

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

Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Spécialité : Construction Métallique et mixte.

Thème :

Etude d'un parc de stationnement en charpente
Métallique (R+5) A Tlemcen « Bab-El-Djiad »

Présenté par :

Mr. .Benaissa Mohammed

Mr. Korib abdefetah

Soutenu en 22 novembre 2020, Devant le Jury composé :

Mr. MATALLAH.M

Président

Mr. BENYELLES EL-HADI

Examineur

Mr.MISSOUM .A

Encadreur

Mr. BOUMECHRA .N

Encadreur

Année Universitaire 2020 - 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACE

Je voudrais dédier ce travail tout spécialement à mes chères parents pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire, que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infaillible, Mercie d'être toujours là pour moi.

Je dédie ce projet aussi à mon frère et mes chères sœurs et toute la famille Benaissa et fares.

A mes chères amis et camarades de promotion 2018-2020 je ne peux que dire merci pour leur d'aide et leur présence.

Enfin, je dois un profond respect à tous les enseignements pendant les années universitaire qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Mohammed

DEDICACE

Je voudrais dédier ce travail tout spécialement à mes chers parents qui m'ont élevé et soutenu tout au long de ma vie.

Je dédie ce projet à mes chers frères et mes chères sœurs et je passe un grand bisou à ses enfants

Je tiens énormément à remercier mes chères amis et copains

Enfin, je voudrais dédier cette thèse à tout personne ayant participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

Abdelfattah

Remerciement

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. Missoum et Mr Boumechra. N, A qui nous ont témoigné de sa confiance et de son aide et qui nous ont aussi transmis sa passion pour la modélisation des Structures et le calcul de charpente métallique.

Nous remercions aussi les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants de l'université de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Enfin, Nous remercions aussi tous nos amis et toutes les personnes pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Mercie a tous

Benaissa.M & Korib A

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure d'un parc de stationnement avec des locaux commerciaux en charpente métallique dans la wilaya de Tlemcen exactement à BAB-EL- DJIADE. Le parking est de forme régulière. Son étude est élaborée en plusieurs étapes. Après une introduction en premier chapitre, L'évaluation des charges et surcharges ainsi que l'étude climatique (vent et neige) selon le RNV99 version 2013, sont traitées en chapitre 2. Le chapitre 3, concerne le prédimensionnement des éléments structuraux. Le calcul du plancher mixte collaborant selon l'EUROCODE4 a fait l'objet du chapitre 4. Par la suite, l'étude dynamique selon le RPA99 version 2003, puis le dimensionnement des différents éléments (structuraux et secondaires) selon le « CCM97» ont été développés dans les chapitres 5 et 6 respectivement, Selon l'EUROCODE 3, les différents assemblages de tous ces éléments de notre structure sont calculés en chapitre 7. Enfin, notre projet doit reposer sur des fondations qui ont fait l'objet de l'étude de l'infrastructure selon le règlement BAEL91. Notre travail a été clôturé par une conclusion générale.

Mots clés : charpente métallique, plancher mixte, assemblage, Fondation profonde.

Abstract

This project consists in studying the structure of a parking lot with commercial premises in metal framework in the wilaya of Tlemcen exactly in BAB-EL-DJIADE. The parking lot is regular. Its study is developed in several stages. After an introduction in the first chapter, the evaluation of loads and overloads as well as the climatic study (wind and snow) according to the RNV99 version 2013 are dealt with in chapter 2. Chapter 3 concerns the pre-dimensioning of structural elements. The calculation of the composite floor collaborating according to EUROCODE4 was the subject of chapter 4. Subsequently, the dynamic study according to RPA99 version 2003, then the sizing of the various elements (structural and secondary) according to «CCM97» was carried out. Been developed in chapters 5 and 6 respectively, According to EUROCODE 3, the different assemblies of all these elements of our structure are calculated in chapter 7. Finally, our project must be based on foundations which were the subject of the infrastructure study according to BAEL91 regulation. Our work ended with a general conclusion.

Key words: Metal frame, composite floor, assembly, deep foundations.

ملخص

يتكون هذا المشروع من دراسة موقف سيارات بهيكل معدني بمباني تجارية يقع في ولاية تلمسان بالضبط في باب جيا. تبل سعة موقف السيارات 200 موقف تخزين لا يزيد ارتفاعها على ثلاث أمتار و تتكون من بدروم + ارضي و خمسة طوابق. تم تطوير دراستها على عدة مراحل , بدانا بمقدمة , و تقويم الحمل و الحمل الزائد في الفصل الثاني ,والدراسة المناخية (ثلوج و الرياح) وفقا لإصدار 2013 في الفصل الثالث. الفصل الرابع يتعلق بالأبعاد المسبقة للعناصر الهيكلية ثم الدراسة زلزالية وفقا لإصدار 2003 المنفذ في الفصل الخامس نتيجة دراسة الأرضية المختلطة تم تطويرها في الفصل الخامس , ثم تحجيم العناصر الهيكلية في الفصل السادس وقبل ما ننتهي اشرنا إلى تجميعات جميع عناصر هيكلنا المحسوبة في الفصل السابع, و أخيرا انتهينا بدراسة الأساس .

