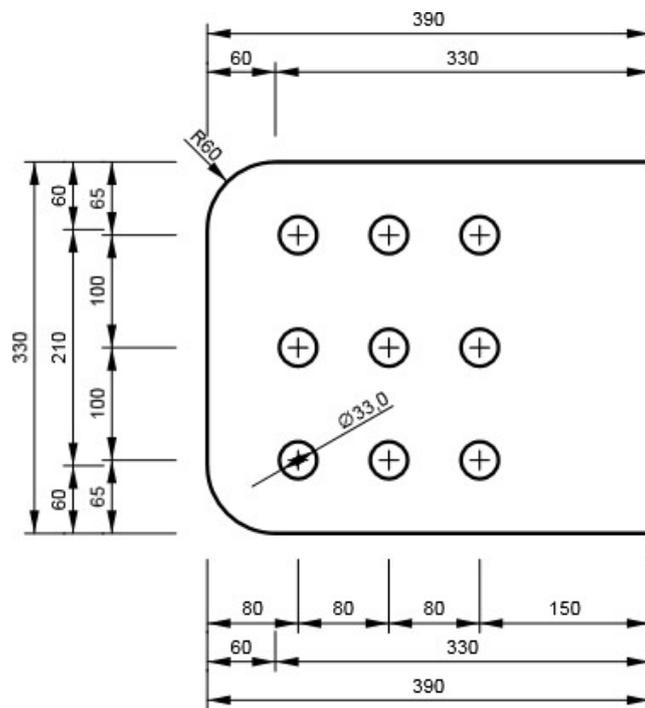
CPL2 - 2



P30,0x330-390 (S 355)

CPL2 - 3

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES



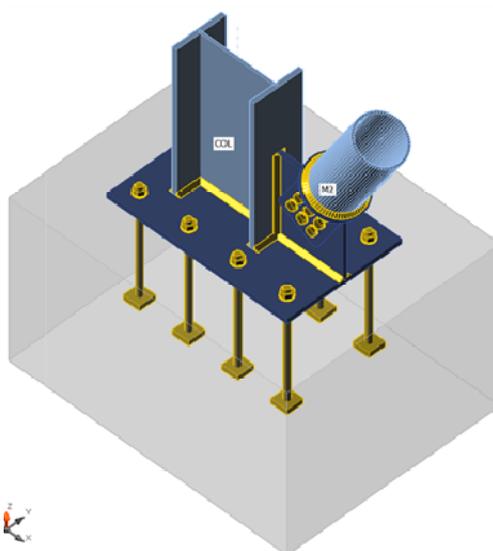
P30,0x330-390 (S 355)

TypeII

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

1- Les boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M27 10.9	M27 10.9	27	1000.0	573



2- Chargements

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-2000.0	0.0	0.0	0.0	250.0	105.0
	M2	420.0	50.0	-4.5	0.0	0.0	0.0

VIII.3.4.6 Vérification

1- Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	4.2 < 5%	OK
Boulons préchargés	98.2 < 100%	OK
Soudures	98.0 < 100%	OK

2- Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Résultat
-----	----------------	---------	---------------------	---------------------	----------

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

M2	25	LE1	267.9	0.0	OK
CPL1a	28.0	LE1	268.5	0.0	OK
CPL1b	20.0	LE1	90.4	0.0	OK
CPL1c	20.0	LE1	171.0	0.0	OK
CPL1d	20.0	LE1	193.3	0.0	OK

Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ε_{lim} [%]
S 355	355.0	5.0

VIII.3.4.7 Vérification des boulons

1- Résistance à la traction(EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 330.5 \text{ kN} \geq F_t = 12.0 \text{ kN}$$

où :

k₂=0.90 – Coefficient

f_{ub}=1000.0 MPa – Résistance à la traction ultime du boulon

A_s =459mm² – Zone d'effort de traction du boulon

γ_{M2}=1.25 – Facteur de sécurité

2- Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 715.6 \text{ kN} \geq F_t = 12.0 \text{ kN}$$

où :

d_m = 48mm – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.

t_p =20mm – Épaisseur

f_u= 490.0 MPa – Effort ultime

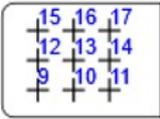
γ_{M2}=1.25 – Facteur de sécurité

3- Vérification de la résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 3.9.1)

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0.8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 74.8 \text{ kN} \geq V = 73.3 \text{ kN}$$

où :

	Nom	Groupe de boulons	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	B_{pRd} [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$U_{t,t}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	Résultat
	B9	M27 10.9 - 2	LE1	12.0	73.3	715.6	330.5	74.8	3.6	98.0	OK
	B10	M27 10.9 - 2	LE1	2.6	50.9	715.6	330.5	76.6	0.8	66.4	OK
	B11	M27 10.9 - 2	LE1	3.1	74.0	715.6	330.5	76.5	0.9	96.7	OK
	B12	M27 10.9 - 2	LE1	18.2	50.5	715.6	330.5	73.6	5.5	68.6	OK
	B13	M27 10.9 - 2	LE1	1.3	9.4	715.6	330.5	76.9	0.4	12.2	OK
	B14	M27 10.9 - 2	LE1	1.9	45.5	715.6	330.5	76.7	0.6	59.3	OK
	B15	M27 10.9 - 2	LE1	24.8	71.0	715.6	330.5	72.3	7.5	98.2	OK
	B16	M27 10.9 - 2	LE1	3.0	75.0	715.6	330.5	76.5	0.9	98.0	OK
	B17	M27 10.9 - 2	LE1	6.3	72.5	715.6	330.5	75.9	1.9	95.5	OK

$k_s = 1.00$ – Données du Tableau 3.6

$n = 1$ – Nombre des surfaces de friction

$\mu = 0.30$ – Facteur de frottement

$F_{p,C} = 321.3 \text{ kN}$ – Effort de préchargement

$\gamma_{M3} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Même travail pour tous les boulons.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

VIII.3.4.8 Vérification de la soudure

1- Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 355	0.90	435.6	352.8

➤ Résultat détaillé pour semelle de poteau – raidisseur

1- Vérification de la résistance de la soudure

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435.6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 361.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 352.8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 139.4 \text{ MPa}$$

où :

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

$f_u = 490.0$ MPa – Effort ultime

$\beta_w = 0.90$ – Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

2- Vérification de la résistance de la soudure

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435.6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 273.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 352.8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 33.2 \text{ MPa}$$

où :

$f_u = 490.0$ MPa – Effort ultime

$\beta_w = 0.90$ – Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

➤ Résultat détaillé pour platine de poteau – raidisseur

1- Vérification de la résistance de la soudure

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435.6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 134.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 352.8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 32.4 \text{ MPa}$$

où :

$f_u = 490.0$ MPa – Effort ultime

$\beta_w = 0.90$ – Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

2- Vérification de la résistance de la soudure

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435.6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 62.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 352.8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 34.0 \text{ MPa}$$

Où :

$f_u = 490.0$ MPa – Effort ultime

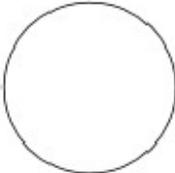
$\beta_w = 0.90$ – Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Les résultats des autres éléments sont regroupés dans le tableau suivant

Elément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	$T_{ }$ [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
COL-bfl 1	CPL1a	▲15.0▲	500	LE1	361.4	0.0	-139.4	156.4	-112.3	83.0	14.0	OK
		▲15.0▲	500	LE1	273.8	0.0	-33.2	-144.8	60.4	62.9	25.9	OK
BP1	CPL1a	▲15.0▲	400	LE1	134.6	0.0	-32.4	-69.5	-29.4	30.9	24.6	OK
		▲15.0▲	400	LE1	62.5	0.0	34.0	21.3	-21.5	14.4	11.0	OK
CPL1b	CPL1c	▲15.0▲	269	LE1	108.6	0.0	40.3	27.4	51.4	24.9	8.4	OK
		▲15.0▲	269	LE1	130.0	0.0	68.1	31.4	-55.7	29.8	10.5	OK
CPL1b	CPL1d	▲15.0▲	269	LE1	104.1	0.0	42.7	28.0	47.1	23.9	9.4	OK
		▲15.0▲	269	LE1	142.8	0.0	67.9	-35.1	-63.5	32.8	14.5	OK
		▲15.0▲	818	LE1	80.7	0.0	29.2	10.6	-42.1	18.5	5.6	OK
CPL1b	M2	▲15.0▲	818	LE1	99.9	0.0	58.4	-11.0	45.5	22.9	8.1	OK

VIII.3.4.9 Nomenclature

Nom	Platin es [mm]	Forme	N °	Soudur es [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N °
CPL 1	P28.0x500.0-400.0 (S 355)		1	Soudure d'angle double: a = 15.0	2255.2	M27 10.9	9
	P20.0x333.0-0.0 (S 355)		1				
	P20.0x400.0-268.5 (S 355)		1				
	P20.0x400.0-268.5 (S 355)		1				

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

1- Soudures

Type	Matériau	Épaisseur [mm]	Longueur [mm]	Longueur [mm]
Soudure d'angle double	S 355	15.0	21.2	3731.7