الكلمات المفتاحية: هيكل معدني , الأرضية المركبة , التجميع , أساسات عميقة .

Table des matières

Chapitre I : Généralité.

I.1 INTRODUCTION	20
I.1.1 Avantages	20
I.1.2 Inconvénients	20
I-2 Présentation de l'ouvrage	20
I-3 Localisation du site d'implantation	21
I-4 Caractéristique géométrique	22
I-5 Règlements utilisés	23
I-6 Logiciels utilisés	24
I-7 Matériaux de construction	24
I-7-1 L'acier de construction	24
I-7-2 le béton armé	24
I-8 Les assemblages	24
I-8-1 assemblages par boulonnage	24
I-8-1 assemblages par soudage	24

Chapitre II : évaluation des charges et surcharges

II-1 Introduction	26
II-2 Charges permanentes	26
II-3 Charges d'exploitations	28
II-4 Charge climatique	29
II-4-1 Effet de la neige	29
II-4-2 Effet du vent	30
II-5 Conclusion	43

Chapitre III : prédimensionnement des éléments structuraux

III-1 Introduction	45
III-2 Pré dimensionnement des solives	45
III-3 Pré dimensionnement des poutres principales	48

III- 4 Pré dimensionnement des poteaux	57
III- 5 Conclusion	67

Chapitre IV : Etude de plancher mixte

IV -1 Introduction	69
V-2 Calcule plancher mixte de l'étage courant (parking).....	69
IV-2-1 Phase de construction	70
IV-2-1 Phase finale	71
IV-3 Plancher terrasse	72
IV-4 Etude des connecteurs	74
IV-5 Plancher étage courant parking : (dalle +poutre principale).....	77
IV-6 Calcule plancher mixte du centre commercial	82
IV-7 conclusion	90

Chapitre V : Etude sismique

V-1 Introduction	92
V-2 Principe de la méthode	92
V-3 Critères de classification par le RPA99 version2003	92
V-3-1 Classification des zones sismique	93
V-3-2 Classification de l'ouvrage	93
V-4 Analyse dynamique de la structure	93
V-4-1 Modélisation de la structure	94
V-5 Vérification de la structure	94
V-5-1 Calcule de la force sismique totale de la structure	94
V-5-2 Vérification de la période fondamentale de la structure	97
V-5-3 Spectre de réponse	97
V-5-4 Vérification de déplacement	98
V-5-5 Justification vis-à-vis a l'effet de($P - \Delta$)	99
V-6 Conclusion	100

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

VI-1 Introduction	102
-------------------------	-----

VI-2 Dimensionnement des poteaux	102
VI-3 Dimensionnement des poutres principales	105
VI-4 Dimensionnement des poutres secondaires	106
VI-5 Justification des contreventements	107
VI-6 Dimensionnement des escaliers	110
VI-6-1 Définition	110
VI-6-2 Prédimensionnement de l'escalier	111
VI-6-3 Dimensionnement des éléments porteurs	112
VI-6-3-3 Vérification de la cornière de support	112
VI-7 Dimensionnement des poutres de rampe	116
VI-8 conclusion	118

Chapitre VII : Etude des assemblages

VII-1 Introduction	120
VII-2 Mode assemblage	120
VII-3 Assemblage poteau - poutre principale	120
VII-4 Assemblage poteau – poteau	127
VII-5 Assemblage poutre principale – solive	130
VII-6 Assemblage contreventement	133
VII-7 Pied poteau	137
VII-8 conclusion	145

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII-1 Introduction	147
VIII-2 Rapport géotechnique	147
VIII-3 Type de fondation	147
VIII- 4 Calcules de fondations	148
VIII -4-1 radier général	148
VIII-4-2 Mur de soutènement	157
VIII-4-3 Les pieux	163
VIII-5 Conclusion générale	169

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A : EVALUATION DES CHARGES

ANNEXE B : PREDIMENSIONNEMENT

ANNEXE C : ETUDE SISMIQUE

ANNEXE D : DIMENSIONNEMENT

ANNEXE E : ETUDE DES ASSEMBLAGE

ANNEXE F : RAPPORT GEOTECHNIQUE

LISTE DES TABLEAUX

Tab. II.1 Valeurs de q_p suivant les zones de la paroi verticale (direction V1).....	39
Tab. II.2 Valeurs de q_p suivant les zones de la paroi verticale (direction V1).....	39
Tab. II.3 Pression sur les parois au vent (zone D).....	42
Tab. II.4 Pression sur les parois au vent et sous le vent.	42
Tab.III.1 Vérification de la flèche des solives.	48
Tab.III.2 Vérification des sollicitations sur les solives.	48
Tab.III.3 Caractéristiques du profilé IPE220.....	48
Tab.III.4 Caractéristiques du profilé IPE240.....	48
Tab.III.5 Caractéristiques du profilé IPE 450.....	50
Tab.III.6 Caractéristiques du profilé IPE 400 « étage courant parking ».....	52
Tab.III.7 Caractéristiques du profilé IPE 400 « terrasse accessible ».....	55
Tab.III.8 Vérification des sollicitations sur les poutres principales.....	57
Tab.III.9 Charge permanente.....	57
Tab.III.10 Charge d'exploitation.	57
Tab.III.11 Vérification des sollicitations sur les poteaux	66
Tab.III.12 Caractéristiques du profilé HEA 400	66
Tab.III.13 Caractéristiques du profilé HEA 320	67
Tab.III.14 Caractéristiques du profilé HEA 280	67
Tab.III.15 Caractéristiques du profilé HEA 200	67
Tab.V.1 Facteur de qualité suivant les deux sens.	95
Tab.V.2 Résultante des forces sismique à la base.....	97
Tab.V.3 Déplacement relative dans le sens X.	98
Tab.V.3 Déplacement relative dans le sens Y.	99
Tab.V.4 « L'effet de ($P - \Delta$) suivant l'axe X-X».	99
Tab.V.5 « L'effet de ($P - \Delta$) suivant l'axe y-y ».	100
Tab.VI.1 Caractéristique du profilé HEA 450.	102
Tab.VI.2 Caractéristique du profilé IPE500	105
Tab.VI.3 Caractéristique du profilé IPE300.	106

Tab.VI.4 Caractéristiques du profilé UPN240	108
Tab.VII.1 Les efforts sollicitant de l'assemblage « poteau- poutre principale »	122
Tab.VII.2 Les efforts sollicitant de l'assemblage « poteau- poteau »	127
Tab.VII. 3 Les efforts sollicitant de l'assemblage poutre-solive.....	132
Tab.VII. 4 Les efforts sollicitant de l'assemblage pied poteau	138
Tab.VIII.1 Résulta de calcules des pieux par LTPO	165

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 Plan architectural de parking en béton armé	21
Figure I -2 localisation du site du projet.....	22
Figure I -3 Modélisation en 3D avec les cotations de L'ouvrage	23
Figure II -1 Plancher mixte acier-béton	26
Figure II -2 Plancher terrasse accessible	27
Figure II -3 Schématisation du vent	30
Figure II -4 hauteur de référence	31
Figure II -5 Vue en plan.....	37
Figure II -6 Vue en élévation	37
Figure II -7 Pressions exercées sur les zones D, E.....	39
Figure II -8 Cpe pour parois verticales (Vent sur pignon)	41
Figure II -9 Pressions exercées sur les zones D, E.....	42
Figure III. 1 Solive uniformément chargé	45
Figure IV-1 Plancher mixte acier-béton.....	69
Figure IV-2 Dimensions de la tôle nervurée	70
Figure IV-3 Largeur efficace de la dalle	72
Figure IV-4 Caractéristique du gougeons.....	75
Figure IV-5 Dimension de la tôle profilée et connecteur.....	76
Figure IV-6 espacement entre gougeons.....	77
Figure IV-7 espacement entre gougeons.....	82
Figure V -1 Modélisation en 3D	94
Figure V -2 Spectre de réponse suivant l'axe X.....	97
Figure V -3 Spectre de réponse suivant l'axe Y.....	98

Figure VI-1 Courbe de flambement avec tableau d'imperfection α	103
Figure VI-2 Constituants d'un escalier	110
Figure VI-3 Escalier de Zigzag dans parking	110
Figure VI-4 Schéma de l'escalier a deux volées	112
Figure VI-5 Schéma statique de la volée	114
Figure VII -1 Assemblage « poteau - poutre principale »	120
Figure VII -2 Détail d'assemblage poteau - poutre principale	121
Figure VII -3 Symbole pour l'entraxe des fixations	123
Figure VII -4 Assemblage poteau –poteau.....	127
Figure VII -5 d'assemblage poutre-solive (IPE500-IPE330)	131
Figure VII -6 Détail d'assemblage poutre-solive (IPE500-IPE330)	131
Figure VII -7 3D d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset	133
Figure VII -8 Détail d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset.....	134
Figure VII -9 Assemblage pied de poteau	137
Figure VII -10 Détail d'assemblage pied de poteau	138
Figure VII -11 Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b)	139
Figure VII -12 Illustration de la partie comprimée du pied de poteau	141
Figure VIII -1 Schéma pour les types de fondations	148
Figure VIII -2 Les Chagres appliquée sur le radier et les pieux.....	148
Figure VIII -3 Distribution des contraintes sur le radier.....	151
Figure VIII -4 Schéma statique d'un mur de soutènement	157
Figure VIII -5 Schéma représentant les différentes parties d'un pieu	164
Figure VIII -6 Section de ferrailage du pieu	166
Figure VIII -7 Ferrailage des pieux.....	168