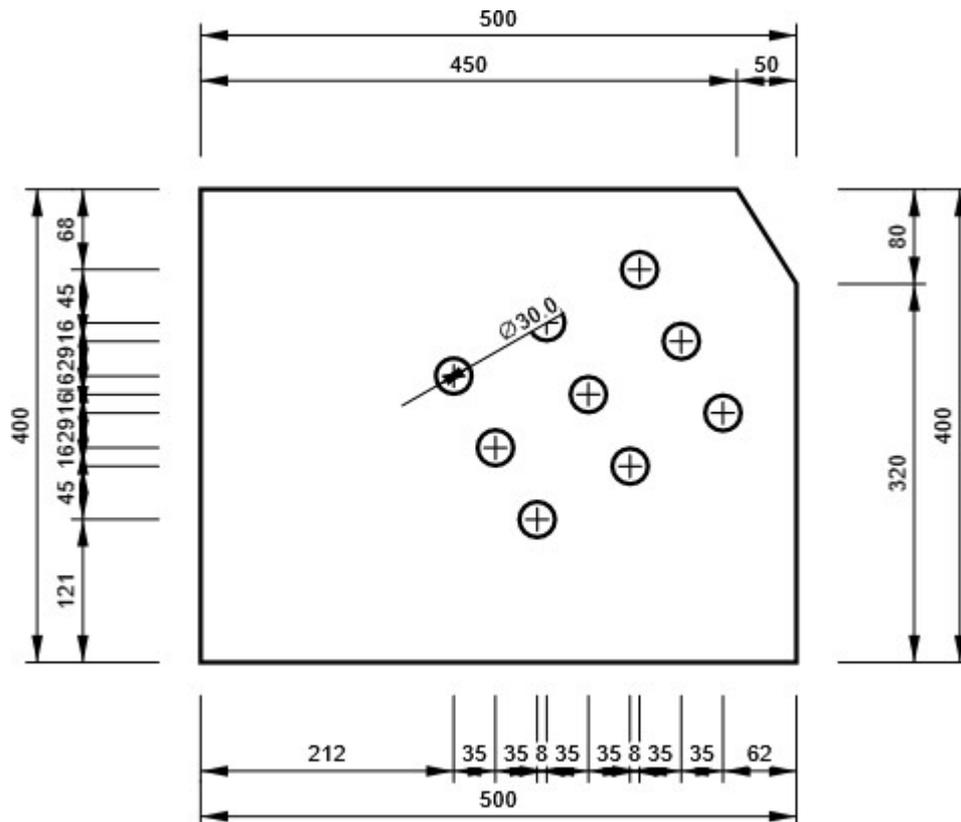
2- Boulons

No m	Longueur de serrage [mm]	Compte r
M27 10.9	68	9

VIII.3.4.10 Dessin

CPL1 - 1

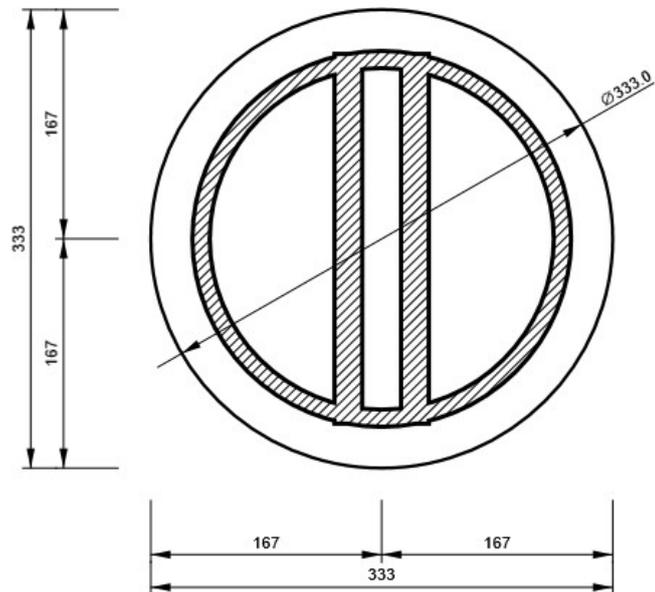
P28.0x400-500 (S 355)



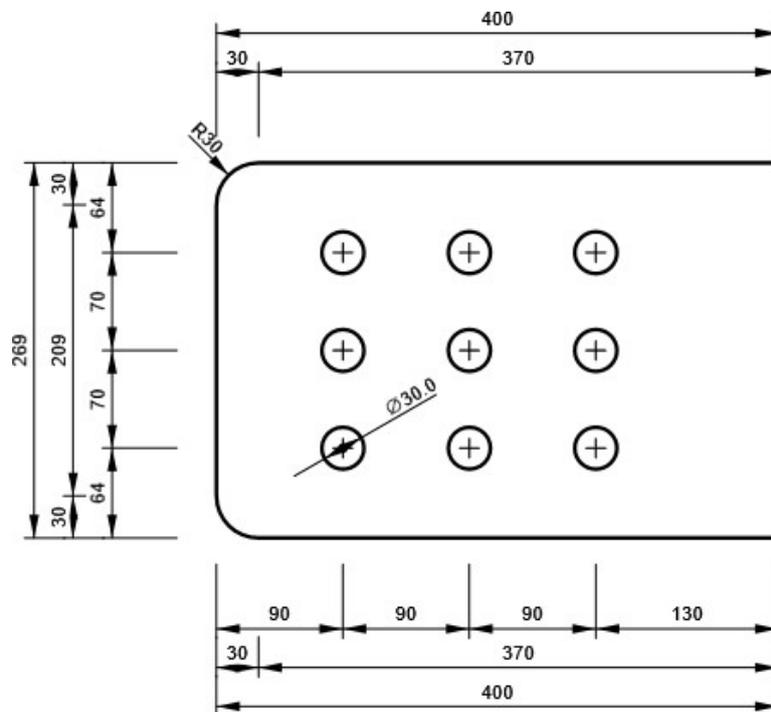
Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

CPL1 - 2

P20.0x333-333 (S 355)



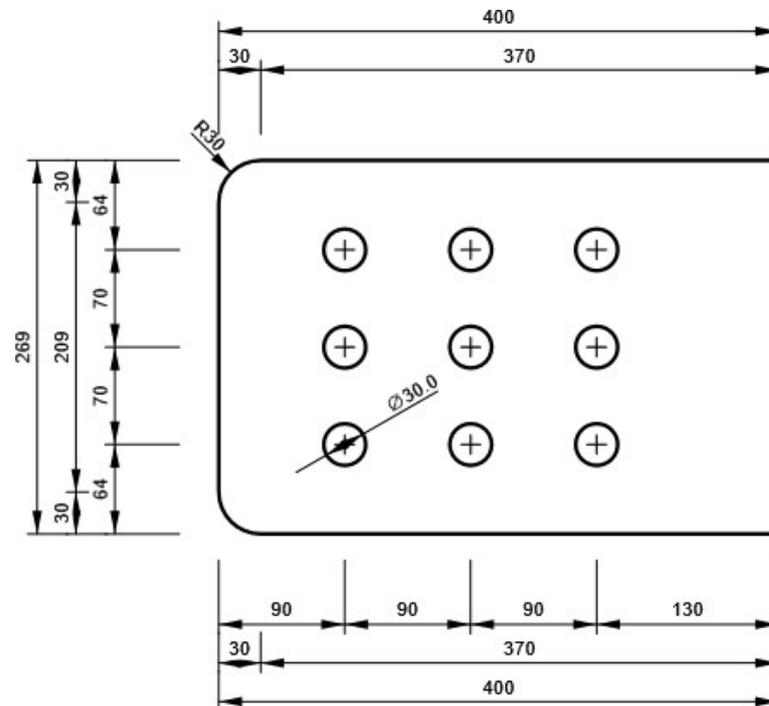
CPL1 - 3



P20.0x269-400 (S 355)

CPL1 - 4

P20.0x269-400 (S 355)



VIII.3.5 Assemblage poteau-poteau

(2HEB500-2HEB400)

Il existe plusieurs méthodes d'assemblage entre poteau - poteau ; dans notre type d'assemblage on utilisera l'assemblage poteau - poteau par platine soudé.

Les efforts :

$$N_{sd} = 1867.79 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 0.88 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 0.41 \text{ kN}$$

Les données :

1- Disposition constructives :

L'assemblage est réalisé avec deux files verticales de 6 boulons HR 10.9 $\varnothing 30$.

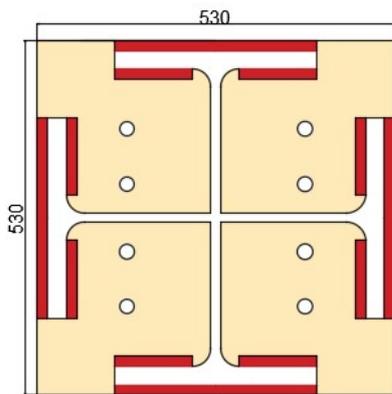


Fig.VIII.10 Vue en plan de l'assemblage

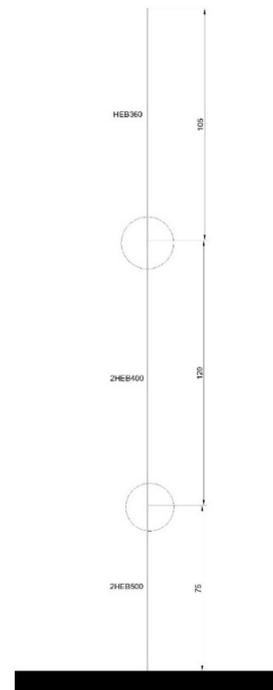


Fig.VIII.10 les zones de l'assemblage

$$e_1 = 106.5\text{mm}$$

$$p_1 = 60\text{mm}$$

$$p_2 = 200$$

VIII.3.5.1 Vérification la résistance des boulons a la traction

Il faut vérifie que :

$$F_{tsd} \leq F_{trd}$$

$$F_{tsd} = \frac{Nsd}{n} = 233.5\text{kN}$$

$$F_{trd} = \frac{0.9A \cdot Fub}{\gamma_{MB}} = 403.9\text{kN}$$

$$F_{tsd} \leq F_{trd} \text{ vérifie}$$

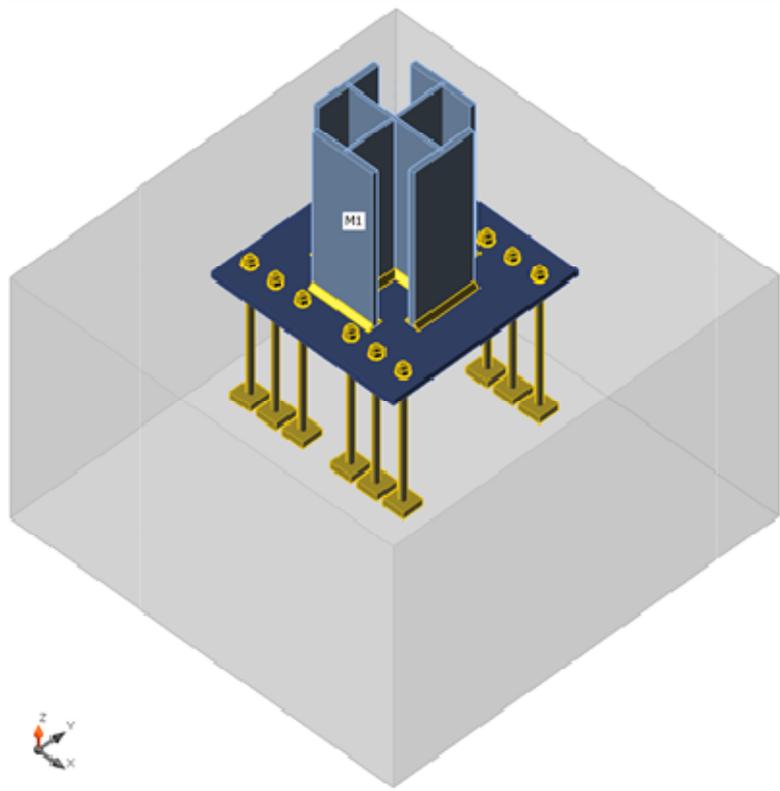
VIII.3.5.2 Vérification de poinçonnement

$$F_{tsd} \leq b_{p rd}$$

$$b_{p rd} = 0.6\pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{MB}} = 1121.3\text{Kn}$$

$$F_{tsd} \leq b_{p rd} \text{ vérifie}$$

VIII.3.6 Assemblage pied de poteau



En raison de la difficulté de calcul manuel de pied de poteau encastré, nous avons utilisé un logiciel de calcul 'IDEASTATICA'