LISTE DES NOTATIONS

- A : Section brute d'une pièce.
- A_{net} : Section nette d'une pièce.
- A_w : Section de l'âme.
- A_v : Aire de cisaillement.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_p : Coefficient de pression.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
- G : Module d'élasticité transversale de l'acier.
- G : Charge permanente.
- I : Moment d'inertie.
- K : Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre.
- K_0 : Coefficient de flambement.
- K_T : Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M_{sd} : Moment fléchissant.
- M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- M_{pl} : Moment plastique.
- M_{Cr} : Moment critique.
- M_{sd} : Valeur de calcul du moment fléchissant.
- $M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement.
- $N_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.

- $N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
- N_{Sd} : Effort normal.
- $N_{t,sd}$: Effort sollicitant de traction.
- $N_{c,sd}$: Effort sollicitant de compression.
- N_{pl} : Effort normal plastique.
- $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme.
- Q : Charge d'exploitation.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- S : Surface.
- S : La charge de la neige.
- S_k : La charge de la neige sur le sol.
- V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
- $V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
- W_{el} : Module de résistance élastique.
- W_{pl} : Module de résistance plastique.
- W : Poids de la structure.
- d : Diamètre d'une section circulaire.
- f : La flèche.
- f_y : Limite d'élasticité.
- h : Hauteur d'une pièce.
- l : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
- l_f : Longueur de flambement.
- r : Rayon d'une section circulaire.

- t : Épaisseur d'une pièce.
 t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.
 t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 z_0 : Paramètre de rugosité.
 z_{eq} : Hauteur équivalente.
 z_{min} : Hauteur minimale.
 χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
 β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
 β_w : Facteur de corrélation.
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent.
 γ_M : Coefficient de sécurité.
 $\overline{\lambda_{LT}}$: Élancement de déversement.
 α : Facteur d'imperfection.
 \emptyset : Rotation.
 \emptyset_{LT} : Rotation de déversement.
 τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .
 Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
 μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

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, En en bois ou charpente métallique.

Notre structure est un parc de stationnement en charpente métallique à étages multiples largement ventilés, c'est des structures qui ont fait l'objet depuis ces vingt dernières années d'un ajustement de la réglementation dans les pays industrialisés facilitant ainsi leur adoption Ils ont pour principale caractéristique une très bonne ventilation permettant d'évacuer facilement l'énorme quantité de fumée que génère un incendie pour la sécurité des personnes et surtout que l'acier est un matériaux faible au feu , donc pour diminuer l'effet de la température élevée au de l'explosion pour sauvegarder la signification de résistance des éléments structuraux .

L'ossature métallique qui se décompose par des poteaux, des poutres et de contreventements sont assemblés entre eux par boulonnage, travaillions comme un corps rigide contre les forces horizontaux du au (séisme, vent), et aussi la transmission des efforts verticaux par le plancher vers la fondation grâce a les poutres principales et les poteaux pour la bonne stabilité de la structure.

Pour l'étude de cette structure nous avons suivi le plan de travail avec huit chapitres :

Chapitre 1 : Généralité.

Chapitre 2 : évaluation des charges et surcharges.

Chapitre 3 : prédimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre 4 : étude de plancher mixte.

Chapitre 5 : étude sismique.

Chapitre 6 : dimensionnement des éléments structuraux.

Chapitre 7 : étude assemblage.

Chapitre 8 : étude d'infrastructure.

Finalement, nous terminerons par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralité

I.1 INTRODUCTION :

L'acier présente plusieurs avantages, c'est pourquoi il a peu à peu remplacé les vieux matériaux de construction comme le béton armé durant le dernier siècle dans les structures industrielles, et a permis d'aller de plus en plus en hauteur, ainsi de réaliser différentes formes tout en gardant une bonne stabilité ; toute fois chaque matériau présente aussi des inconvénients.

Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus.

I.1.1 Avantages :

- ✓ Préfabrication intégrale du bâtiment en atelier avec une haute précision et la rapidité du montage sur chantier.
- ✓ En raison de la légèreté, les éléments du bâtiment peuvent être transportés aisément et même exportés à l'étranger.
- ✓ La grande résistance de l'acier à la traction offre la possibilité de franchir de grandes portées.
- ✓ Grace à sa ductilité, l'acier possède une bonne résistance aux forces sismiques.
- ✓ Transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont facilement réalisables.
- ✓ Possibilités architecturales plus étendues qu'en béton Armé.

I.1.2 Inconvénients :

L'acier présente deux inconvénients majeurs :

- ✓ Sa corrosion et sa faible résistance au feu du fait qu'il perd sa résistance et s'écroule rapidement sous une température relativement élevée, on doit utiliser des peintures spéciales et protéger les éléments porteurs pour se prémunir de la corrosion et l'effondrement de la structure métallique sous feu

I -2 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un parc de stationnement à étages multiples, a été réalisé en béton armé, et dont notre travail consiste à étudier cette fois-ci le structure en acier.

Le projet est implanté dans la wilaya de Tlemcen et plus exactement à Bab-El-Djiad. C'est un endroit de faible sismicité d'après le RPA 2003, il est constitué d'un soul sol, de rez-de-chaussé et de cinq étages supérieurs.



Figure I -1 -Plan architectural de parking en béton armé.

L'ouvrage est composé de :

Sous sol : pour stationnement des voitures

RDC + Niveaux 1 : supermarchés et une partie pour le stationnement.

Niveaux 2, 3, 4, 5 + Terrasse : seulement pour le stationnement.

Moyens de circulations : escalier pour les personnes + deux rompes pour l'accès des véhicules.

I-3 Localisation du site d'implantation :

Altitude : 800 m.

Zone sismique : zone I.

Zone du vent : zone II.

Zone de neige : zone A.

PROJET DE REALISATION D'UN PARKING A ETAGES AVEC ANNEXES



PLAN DE SITUATION

Figure I -2- localisation du site du projet

I-4 Caractéristique géométriques :

Les dimensions du parking sont :

La longueur totale : 35,5 m.

La largeur totale : 30,5m.

La surface occupée du parking : 1065 m².

La hauteur totale du parking : 24 m.

La hauteur d'entre sol : 4,5 m.

La hauteur du RDC : 3,93 m.

La hauteur du niveau 1 : 3,57 m.

La hauteur des autres niveaux : 3m.