VIII.3.6.1 Les données de l'assemblage

1- Tiges

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M30 10.9	M30 10.9	30	1000.0	707

2- Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Elément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1	-8820.2	1.4	1702.7	0.0	182.3	7.3

3- Foundation

Elément	Valeur	Unite
BdB 1		
Dimensions	1200 x 1200	mm
Profondeur	3600	mm
Ancrage	M30 10.9	
Longueur de l'ancrage	600	mm

VIII.3.6.2 Vérification

1- Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.9 < 5%	OK
Tiges	56.0 < 100%	OK
Soudures	98.5 < 100%	OK
Bloc de béton	81.4 < 100%	OK
Cisaillement	75.3 < 100%	OK

2- Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	Résultat
M1-bfl 1	28.0	LE1	357.0	0.9	OK
M1-tfl 1	28.0	LE1	326.2	0.0	OK
M1-w 1	14.5	LE1	356.7	0.8	OK
M1-tfl 2	28.0	LE1	356.4	0.7	OK
M1-w 2	14.5	LE1	355.1	0.1	OK
M1-tfl 3	28.0	LE1	356.4	0.7	OK
M1-w 3	14.5	LE1	355.1	0.1	OK
BP 1	30.0	LE1	337.0	0.0	OK

3- Données de conception

Matériau	F_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 355	355.0	5.0

VIII.3.6.3 Vérification des tiges d'ancrage

Exemple de calcul

1- Résultat détaillé pour A1

a- Vérification de la résistance à la traction (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{ck_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 343.3 \text{ kN}$$

où :

$c=0.85$ –Coefficient

$k_2=0.90$ –Coefficient

$f_{ub}=1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon

$A_s =561\text{mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon

$\gamma_{M2}=1.25$ – Facteur de sécurité

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

b- Résistance à l'éclatement de béton de la tige en traction

$$\text{Où. } N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} = 0.0 \text{ kN}$$

c- Vérification de la résistance à l'arrachement (FIB 58 - Cl. 19.1.1.3.)

$$N_{Rd,p} = \frac{k_2 A_h f_{ck}}{\gamma_{Mc}} = 0.0 \text{ kN}$$

où :

$k_2 = 10.50$ – Béton non-fissuré

$A_h = 0 \text{ mm}^2$ – Surface d'appui

$f_{ck} = 0.0 \text{ MPa}$ – Effort de compression caractéristique de béton

$\gamma_{Mc} = 1.80$ – Facteur de sécurité

d- Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 Table 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 1167.9 \text{ kN}$$

où :

$d_m = 53 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.

$t_p = 30 \text{ mm}$ – Épaisseur

$f_u = 490.0 \text{ MPa}$ – Effort ultime

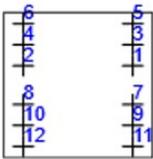
$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Les résultats des autres tiges sont regroupés dans le tableau suivant

Données de conception

	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	N _{rdc} [kN]	N _{rdp} [kN]	U _{tt} [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _{ts} [%]	U _{ts} [%]	V _{Rd,cp} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	Résultat
	A1	LE1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A2	LE1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A3	LE1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A4	LE1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A5	LE1	27.6	0.0	78.7	1161.6	35.1	882.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A6	LE1	27.3	0.0	78.7	1161.6	34.8	882.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A7	LE1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A8	LE1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A9	LE1	8.9	0.0	78.7	1161.6	11.4	882.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A10	LE1	9.2	0.0	78.7	1161.6	11.7	882.0	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A11	LE1	44.0	0.0	78.7	1161.6	56.0	632.9	0.0	0.0	0.0	0.0	OK
	A12	LE1	43.7	0.0	78.7	1161.6	55.6	633.1	0.0	0.0	0.0	0.0	OK

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]	V _{rds} [kN]	S _{tf} [MN/m]
M30 10.9 - 1	343.3	1167.9	224.4	0.0	619



VIII.3.6.4 Vérification de la soudure

1- Résultat détaillé pour BP 1(platine)M1-bfl 1(semelle)

a- Vérification de la résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435.6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 427.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 352.8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 181.1 \text{ MPa}$$

où :
 $f_u = 490.0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
 $\beta_w = 0.90$ – Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1
 $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

b- Vérification de la résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435.6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 427.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 352.8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 178.9 \text{ MPa}$$

où :
 $f_u = 490.0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
 $\beta_w = 0.90$ – Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1
 $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

2- Résultat détaillé pour BP 1 M1-tfl 1

a- Vérification de la résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

Chapitre VIII LES ASSEMBLAGES

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435.6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 274.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 352.8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 134.7 \text{ MPa}$$

où :

$f_u = 490.0 \text{ MPa}$ – Effort ultime

$\beta_w = 0.90$ – Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

b- Vérification de la résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435.6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 174.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 352.8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 58.5 \text{ MPa}$$

où :

$f_u = 490.0 \text{ MPa}$ – Effort ultime

$\beta_w = 0.90$ – Facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Avec même méthode de calcul on vérifie les autres assemblages soudés et les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ε_{PI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
BP 1	M1-bfl 1	▲15.0▲	300	LE1	427.6	0.5	-181.1	-135.4	-178.0	98.2	84.9	OK
		▲15.0▲	300	LE1	427.7	0.5	-178.9	131.3	181.9	98.2	87.4	OK
BP 1	M1-tfl 1	▲15.0▲	300	LE1	274.5	0.0	-134.7	-83.9	-109.7	63.0	46.8	OK
		▲15.0▲	300	LE1	174.7	0.0	-58.5	45.3	83.5	40.1	25.4	OK
BP 1	M1-w 1	▲15.0▲	472	LE1	238.3	0.0	-87.8	92.3	-88.5	54.7	40.8	OK
		▲15.0▲	472	LE1	238.0	0.0	-88.7	-92.2	88.0	54.6	40.8	OK
BP 1	M1-tfl 2	▲15.0▲	300	LE1	428.7	1.1	-178.3	-131.0	-183.1	98.4	73.2	OK
		▲15.0▲	300	LE1	428.5	0.9	-181.0	139.4	175.6	98.4	63.2	OK
BP 1	M1-w 2	▲15.0▲	236	LE1	186.2	0.0	-89.6	-21.1	-91.8	42.7	28.7	OK
		▲15.0▲	236	LE1	202.5	0.0	-102.7	-35.3	94.4	46.5	34.7	OK
BP 1	M1-tfl 3	▲15.0▲	300	LE1	428.8	1.1	-179.0	129.5	-184.0	98.5	74.3	OK
		▲15.0▲	300	LE1	428.6	1.0	-181.7	-138.7	176.0	98.4	63.9	OK
BP 1	M1-w 3	▲15.0▲	236	LE1	203.1	0.0	-103.1	35.6	-94.5	46.6	34.9	OK
		▲15.0▲	236	LE1	187.5	0.0	-90.4	21.2	92.5	43.1	29.2	OK

X.3. Etudes fondations

X.3.1 Généralité

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

Le calcul des fondations se fait en fonction de la charge totale transmise aux fondations ainsi que les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

X.3.2 Choix du type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

X.3.4 Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ avec } \begin{cases} \sigma_{sol} : \text{Contrainte du sol.} \\ N : \text{Effort normal appliqué sur la fondation.} \\ S_{néc} : \text{Surface de la fondation.} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 2.5 \text{ bar} \iff S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}} = \frac{11762.02}{250} = 47.05 \text{ m}^2$$

Si on suppose une semelle carré : $a \geq \sqrt{47.05} = 7 \text{ m}$

La distance entre les semelles est pris égale à 1.5a : $D = 1.5 \times (7 \text{ m}) = 10.5 \text{ m}$

Dans notre cas nous avons l'entre axe entre les poteaux égale à 8m qui est inférieure a la distance entre les semelles, d'après le résultat on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles ,ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation .Ce type de fondation presente plusieurs avantages quisont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise le forte Pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité de l'exécution.

X.3.5 Etude du radier

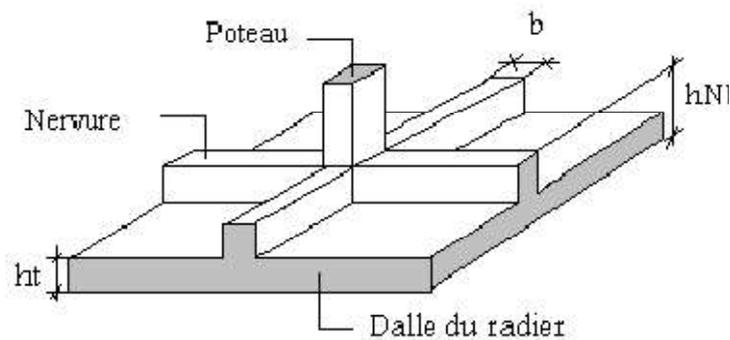
Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier général nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

X.3.5.1 Calcul de la surface minimale du radier



FigX.2 Schéma du radier

Pour déterminer la surface du radier il faut que :

$$\sigma^{\max} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N = 348822.54 \text{KN} \rightarrow S_{nec} \geq 1359.59 \text{ m}^2$$

$$S_{nec} < S_{bat} \text{ On n'a pas besoin de débord } \rightarrow \text{Donc } S_{radie} = S_{bat} = 3334.64 \text{m}^2$$

X.3.5.2 Pré dimensionnement du radier

- **La Dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

1- Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec : $L_{\max} = 8\text{m} \rightarrow 0.32 \leq h_1 \leq 0.4 \rightarrow h_1 = 35\text{cm}$

2- Condition de cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

Avec :

$$T_u = \frac{qL}{2}; q = \frac{N_u \times 1\text{ml}}{s_{rad}}$$

$$N_u = 348822.54\text{kN}; L = 8\text{m}; b = 1\text{m};$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \times L \times 1\text{m}}{2 \times b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{m}}{2s_{rad} \cdot b(0.9\bar{\tau}_u)} \rightarrow h_2 \geq 18.5\text{cm}$$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 35\text{cm}$

On prendre :

$$h = 60\text{ cm}$$

- Les nervures
- 1- Condition de coffrage (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{800}{10} = 80\text{cm}$$

Donc on opte pour

$$b = 80\text{cm}$$

❖ La hauteur de nervure

1-Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur

élastique définie par l'expression suivante : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

$$\frac{\pi}{2} \times l_e \geq l_{max}$$

Avec :

- ✓ l_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).
- ✓ E : module d'élasticité du béton, $E = 20000\text{MPa}$
- ✓ I : inertie de la section du radier.
- ✓ K : coefficient de réaction du sol, $K = 5 \times 10^4\text{KN/m}^3$.