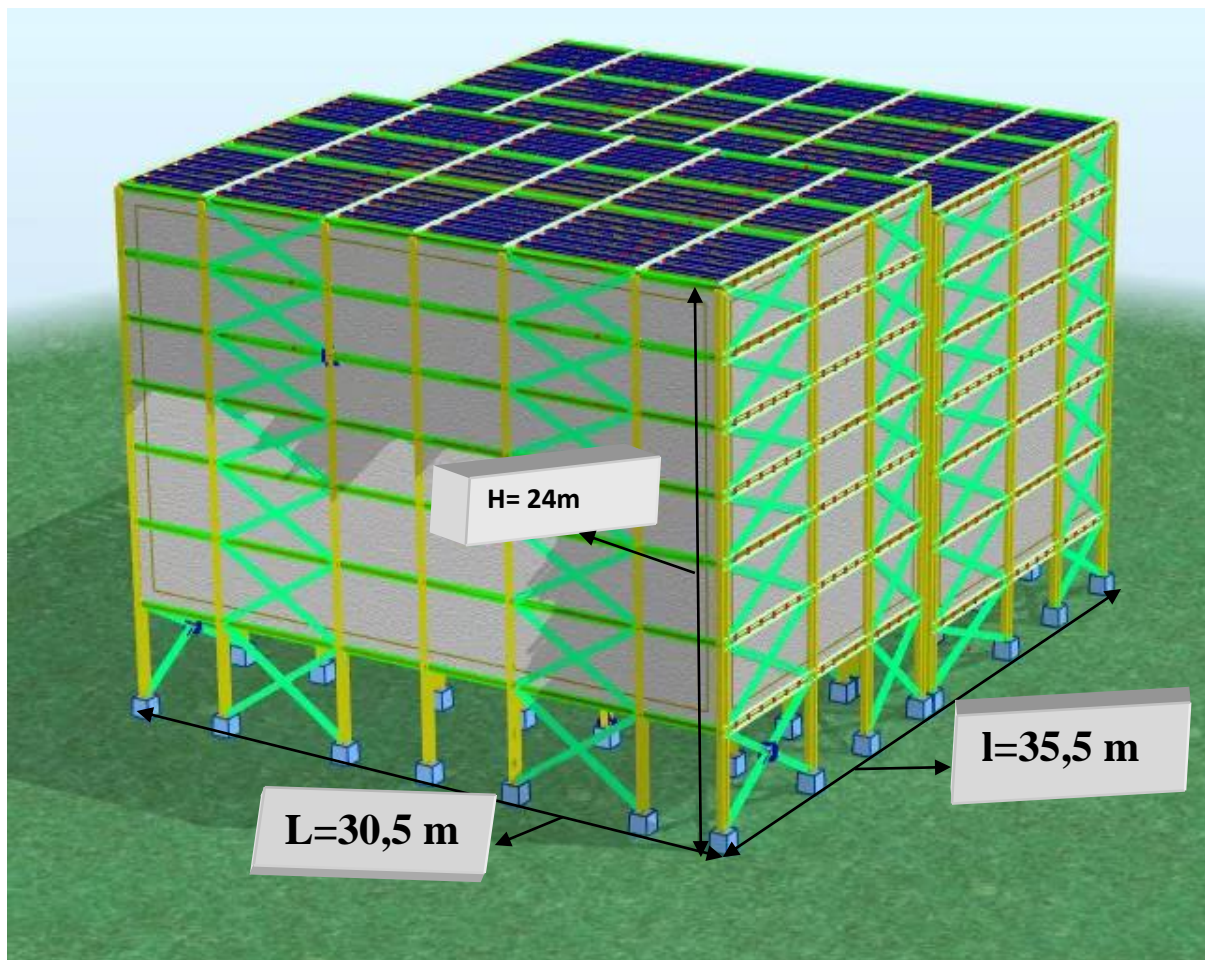


Figure I -3 Modélisation en 3D avec les cotations de L'ouvrage

I -5 Règlements utilisés :

- **CCM97** : Règles de calcul des constructions en acier.
- **Eurocode 3** : calculs des structures en acier
- **Eurocode 4** : conception et dimensionnement des structures mixtes
- **DTR BC2.2** : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- **RPA99/2003** : Règles Parasismiques Algériennes version 2003.
- **RNV99 version 2013**: Règles définissant les effets de la neige et du vent.

I -6 Logiciels utilisés :

- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2016.
- Auto desk AutoCAD 2010.

I-7 Matériaux de constructions:

I-7-1 L'acier de construction

- ❖ Nuance d'acier: Fe360.
- ❖ La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$.
- ❖ La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$.
- ❖ La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- ❖ Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- ❖ Module d'élasticité transversale : $G = 81000 \text{ MPa}$.

I-7-2 Le béton Armé :

- ❖ La caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ❖ La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- ❖ Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$
- ❖ Module d'élasticité : $E = 32000 \text{ N/ mm}^2$.

I-8 Les assemblages :

Nous avons utilisés deux modes d'assemblages :

I-8-1 assemblages par boulonnage :

Le boulonnage est parmi les modes assemblages le plus utilisé dans le domaine de la construction métallique et plus particulièrement pour les éléments principaux de la structure (poteaux-poutres). Il a l'avantage de garantir la bonne liaison entre pièces, la rapidité de montage et démontage et la facilité de mise en œuvre.

Pour notre projet, nous avons utilisé des boulons de classe 8.8 ; 10.9 pour la bonne résistance.

I-8-2 assemblages par soudage :

Le soudage permet de réaliser une liaison permanente entre deux pièces. Il est défini par une longueur du cordon et son épaisseur qu'il faut déterminer.

Chapitre II

Evaluation des charges

Et surcharges

II.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure. Elles se résument en charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces dernières ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2 CHARGES PERMANENTES

II.2.1 Les planchers

II.2.1.1 Étage courant (parking):

Asphalte coulé et béton bitumineux (e=4 cm) \longrightarrow $0,04\text{m} \times 22 \text{ kN/m}^3 = 0,88 \text{ kN/m}^2$

Dalle en béton armé (e=16cm) \longrightarrow $0,16\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4 \text{ kN/m}^2$

Tôle profilé (Hi-bond 55) \longrightarrow $0,13 \text{ kN/m}^2$

G=5,01kN/m².

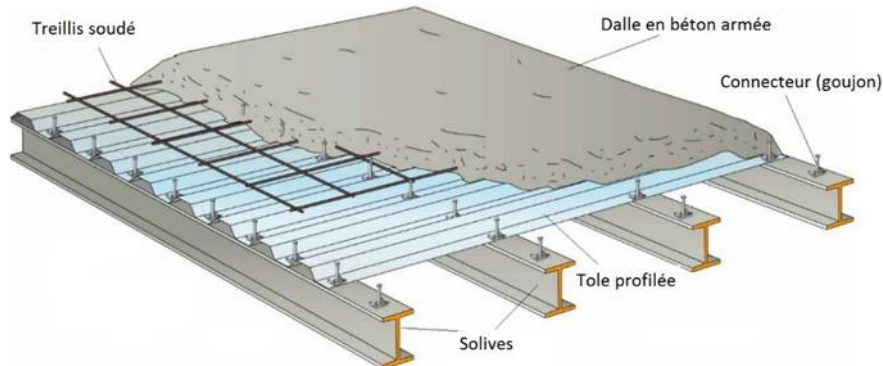


Figure II -1Plancher mixte acier-béton.

II.2.1.2 Étage courant:(locaux commerciaux)

❖ Dalle de compression (12 cm) \longrightarrow $0,12\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3 \text{ kN/m}^2$

❖ Mortier de repos (2 cm) \longrightarrow $0,02\text{m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

❖ Lit de sable (2 cm) \longrightarrow $0,02\text{m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

❖ Revêtement en carrelage (2 cm) \longrightarrow $0,02\text{m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

- ❖ Faux plafond (2 cm) \longrightarrow $0,02\text{m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 0,2 \text{ kN/m}^2$
- ❖ Tôle nervurée HI-Bond 55 \longrightarrow $0,13 \text{ kN/m}^2$

G= 4,45 kN/m²

II.2.1.3 Plancher terrasse (accessible):

- ❖ Asphalte coulé et béton bitumineux (ép.=4 cm) \rightarrow $0,04\text{m} \times 22\text{kN/m}^3 = 0,88\text{kN/m}^2$
- ❖ Etanchéité multicouche (ép.=2 cm) \longrightarrow $0,12 \text{ kN/m}^2$
- ❖ Isolation thermique (blocs de liège : ép.=4 cm \longrightarrow $0,16 \text{ kN/m}^2$
- ❖ Dalle de compression (ép = 16cm) \longrightarrow $0,16\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4 \text{ kN/m}^2$
- ❖ Tôle profilé (Hi-bond 55) \longrightarrow $0,13 \text{ kN/m}^2$

G= 5,29kN/m²

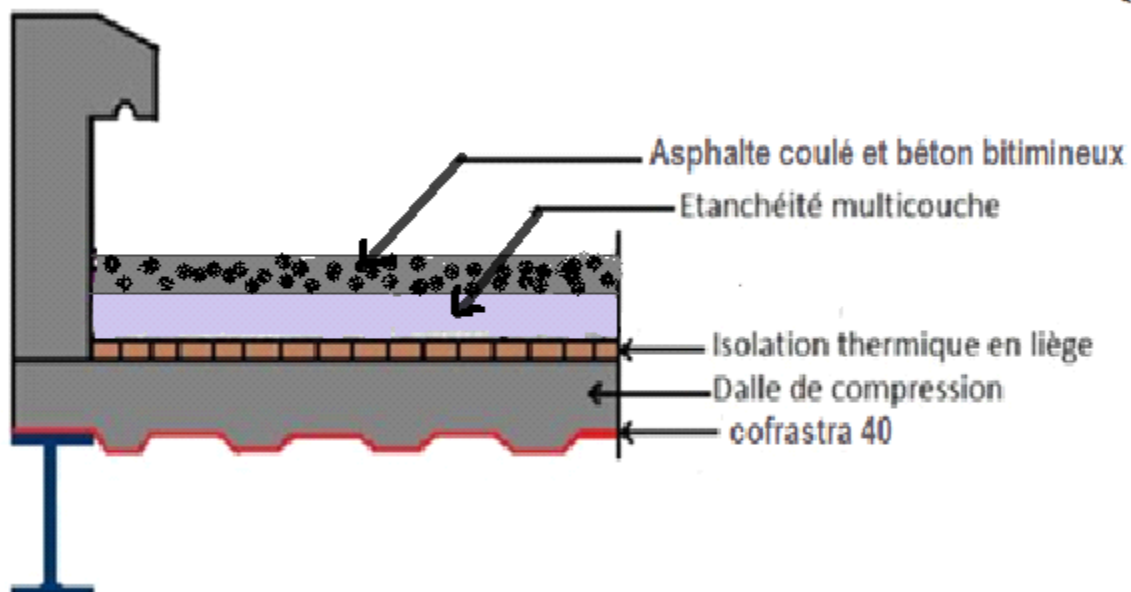


Figure II -2Plancher terrasse accessible.