✓ b : la largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{On a : } I = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot L_{\max} \cdot K}{\pi^4 \cdot E}} \rightarrow h \geq 1.72$$

Donc :

$$h = 180 \text{ cm.}$$

	h (cm)	h _{nervure} (cm)	b (cm)
Epaisseur de la dalle du radier	60	/	
Les dimensions de la nervure	/	180	80

Tab.X.16 Récapitulation

X.3.6 Vérifications Nécessaires

1- Vérification de la Stabilité du radier

Pour assurer la stabilité du bâtiment au renversement il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4} \text{ (Art .10.1.5 P95 RPA 99 version 2003)[3].}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure

B : la largeur du radier.

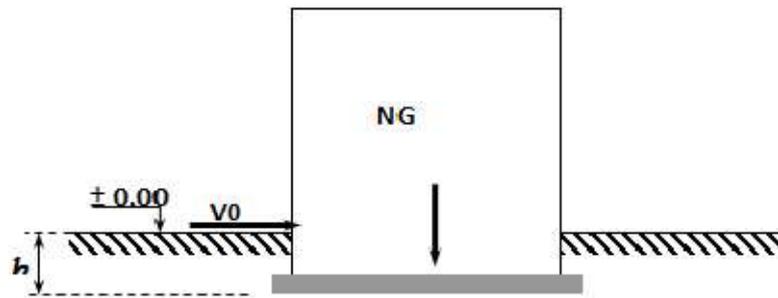
$$M_r = M_0 + hV_0$$

M_0 : moment à la base de la structure

V_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure

M_0, V_0 sont tirés à partir du logiciel **ROBOT**



FigX.3 Schéma statique du bâtiment

❖ Suivant les sens x-x

$$M_0 = 10409.09 \text{ KN.m} ; V_0 = 8076,35 \text{ KN} ; h = 6.2 \text{ m}$$

$$\mathbf{Mr = 134286.52 \text{ Kn.ml}}$$

$$N_r = N_{\text{structur}} + N_{\text{radier}}$$

$$N_{\text{radier}} = 25 \times 3334.64 \times 0,60 = 50019.6 \text{ KN}$$

$$N_{\text{structur}} = 211027.09 \text{ kN}$$

$$\mathbf{N_r = 261046.69 \text{ KN}}$$

$$e_0 = \frac{134286.52}{261046.69} = 0.51 \text{ m} < \frac{B_x}{4} = \frac{82.61}{4} = 20.65 \text{ m vérifiée}$$

❖ Suivant les sens y-y

$$M_0 = 8980.67 \text{ KN.m} ; V_0 = 17096,74 \text{ KN} ; h = 6.2 \text{ m}$$

$$\mathbf{Mr = 114980.46 \text{ Kn.ml}}$$

$$N_r = N_{\text{structur}} + N_{\text{radier}}$$

$$N_{\text{radier}} = 25 \times 3334.64 \times 0,60 = 50019.6 \text{ KN}$$

$$N_{\text{structur}} = 211027.09 \text{ kN}$$

$$\mathbf{N_r = 261046.69 \text{ KN}}$$

$$e_0 = \frac{114980.46}{261046.69} = 0.44 \text{ m} < \frac{B_x}{4} = \frac{48}{4} = 12 \text{ m vérifiée}$$

X.3.6 Conclusion

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

X.3.7 Ferrailage de la dalle du radier

1- Détermination des efforts

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x PL_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

❖ **Panneau de rive (Panneau le plus sollicité)**

Moment en travée $M_{tx} = 0,85M_x$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

Moment sur appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

❖ **Moment en travée et sur appuis à l'E.L.U (v=0)**

Nous avons le rapport des panneaux $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{8}{12} = 0,67 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	P_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
8	12	0,67	0,0723	0,3895	104.61	484.05	411.44	188.53	160.25	242.025

Tab.X.17 Calcul des moments à l'E.L.U

❖ **Moment en travée et sur appuis à l'E.L.S (v=0,2)**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	P_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
8	12	0,67	0,0780	0,5469	74.4	371.4	315.69	203.12	172.65	185.7

Tab.X.18 Calcul des moments à l'E.L.S

X.3.7.1 Calcul du ferrailage

La section à ferrailer est $1 \times 0,6 \text{ m}^2$.

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

Nous appliquons l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,10\text{MPa}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=60\text{cm}$; $d=54\text{cm}$.

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	411.44	0.284	0	0.428	26.5	35.68	10T16	20.11	10
	y-y	160.25	0.041	0	0.05	52.9	6.96	8T14	12.32	10
Appui	x-x	242.025	0.062	0	0.08	52.2	10.66	8T14	12.32	10
	y-y									

Tab.X.19 la section des armateurs

X.3.7.2Espacement

- **Travée**

- **Sens x-x**

$$Esp \leq \text{Min}(3h;33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180\text{cm};33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{b}{N_{armature}} = \frac{100}{10} = 10\text{cm}$$

Nous optons $S_t= 10\text{cm} < 33\text{cm}$

- **Sens y-y**

$$Esp \leq \text{Min}(4h;40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(240\text{cm};40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$S_t = \frac{b}{N_{armature}} = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm}$$

Nous optons $S_t= 12\text{cm} < 40\text{cm}$

- **Appui**

- **Sens (x-x et y-y)**

$$Esp \leq \text{Min}(3h;33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(180\text{cm};33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = \frac{b}{N_{armature}} = \frac{100}{8} = 12.5\text{cm}$$

Nous optons $S_t= 12\text{cm} < 33\text{cm}$

X.3.7.3 Vérification des contraintes à l'E.L.S

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Y : profondeur de l'axe neutre a l'ELS

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

Dans notre cas $A'_s = 0 \rightarrow c' = 0$

I : Le moment d'inertie

$$I = \frac{bY^3}{3} + n \times A'_s(Y - c')^2 + n \times A_s(d - Y)^2$$

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	X-X	371.4	15.28	571163.59	9.94	15	377.66	201.63	non
	y-y	203.12	12.40	383361.62	6.57	15	333.8	201.63	non
Appui		185.7	12.40	383361.62	6	15	302.26	201.63	non

Tab.X.20 Vérification des contraintes à l'E.L.S

Il est bien remarquable que la contrainte des armateurs n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter la section de ferrailage.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	X-X	371.4	12T25	58.91	23.3	1254475.85	6.9	15	136.34	201.63	oui
	y-y	203.12	12T16	24.13	16.48	658728.92	5.08	15	173.54	201.63	oui
Appui		185.7	12T16	24.13	16.48	658728.92	4.65	15	158.66	201.63	oui

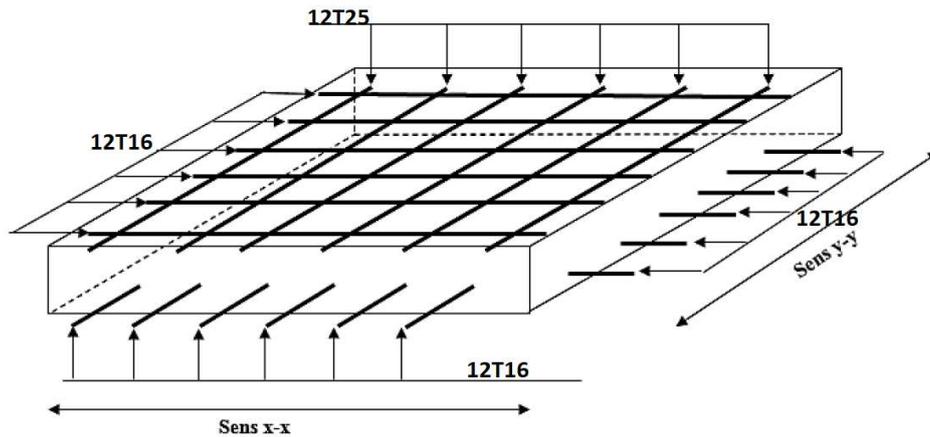
Tab.X.21 Vérifications des contraintes du nouveau choix

X.3.7.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u \cdot L}{2} = \frac{104.61 \times 12}{2} = 627.66\text{kN} \rightarrow \tau_u = \frac{627.66 \times 10^3}{1000 \times 540} = 1.16 < 2.5 \text{vérifie}$$



FigX.4 Schéma de ferrailage du radier

X.3.8 Ferrailage des nervures

1- Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire (*BAEL91 modifier 99*)[5]

Nous avons : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

- En travée $M_t = 0,85M_0$
- Sur appuis $M_{app} = 0,50M_0$

$b=80\text{cm}$; $h=180\text{cm}$; $d=162\text{cm}$; $L = 12\text{m}$; $P_u= 104.61\text{kN/ml}$

	M_0 (kN.m)	M_u (kN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{scal} (cm ²)	A'_s (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	1882.98	1600.53	0.054	0,069	158	23.36	0	12T16	24.13
Appuis	1882.98	941.49	0.032	0,04	159	13.59	0	7T16	14.07

Tab.X.22 Ferrailage des nervures dans le sens porteur

X.3.8.1 Vérifications nécessaires

X.3.8.1.1 Vérification des contraintes à l'E.L.S

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

	M _{ser} (kN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	1138.32	24.13	34	6978293	5.55	15	313.13	201.63	non
Appui	669.6	14.07	26.72	4 371 077	4.09	15	310.86	201.63	non

Tab.X.23 Vérification des contraintes à l'E.L.S

Remarque

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

	M _{ser} (kN.m)	choix	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	1138.32	14T20	43.98	44.1	11457197	4.83	15	175.71	201.63	oui
Appui	669.6	7T20	21.99	32.7	64470110	3.4	15	201.36	201.63	oui

Tab.X.24 Vérification des contraintes à l'E.L.S

X.3.8.1.2 Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : τ_u ≤ τ̄_u = Min (0.1f_{c28} ; 4MPa) = 2.5MPa

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_U \cdot L}{2} = \frac{104.61 \times 12}{2} = 627.66 \text{ kN} \rightarrow \tau_u = \frac{627.66 \times 10^3}{800 \times 1620} = 0.48 < 2.5 \text{ vérifie}$$

❖ **Récapitulation**

travée	14T20
appui	7T20

Tab.X.25 Récapitulation

X.3.8.1.3 Armatures transversales

RPA99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = \text{min} (20 ; 12 \times 2) = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (5.14; 2.5; 8) = 2.5 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 12\text{mm}$

$f_c = 500\text{MPa}$; $\tau_u = 0.48\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,10\text{MPa}$; $b = 90\text{cm}$.

On trouve

$S_t = 15\text{cm}$Zone nodale.

$S_t = 25\text{cm}$Zone courante

	Section	Zone	$S_t(\text{cm})$	Φt (cm)	At calculée (cm ²)	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	80× 180	Courante	25	12	6	6T12	6.79
		Nodale	15		3.6	6T12	6.79

Tab.X.26 Choix des armatures transversales

X.3.8.1.4 Armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur.

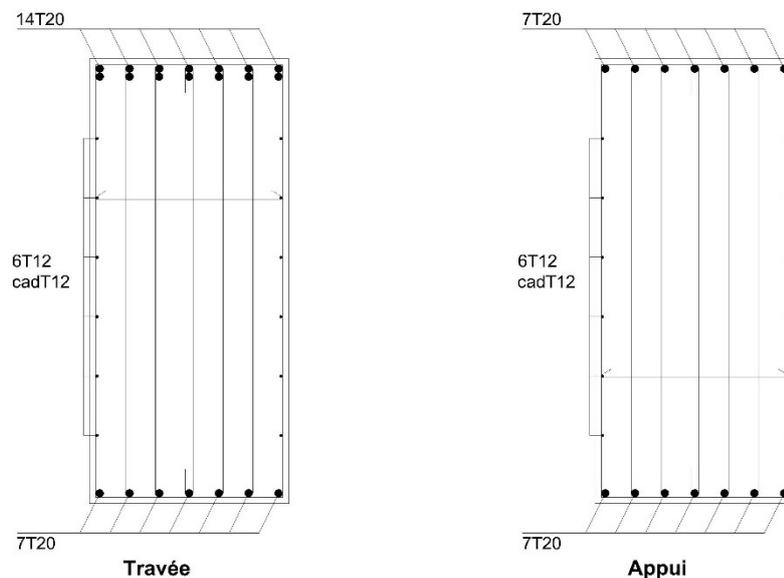
Leur section est au moins 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas : $h = 180\text{ cm}$

$A_p = 3 \times 1.80 = 5.4\text{ cm}^2$

On adopte : $A_p = 6\text{T}12 = 6.79\text{cm}^2$

X.3.8.1.4 schéma de ferrailage



X.4. Etude du voile de soutènement

X.4.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

X.4.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du *RPA99 version 2003*, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - ✚ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - ✚ Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - ✚ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (B : Section du voile).
 - ✚ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - ✚ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

X.4.2.1 Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 6.2\text{m} ; L_y = 8\text{m} ; e = 20\text{cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon *BAEL91 modifier 99*, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m .

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne f .

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=18kN/m^3$).

H : Hauteur du voile ($H=6.2m$).

$$f=35^\circ \rightarrow A = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow A=0.270$$

Donc

$$Q = 30.132 \text{KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35 \times 30.132 = 40.7 \text{KN/ml}$$

$$Q_{ser} = 1 \times 30.132 = 30.132 \text{KN/ml}$$

X.4.2.2 Effort dans la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.77 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x P L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	P_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6.2	8	0,77	0,0596	0,5440	40.7	93.2	79.2	50.7	43	46.6

Tab.X.27 Calcul des moments à l'E.L.U

Moment en travée et sur appuis à l'E.L.S ($v=0,2$)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	P_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
6.2	8	0,77	0,0661	0,6710	30.132	76.6	65.1	51.4	43.7	38.3

Tab.X.28 Calcul des moments à l'E.L.S

X.4.2.3 Calcul du ferrailage

La section à ferrailer est $1 \times 0.2 \text{ m}^2$.

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

Nous appliquons l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,10\text{MPa}$; $F_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$.

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s,min}$ (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	79.2	0.173	0	0.238	16.29	11.19	2	8T14	12.32	30
	y-y	43	0.094	0	0.123	17.11	5.78	2	5T14	7.70	30
Appui	x-x	46.6	0.102	0	0.134	17	6.29	2	5T14	7.70	30
	y-y										

Tab.X.29 Ferrailage du voile périphérique

❖ **L'espacement**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = (60 ; 33) = 33\text{cm}$$

On prendre $e=30\text{cm}$

X.4.2.4 Condition exigée par les RPA99/version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0.1 \cdot h \cdot b = 2\text{cm}$$

$$A_T \geq 0.1 \cdot h \cdot b = 2\text{cm}$$

X.4.2.5 Vérification de l'effort tranchant

Nous devons vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{p_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 99\text{kN}$$

$$T_y = \frac{p_u \times L_x}{3} = 84.1\text{kN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x ; T_y) = 99\text{Kn}$$

$$\tau_u = \frac{99}{1 \times 0.18} = 550\text{kN/m}^2 = 0.55\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \text{ vérifie}$$

X.4.2.6 Vérification à L'E.L.S

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Y : profondeur de l'axe neutre a l'ELS

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

Dans notre cas $A'_s = 0 \rightarrow c' = 0$

I : Le moment d'inertie

$$I = \frac{bY^3}{3} + n \times A'_s(Y - c')^2 + n \times A_s(d - Y)^2$$

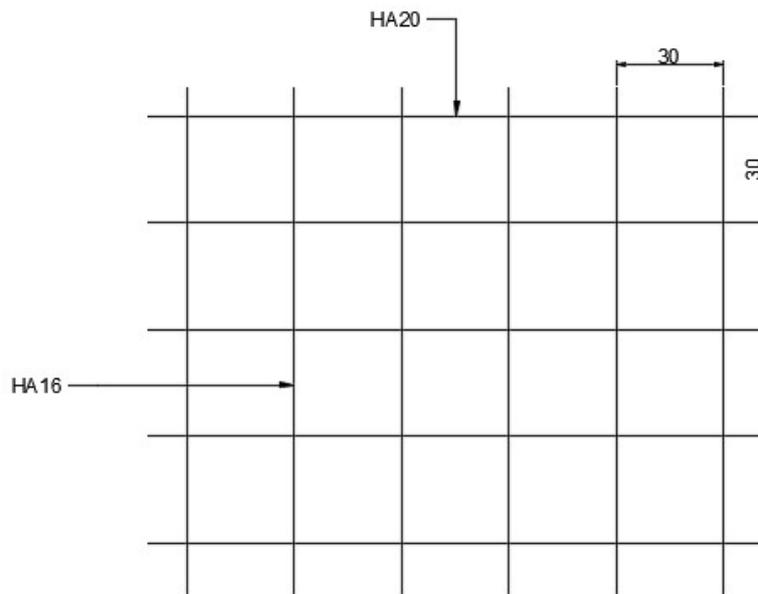
	Sens	M _{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	76.6	6	31 311	15.3	15	430.3	201.63	non
	y-y	51.4	5	18 793	13.09	15	542.03	201.63	non
Appui		38.3	5	20 111	9.45	15	372.5	201.63	non

Tab.X.30 Vérification à L'E.L.S

Il est bien remarquable que la contrainte des armateurs n'est pas vérifiée, donc il faut augmenter la section de ferrailage.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	76.6	10T20	25.13	9.2	62 449	11.2	15	163.03	201.63	oui
	y-y	51.4	10T16	20.11	8	47 201	8.5	15	166.1	201.63	oui
Appui		38.3	10T16	20.11	8	47 201	6.36	15	123.8	201.63	oui

Tab.X.31 Vérifications des contraintes du nouveau choix



FigX.4 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

X.2 ferrailages des éléments

X.2.1.Introduction

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL91** [5] et le **RPA99 version 2003** [3].

X.2.2. Ferrailage des poteaux du sous sols avec la compression

X.2.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable

- **Béton**: $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$
- **Acier**: $\gamma_s=1,15$; Nuance *FeE500* ; $\sigma_s=435MPa$

b. Situation accidentelle

- **Béton**: $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25MPa$; $\sigma_{bc}=18,48MPa$
- **Acier**: $\gamma_s=1,00$; Nuance *FeE500* ; $\sigma_s=500MPa$

❖ Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon BAEL 91

a.1. *ELU* Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

a.2. *ELS* Situation durable

$$G+Q$$

b. Selon RPA 99 Situation accidentelle

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} , M_{cor})
- effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min} , M_{cor})
- le moment maximum et l'effort correspondant (M_{\max} , N_{cor})

❖ **Recommandation selon RPA99 version 2003**

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par :

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton (cm^2).

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\emptyset$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1.35G+1.5Q

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	6145.28	12.32	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	6786.83	-0.92	28.8	129.6

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{corr} (kN)	M_{max} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	4335.25	169.03	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	3893.39	25.22	28.8	129.6

(N_{min} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{min} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	938.06	-5.35	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	1374.99	7.41	28.8	129.6

G+Q+E_x

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	7215.07	-61.51	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	7622.75	-208.98	28.8	129.6

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{corr} (kN)	M_{max} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	3513.05	76.53	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	3619.18	-209.56	28.8	129.6

(N_{min} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{min} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	743.16	-128.66	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	1059.47	-16.63	28.8	129.6

G+Q+E_y

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	10547.82	-54.6	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	10948.9	-107.16	28.8	129.6

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{corr} (kN)	M_{max} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	3562.52	84.50	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	10857.06	8.57	28.8	129.6

(N_{min} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{min} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	743.16	-75.53	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	1059.47	-5.37	28.8	129.6

G+Q-E_x

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	4307.43	5.20	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	4763.46	197.74	28.8	129.6

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{corr} (kN)	M_{max} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	2937.21	261.16	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	3814.43	209.92	28.8	129.6

(N_{min} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{min} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	-2465.17	223.06	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	-2005.28	42.24	28.8	129.6

G+Q-E_y

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	4295.49	-3.33	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	4751.51	95.27	28.8	129.6

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{corr} (kN)	M_{max} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	3243.46	-78.39	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	3814.43	106.39	28.8	129.6

(N_{min} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{min} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	-5797.92	161.87	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	-5331.44	27.58	28.8	129.6

0.8G+E_x

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{max} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	5965.89	-29.18	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	6179.32	-204.72	28.8	129.6

(N_{max} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{corr} (kN)	M_{max} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	1711.10	18.43	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	1712.29	-206.22	28.8	129.6

(N_{min} , M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{min} (kN)	M_{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A_{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	371.07	-121.49	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	561.39	-19.58	28.8	129.6

0.8G+E_y

(N_{max}, M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	9298.64	-22.28	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	9505.48	-102.9	28.8	129.6

(N_{max}, M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{corr} (kN)	M _{max} (kN.ml)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	1760.57	26.41	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	9432.01	0.58	28.8	129.6

(N_{min}, M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{min} (kN)	M _{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	414.14	-72.36	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	606.42	-8.33	28.8	129.6

0.8G-E_x

(N_{max}, M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	2045.06	12.99	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	2282.31	199.22	28.8	129.6

(N_{max}, M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{corr} (kN)	M _{max} (kN.ml)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	1248.08	181.45	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	1829.95	207.44	28.8	129.6

(N_{min}, M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{min} (kN)	M _{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	-3688.92	162.94	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	-3430.34	34.25	28.8	129.6

0.8G-E_y

(N_{max}, M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	2033.11	4.46	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	2270.36	96.75	28.8	129.6

(N_{max}, M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{corr} (kN)	M _{max} (kN.ml)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	1168.58	111.7	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	1780.55	103.91	28.8	129.6

(N_{min}, M_{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N _{min} (kN)	M _{corr} (kN.ml)	As (cm ²)	A _{smin} (cm ²)
1 ^{er} sous-sol	120×120	-7021.67	101.75	28.8	129.6
2 ^{eme} sous-sol	120×120	-6756.49	19.59	28.8	129.6

On prend comme section des armateurs la section exigée par le **RPA99version2003**

(A_{smin}=129.6 cm²) → **12T32+8T25** → **As = 135.78cm²**

X.2.2.2 Vérification de l'effort tranchant

❖ Selon le RPA 99 version 2003

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d=0,075$si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d=0,040$si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	section	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	τ _u (MPa)	vérification
1 ^{er} SS	120*120	72.13	0.05	2.52	0.04	1	oui
2 ^{eme} SS	120*120	72.13	0.05	1.8	0.04	1	oui

Tab.X.2Vérification de la sollicitation

X.2.2.3 Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 [5]** et celles du **RPA99 version 2003[3]** ; elles sont données comme suit :

*** Selon BAEL91 [5]**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t: Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

Ø_t: Diamètre des armatures transversales.

Ø_l: Diamètre des armatures longitudinales.

*** Selon le RPA99 version 2003[3]**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t: Section d'armatures transversales.

S_t: Espacement des armatures transversales.

T_u: Effort tranchant à l'ELU.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h: Hauteur totale de la section brute.

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

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$\rho_a = 3,75$si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme

suite :

$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$

Interpolation entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400MPa$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
1 ^{er} SS	120x120	12T32+8T25	25	10	15
2 ^{eme} SS	120x120	12T32+8T25	25	10	15

Tab.X.3 Espacements maximaux selon RPA99

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	λ	ρ_a	T_u^{\max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
1 ^{er} SS	120x120	2.52	3,75	72.13	N	10	0,15	8T8	4,02
					C	15	0,22		
2 ^{eme} SS	120x120	1.8	3,75	72.13	N	10	0,20		

Tab.X.4 Choix des armatures transversales

X.2.2.4 Schéma de ferrailage

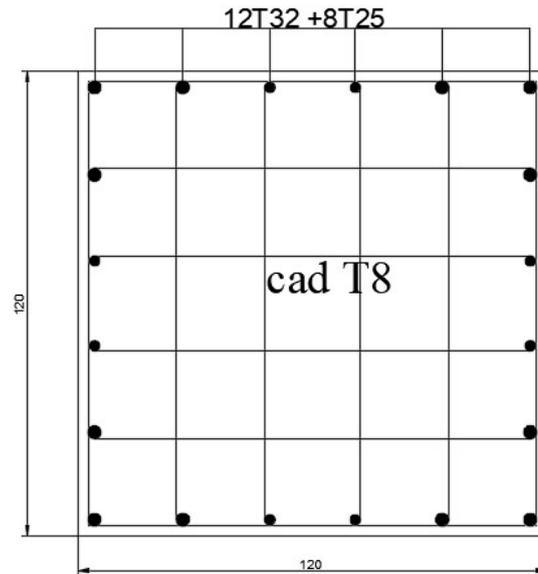


Fig.X.1.Schéma de ferrailage de poteau

X.2.3.Ferrailage des poutres

X.2.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple

On fait le calcul pour les situations suivantes :

❖ **Combinaisons donné par BAEL.91 [5]**

- Situation durable $\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$

❖ **Combinaisons donné par RPA99 VERSION 2003 [3]**

- Situation accidentelle $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm Q \end{cases}$

Recommandation du RPA99 version 2003[3]

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.

4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

X.2.3.2 Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre non porteuse).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

X.2.3.3 Poutres porteuses

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ^{max} ZC (cm ²)	A _s ^{max} ZN (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
40x70	Travée	402.3	16.61	112	168	14	7T20	21.99
	Appui	533.4	23.23				9T20	28.27

Tab.X.5 Ferrailage des poutres porteuses

X.2.3.3.1 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa}$$

Section	A _s ^{calcul} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	vérification
40x70	21.99	2.7	oui
40x70	28.27	2.7	oui

Tab.X.6 Vérification de la condition de non fragilité

X.2.3.3.2 Vérification vis-à-vis de l'E.L.S

La fissuration est considérée préjudiciable

Nous devons vérifier que

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	observation
40 x70	Travée	279.37	7T20	21.99	11.19	15	234.3	201.63	non
	Appui	371.32	9T20	28.27	13.8	15	245,96	201.63	non

Tab.X.7Vérification a l'ELS

Remarque

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

	M _{ser} (kN.m)	choix	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	279.37	6T20+6T16	30.91	28	860 476	9	15	169	201.63	oui
Appui	371.32	12T20	37.7	30	975 451	11.6	15	186	201.63	oui

Tab.X.8Choix finale des armatures

X.2.3.3.3 Les armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuréperpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas : h = 70 cm

A_p= 3×0.7 = 2.1 cm²

On adopte : A_p= 3T12= 3.39cm²

X.2.3.3.4 Les armatures transversales

- Selon le RPA 99 version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

On prend

St = 10 cm.....zone nodale

St = 15 cm.....zone courant

Donc

At = 1.2.....zone courant

At = 1.8.....zone courant

On prend 4T8 → As = 2.01cm²

X.2.3.4 Poutres non porteuses

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	As (cm ²)	As ^{max} ZC (cm ²)	As ^{max} ZN (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	choix	As ^{adp} (cm ²)
53x50	Travée	95.16	5.12	40	105	8.75	6T16	12.06
	Appui	141.61	7.84				9T16	16.08

Tab.X.9 Ferrailage des poutres non porteuses

X.2.3.4.1 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa}$$

Section	As ^{calcul} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	vérification
35x50	12.06	1.2	oui
35x50	16.08	1.2	oui

Tab.X.10 Vérification de la condition de non fragilité

X.2.3.4.2 Vérification vis-à-vis de l'E.L.S

La fissuration est considérée préjudiciable

Nous devons vérifier que

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta F_{ij}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kNm)	choix	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	observation
35 x50	Travée	66.31	6T16	12.06	5.6	15	139.8	201.63	oui
	Appui	99.18	8T16	16.08	7.7	15	159.44	201.63	oui

Tab.X.11 Choix finale des armatures

X.2.3.4.3 Les armatures transversales

- Selon le RPA 99 version 2003 [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

On prend

St = 10 cm.....zone nodale

St = 15 cm.....zone courant

Donc

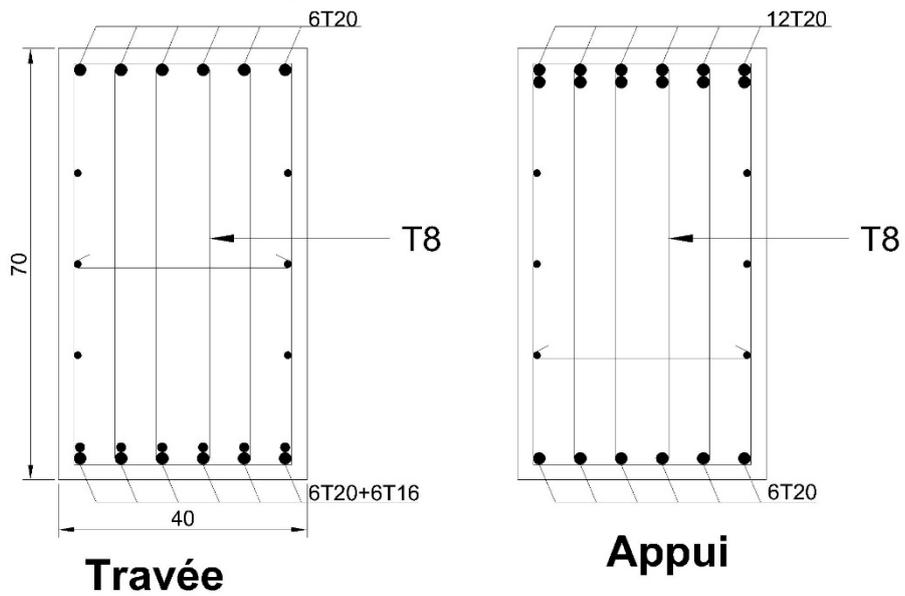
At = 1.05.....zone courant

At = 1.6.....zone courant

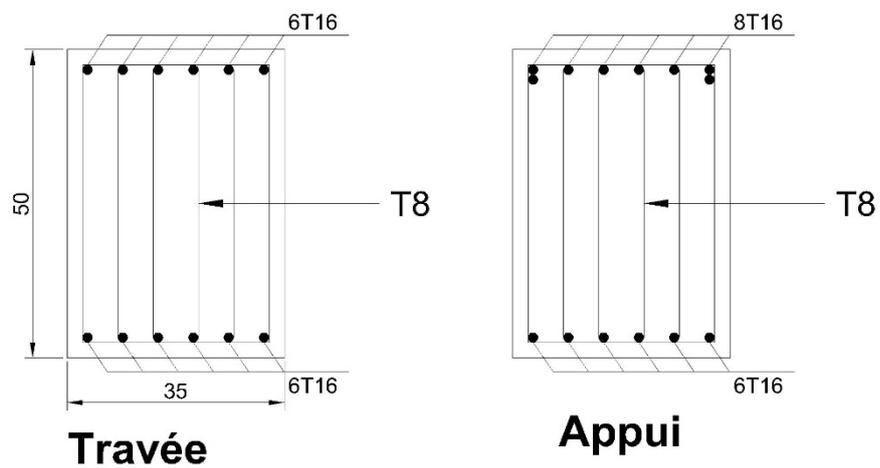
On prend **4T8** → As = 2.01cm²

X.2.3.4.4 Schéma de ferrailages

les poutres porteuses



les poutres non porteuses



X.2.4.Ferraillage de poutrelles

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1^{ère} étapes : avant le coulage de la table de compression

2^{ème} étapes : après le coulage de la table de compression

1^{ère} étapes : Avant le coulage de la table de compression on considère la poutrelle comme simplement appuyée, elle supports son poids propre, le corps creux et la charge d'exploitation due à l'ouvrier.

❖ **Charge permanent :**

Poids de la poutrelle $0.65 \times 4 = 2.6 \text{ kN/m}$
 Poids du corps creux $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/m}$
G=2.62kN/m

❖ **Charge d'exploitation :**

La charge d'exploitation due à l'ouvrier $0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/m}$
Q=0.65 kN/m

Combinaison des charges

ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 4.5 \text{ kN/m}^2$

ELS: $q_s = G + Q = 3.27 \text{ kN/m}^2$

1- Calcule des moments

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4.5 \times 7.6^2}{8} \Leftrightarrow M_u = 32.49 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{q l^2}{8} = \frac{3.27 \times 7.6^2}{8} \Leftrightarrow M_s = 23.6 \text{ kN/ml}$$

2- Ferraillage

La poutrelle est sollicitée à la flexion simple donc on utilise l'organigramme de la flexion simple

$M_u = 32.49 \text{ kN.m}; b = 65 \text{ cm}; d = 58.5 \text{ cm}, \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

μ	α	Z(mm)	A_s	A'_s	choix
0.0103	0.013	58.2	1.28	0	3T10

Tab.X.12récapitulation du calcul des sections d'armatures

2^{ème} étape : (après le coulage)

Après le coulage et après durcissement de la table de compression la poutrelle est assimilée à une poutre continue.

Nous avons les charges suivantes

$$G=0.65 \times 5.66 = 3.7 \text{ kN/ml}$$

$$Q=0.65 \times 5 = 3.3 \text{ kN/ml}$$

1- Calcul des moments

ELU

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9.95 \times 7.6^2}{8} \Leftrightarrow M_0 = 71.8 \text{ kN.ml}$$

ELS

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7 \times 7.6^2}{8} \Leftrightarrow M_0 = 50.54 \text{ kN.ml}$$

En travée a l'ELU

$$M_t = 0.85 M_0 = 61.03 \text{ kN.ml}$$

En appui l'ELU

$$M_a = 0.5 M_0 = 35.9 \text{ kN.ml}$$

En travée a l'ELS

$$M_t = 0.85 M_0 = 42.9 \text{ kN.ml}$$

En appui a l'ELS

$$M_a = 0.5 M_0 = 25.3 \text{ kN.ml}$$

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple, d'après l'organigramme de calcul d'une section en T

-si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression

-si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

Calcul le moment de la table M_{tab}

2- Le moment de la table de compression

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - h_0/2) \dots \dots \dots \text{BAEL91 [5]}$$

$$M_{tab} = 650 \cdot 50 \cdot 14,2 \cdot 24,5 = 113 \text{ kN.ml}$$

$M_{tab} \geq M_{tu}$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 30) \text{ cm}^2$

a- Ferrailage longitudinal en travée

M _{tu} (kNm)	μ	α	Z(mm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s (cm ²)
61.03	0,110	0.147	230.5	5.46	3T16	6.03

Tab.X.13récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

❖ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 1.7\text{cm}^2$$

$$A_s = 6.03\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.7\text{cm}^2$$

b- Ferrailage longitudinal en appui

Nous avons $M_{au} = 35.9\text{kNm} < M_{tab} = 113\text{kNm}$

$M_{tab} \geq M_{au}$ Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression et la section sera

calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 30)\text{cm}^2$

M _{au} (kNm)	μ	α	Z(mm)	A _s ^{cal} (cm ²)	CHOIX	A _s (cm ²)
35.9	0,053	0.069	262.7	3.14	3T12	3.39

Tab.X.14récapitulation du calcul des sections d'armatures en appui

❖ Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = 1.7\text{cm}^2$$

$$A_s = 3.39\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.7\text{cm}^2$$

3- Vérifications à l'ELU

● Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u = 37.81\text{kN}$.

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Tel que : } \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 1.33\text{MPa} \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{37.81 \cdot 10^3}{120.270} = 1.16\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.16\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \text{ Vérifiée}$$

4- Vérification à l'E.L.S

- Vérification des contraintes du béton

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimée.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Nous devons vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	42.9	6.03	7.39	43 527	7.28	Vérifiée
Appuis	25.3	3.39	5.76	27 081	5.39	

Tab.X.15 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'E.L.S

5- Les armatures transversales

- Selon le RPA 99 version 2003 [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,8cm ; 1.2cm ; 1,20cm) = 0,80cm$$

On adopte : $\phi_t = 6mm$

6- Choix des armatures

Nous adoptons : $A_t = 2\phi_6 = 0.57cm^2$

Selon le RPA 99 version 2003[3]

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \rightarrow S_t \leq 15.8cm$$

$S_t \leq 7.5cm$zone nodale

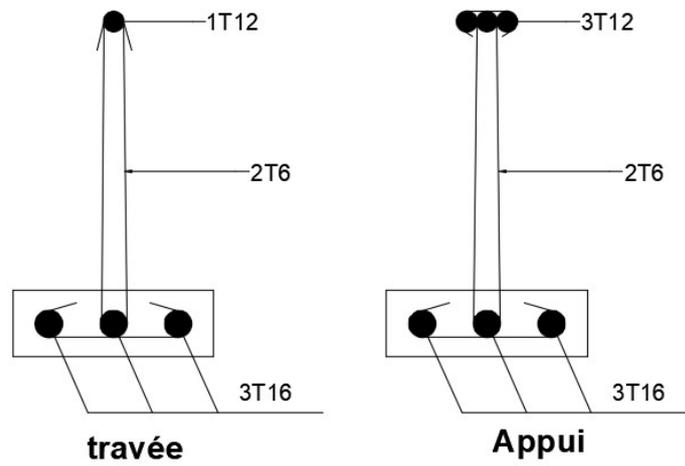
$S_t \leq 15cm$zone courant

On prend

St = 7 cm.....zone nodale

St = 10 cm.....zone courant

7- Schéma de ferrailage



X.1 Pré- dimensionnement

X.1.1 Plancher à corps creux

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume en le dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

$L_{\max} = 8 - 1 = 7\text{m}$ (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis)

Donc :

$$\frac{700}{25} = 28\text{cm} \leq h_t \leq \frac{700}{20} = 35\text{cm}$$

On prend :

$$h_t = 30\text{cm}$$

On opte pour un plancher d'une épaisseur de $h_t = 30\text{cm}$ } 25 cm : l'épaisseur du corps creux
5cm : dalle de compression

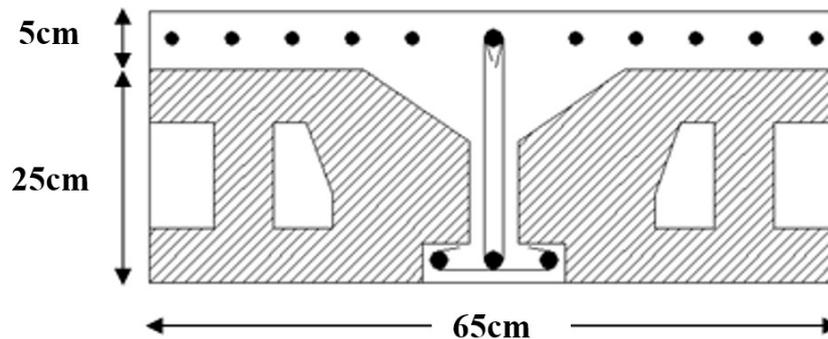


Fig.X.1 Plancher à corps creux

X.1.2 Pré dimensionnement

- **Evaluation des charges permanentes du 1^{er} sous-sol**

Corps creux 25+5	4KN/m ²
Revêtement en carrelage	0.36KN/m ²
Mortier de pose	0.4KN/m ²
Cloison de répartition	0.7KN/m ²
Faux plafond	0.2KN/m ²

$$G_1^{er}_{ss} = 5.66\text{kN/m}^2$$

○ **Evaluation des charges permanentes du 2^{ème} sous-sol**

Corps creux 25+5	4KN/m ²
Résine	0.003KN/m ²
G₂^{ème}_{ss} = 4.003kN/m²	

○ **La charge d'exploitation**

1 ^{er} sous-sol	5KN/m ²
2 ^{ème} sous-sol	2.5KN/m ²

❖ **Les poutrelles**

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Dimensions de la poutrelle

h=30cm; b=65cm; b₀=12cm; h₀=5cm

❖ **Les poutres**

Le pré dimensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le “**BAEL 91 modifié 99**” [5] et vérification selon “**RPA 99 version 2003**” [3].
- 2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

a) Pré dimensionnement des poutres principales [PP]

- **D’après le “BAEL 91 modifié 99”[5]**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

Avec

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

➤ **Détermination de la hauteur “h”**

L=700cm

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 46,67cm \leq h \leq 70cm$$

Nous prenons : **h=70cm**

➤ **Détermination de la largeur “b”**

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

$$21 \leq b \leq 49$$

Nous prenons : **b=40cm**

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 »[3](Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 40\text{cm} > 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 70\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 2.14 < 4 \end{array} \right.$$

b. Pré dimensionnement des Poutres secondaires [P.S]

- **D'après le « BAEL 91 modifié 99 »[5]**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

Avec

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur « h »**

$$L=500\text{cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 33 \leq h \leq 50$$

Nous prenons : **h=50cm**

- **Détermination de la largeur « b »**

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

$$15 \leq b \leq 35$$

Nous prenons : **b=35cm**

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 »[3](Zone sismique III)**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 35\text{cm} > 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.4 < 4 \end{array} \right.$$

❖ **Les poteaux**

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

En outre, l'effort normal agissant ultime «Nu » d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

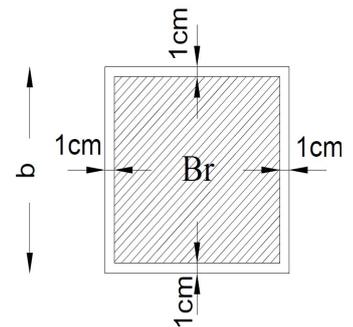
Avec :

- B_r : section réduite du poteau (en cm^2) ; $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$.
- A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- f_{c28} : résistance à la compression de béton.
- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$. et $\gamma_s = 1,15$.

α : coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ »

des poteaux.



Section du poteau

X.1.3 Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et

perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.

- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=500MPa$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle I_{cm} d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br= (a-0,02)(b-0,02)$] (m^2).

Selon le "BAEL 91 modifié 99" [5]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ si $\lambda = 50$
- $\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ si $50 < \lambda < 100$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

De l'équation (1), on tire la valeur de Br :

$$Br \geq 0.062Nu$$

➤ **Le minimum requis par le "RPA99 version 2003" [3]**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum

- Poteaux carrés

$$\left\{ \begin{array}{l} * \text{Min}(a;b) \geq 30cm \\ * \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec

- (a ;b) : Dimensions de la section.
- h_e : Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b)

X.1.3.1 La descend de charge

$$Nu = N_{\text{super structure}} + N_1^{\text{er}}_{\text{sous-sol}} + N_2^{\text{eme}}_{\text{sous-sol}}$$

La surface de poteau plus sollicitée $S = 64\text{m}^2$

$$N_1^{\text{er}} = (N_{\text{plancher}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}}) \times 1.35 + 1.5N_{Q1}^{\text{er}}$$

$$N_1^{\text{er}} = 1023.27\text{kN}$$

$$N_2^{\text{eme}} = (N_{\text{plancher}} + N_{\text{pp}} + N_{\text{ps}}) \times 1.35 + 1.5N_{Q2}^{\text{eme}}$$

$$N_2^{\text{eme}} = 705.76\text{kN}$$

$$N_u = N_{\text{super structure}} + N_1^{\text{er}}_{\text{sous-sol}} + N_2^{\text{eme}}_{\text{sous-sol}}$$

$$N_u = 4251.28 + 1023.27 + 705.76$$

$$N_u = 5980.31\text{kN}$$

$$B_r \geq 0.062N_u \rightarrow B_r \geq 0.062 \times 5980.31 \rightarrow B_r \geq 370779.22\text{mm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \quad ; \quad \text{On a : } a=b$$

$$\text{Donc : } B_r = (a-0.02)^2 \rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0.02 = 0.63 \text{ m}$$

$$a=b=63\text{cm}$$

Le choix : $a=b= 80\text{cm}$

1- Vérification du critère de résistance :

$$\frac{N_u}{B} \leq F_{bc} = 14.2\text{MPa} \rightarrow \frac{5980.31 \times 10^3}{800 \times 800} = 9.34 \leq F_{bc} = 14.2\text{MPa}$$

2- Vérification du critère de l'effort normal réduit

En outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

B_c : section du poteau

$$N_d = 6711.70\text{kN} \text{ « résultat de ROBOT »}$$

$$v = 0.42 \leq 0.3 \text{ non vérifie}$$

Donc il faut augmenter les dimensions des poteaux

On prend un poteau de 110×110

$$N_d = 11609.7\text{kN}$$

$$v = 0.38 \leq 0.3 \text{ non vérifie}$$

Donc il faut augmenter les dimensions des poteaux

On prend un poteau de 120×120

$v = 0.3 \leq 0.3$ vérifie

X.1.4 Récapitulation des sections

Les éléments	Choix finale
Les poutres principales	40×70
Les poutres secondaires	35×50
les poteaux	120×120

Tab.X.1 Récapitulation des sections

Conclusion

L'étude que j'ai menée dans le cadre de ce projet m'a permis d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels techniques comme SAP2000 ; ROBOT ; AUTOCAD, ...etc.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour moi une première expérience qui a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base qui doivent être prises en considération dans la conception des structures en charpente métallique.

Enfin, le travail que j'ai présenté est le couronnement de cinq années d'études.

Il m'a permis de faire une rétrospective de mes connaissances accumulées pendant mon cursus universitaire.

En espérant avoir atteint mes objectifs et cela me permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique

Liste des tableaux

Tab.I.1 Nuance d'acier avec la limite élastique

Tab.I.2 La valeur de θ

Tab.II.1. Catégories de terrain

Tab.II.2. Coefficient de rugosité

Tab.II.3. Intensité de turbulence

Tab.II.4. Coefficient d'exposition

Tab.II.5. La pression dynamique de pointe

Tab.II.6.Coefficient C_d

Tab.II.8.Force extérieure sur les parois au vent

Tab.II.9.Force extérieure sur les parois parallèles au vent et sous le vent

Tab.II.10. C_{pe} pour les toitures plates

Tab.II.11.Valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur la toiture (v1)

Tab.II.12.Coefficient C_d

Tab.II.13. C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

Tab.II.14.Force extérieure sur les parois au vent

Tab.II.15.Force extérieure sur les parois parallèles au vent et sous le vent

Tab.II.16. C_{pe} pour les toitures plates

Tab.II.17.Valeurs des pressions $W_{(z_j)}$ sur la toiture (v1)

Tab.III.1 Récapitulation

Tab.III.2 Récapitulation

Tab.III.3 résultats de descent de charge

Tab.III.4 Les résultats de flambement Poteaux RDC

Tab.III.5 Les résultats de flambement poteaux 1^{er} et 2^{ème} étage

Tab.III.6 Les résultats de flambement poteaux 3^{ème} et 4^{ème} étage

Tab.V.1 les résultats de déversement

Tab.V.2 les résultats de déversement

Tab.VI.1 Valeur de l'excentricité

Tab.VI.2 valeur des pénalités

Tab.VI.3 Le pourcentage de participation de masse de 1^{er} modèle

Tab.VI.4 Résultante des forces sismiques à la base de 1^{er} modèle

Tab.VI.5 Les déplacements inter étage de 1^{er} modèle

Tab.VI.6 Le pourcentage de participation de masse de 2^{eme} modèle

Tab.VI.7 Résultante des forces sismiques à la base de 2^{eme} modèle

Tab.VI.8 Les déplacements inter étage de 2^{eme} modèle

Tab.VI.9 Le pourcentage de participation de masse de 3^{eme} modèle

Tab.VI.10 Résultante des forces sismiques à la base de 3^{eme} modèle

Tab.VI.11 Les déplacements inter étage de 3^{eme} modèle

Tab.VI.12 les efforts tranchant repris par les contreventements(x-x)

Tab.VI.13 les efforts tranchant repris par les contreventements (y-y)

Tab.VI.14 Les effort tranchant repris par les cadres auto stable

Tab.VI.15 Les effort tranchant repris par les cadres auto stable

Tab.VI.16 Justification vis-à-vis de l'effet P-□□sens x

Tab.VI.17 Justification vis-à-vis de l'effet P-□□sens y

Tab.VI.1 Valeur de l'excentricité

Tab.VI.2 valeur des pénalités

Tab.IX.1 les caractéristiques de boulon ordinaire M16

Tab.IX.2 les coefficients en fonction des trous

Tab.IX.3 Etat de surface en fonction de la classe de surface et μ

Tab.IX.4 les caractéristiques de boulon ordinaire M16

Tab.IX.1 Récapitulation des sections

Tab.X.2Vérification de la sollicitation

Tab.X.3Espacements maximaux selon RPA99

Tab.X.4Choix des armatures transversales

Tab.X.5 Ferrailage des poutres porteuses

Tab.X.6 Vérification de la condition de non fragilité

Tab.X.7 Vérification a l'ELS

Tab.X.8 Choix finale des armatures

Tab.X.9 Ferrailage des poutres non porteuses

Tab.X.10 Vérification de la condition de non fragilité

Tab.X.11 Choix finale des armatures

Tab.X.12 récapitulation du calcul des sections d'armatures

Tab.X.13 récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée

Tab.X.14 récapitulation du calcul des sections d'armatures en appui

Tab.X.15 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

Tab.X.16 Récapitulation

Tab.X.17 Calcul des moments à l'E.L.U

Tab.X.18 Calcul des moments à l'E.L.S

Tab.X.19 la section des armateurs

Tab.X.20 Vérification des contraintes à l'E.L.S

Tab.X.21 Vérifications des contraintes du nouveau choix

Tab.X.22 Ferrailage des nervures dans le sens porteur

Tab.X.23 Vérification des contraintes à l'E.L.S

Tab.X.24 Vérification des contraintes à l'E.L.S

Tab.X.25 Récapitulation

Tab.X.26 Choix des armatures transversales

Tab.X.30 Calcul des moments à l'E.L.U

Tab.X.31 Calcul des moments à l'E.L.S

Tab.X.32 Ferrailage du voile périphérique

Tab.X.33 Vérification à l'E.L.S

Tab.X.34 Vérifications des contraintes du nouveau choix

Liste des figures

- Fig.I.1 Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU**
- Fig.I.2 Diagramme contraintes-déformations à l'ELU**
- Fig.I.3 Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS**
- FigII.2.1 (§2.3.2RNV2013)**
- FigII.2.2 (§2.3.2RNV2013)**
- Fig.II.2.3 Légende pour les parois verticales**
- Fig.II.2.4 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales**
- Fig.II.2.5 Légende pour les toitures plates**
- Fig.II.2.6 Légende pour les parois verticales**
- Fig.II.2.7 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales**
- Fig.IV.1 schéma les lisse de bardage**
- Fig.IV.2 Schéma statique de la lisse sous l'effet de vent V (suivent Z)**
- Fig.IV.3 Schéma statique de la lisse sous l'effet de charge permanent G (suivent Y)**
- FigIV.5.schéma de la semelle comprimé**
- FigIV.6.schéma de la semelle comprimé**
- Fig.IV.7schéma da la surface tribulaire**
- FigIV.8 : détails de l'escalier**
- FigIV.9 Schème représentant les dimensions d'escaliers**
- Fig.IV.10 Schème de la conception d'une marche**
- Fig.V.1 plancher collaborant mixte**
- Fig.V.2 schéma des étaielements placé à mi- travée des solives**
- Fig.IX.1 Les assemblages boulonnés**
- Fig.IX.2 Les assemblages soudés**
- Fig.IX.3 Schéma d'assemblage solive poutre**
- Fig.IX.4 schéma de la soudure**
- Fig.IX.5 schéma des zones faible**

Fig.IX.6 Raidisseur de la zone tendue

Fig.IX.7 Raidisseur de la zone comprimé

Fig.IX.8 Raidisseur de la zone cisailé

Fig.IX.9 Schéma d'assemblage PS-poteau

Fig.IX.10 Schéma d'assemblage des contreventements

Fig.IX.10 Vue en plan de l'assemblage

Fig.X.1 Plancher à corps creux

FigX.2 Schéma du radier

FigX.3 Schéma statique du bâtiment

FigX.4 Schéma de ferrailage du radier

BIBLIOGRAPHIE

- **DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ». [1]**
- **DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ». [2]**
- **DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ». [3]**
- **DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV version 2013 ». [4]**
- **BAEL91 : Calcul des structures en béton. [5]**
- **Calcul des structures métallique selon l'euro code 3. Jean Morel. [6]**
- **Les cours de charpente métallique M1. Monsieur MENADI [7]**
- **Les cours de béton armé. Monsieur FERDJANI AISAM[8]**
- **mémoire de fin d'étude génie civil charpentes métallique [9]**
- **mémoire de fin d'étude génie civil structure [10]**