II.2.1.4 Parois façade :

- ❖ Parois en brique creuse (10cm) \longrightarrow $0,1 \times 9 = 0,9\text{kN/m}^2$
- ❖ Mur extérieur a double cloison :

Les murs extérieurs des bureaux sont réalisés au brique creuse de 10 cm en double

cloison

- Brique (e=10cm ×2) → $0,2 \times 9 = 1,80 \text{ kN/m}^2$
- Revêtement extérieur (e=2 cm) → $0,02 \times 9 = 0,18 \text{ kN/m}^2$
- Revêtement intérieur (e=2 cm) → $0,02 \times 5 = 0,10 \text{ kN/m}^2$

G = 2,98 kN/m²

Les ouvertures 42m² dans toutes les ouvrages → 42 %

Donc : $2,98 \times 0,58 = 1,7284 \text{ kN/m}^2$

II.2.2L'escalier

A. Les éléments constituant de palier

- ❖ Dalle en béton (ép = 8cm) → 2 kN/m^2
- ❖ Mortier de pose → $0,40 \text{ kN/m}^2$
- ❖ Revêtement en carrelage (2 cm) → $0,40 \text{ kN/m}^2$
- ❖ Coffra plus TN40 → $0,13 \text{ kN/m}^2$

Gp = 2,93 kN/m²

B. Les éléments constituant la volée

- ❖ Tôle striée ép 5mm → $0,45 \text{ kN/m}^2$
- ❖ Mortier de pose (2 cm) → $0,40 \text{ kN/m}^2$
- ❖ Revêtement en carrelage → $0,40 \text{ kN/m}^2$

Gv = 1,25 kN/m²

II.3 CHARGES D'EXPLOITATION :

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation (D.T.R-B.C-2.2).

❖ Plancher terrasse accessible	→	2,50 kN/m ²
❖ Plancher étage courant (parking)	→	2,50 kN/m ²
❖ Escalier (parking)	→	2,50 kN/m ²
❖ Plancher courant (locaux commerciaux)	→	5 kN/m ²
❖ Escalier (locaux commerciaux)	→	2,50kN/m ²

II.4 CHARGES CLIMATIQUES :

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par le vent et la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV99 version 2013).

Le règlement RNV99 version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.4.1 Effet de la neige :

En ce qui concerne le calcul de la neige, il n'a pas été réalisé par ce que on a prend on considération la charge d'exploitation du plancher terrasse. Donc la charge de la neige est plus petite par-rapport au charge d'exploitation due au plancher terrasse accessible.

II.4.2 Effet du vent :

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

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

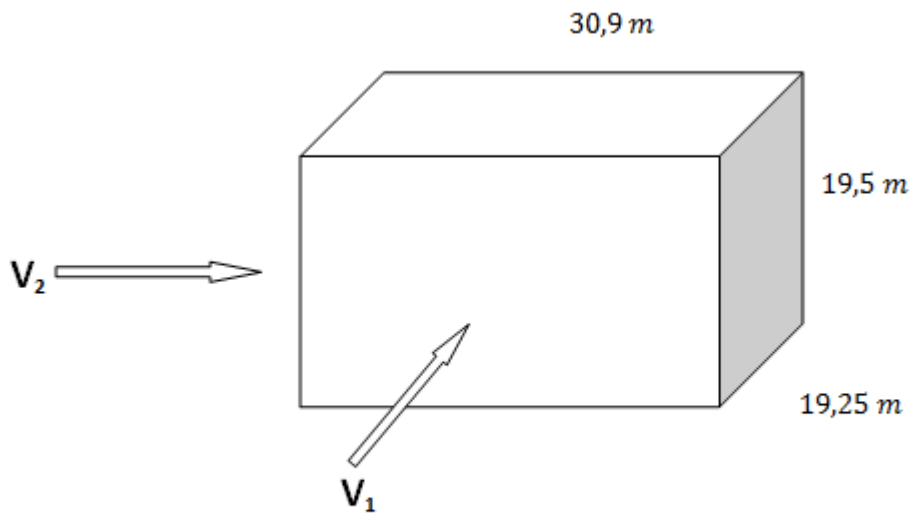


Figure II -3 Schématisation du vent.

II.4.2.1 Données relatives au site :

- Le site du projet se trouve dans la région de Bab-El-Djiad, wilaya de Tlemcen.
- Site plat :
 - $C_t=1$
- Zone de vent II
 - $q_{réf}=43,5 \text{ daN/m}^2$
- Categories de terrain II
 - $K_T = 0,234$ (facteur de terrain)
 - $Z_0 = 1\text{m}$ (paramètre de rugosité)
 - $Z_{min}=10\text{m}$ (hauteur minimal)
 - $\varepsilon = 0.67$

II.4.2.2 Calcul de la pression due au vent q_j :

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \quad N/mm^2$$

Avec :

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

a/Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

Pour une structure permanente q_{dyn} est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \cdot c_e(Z) \quad N/mm^2$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (Cr), et du coefficient de topographie (Ct) et de l'intensité de turbulence (Iv).

b) Coefficient de rugosité (Cr) :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$Cr(Z) \begin{cases} K_T \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \\ K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } 200m > z > z_{min} \end{cases}$$

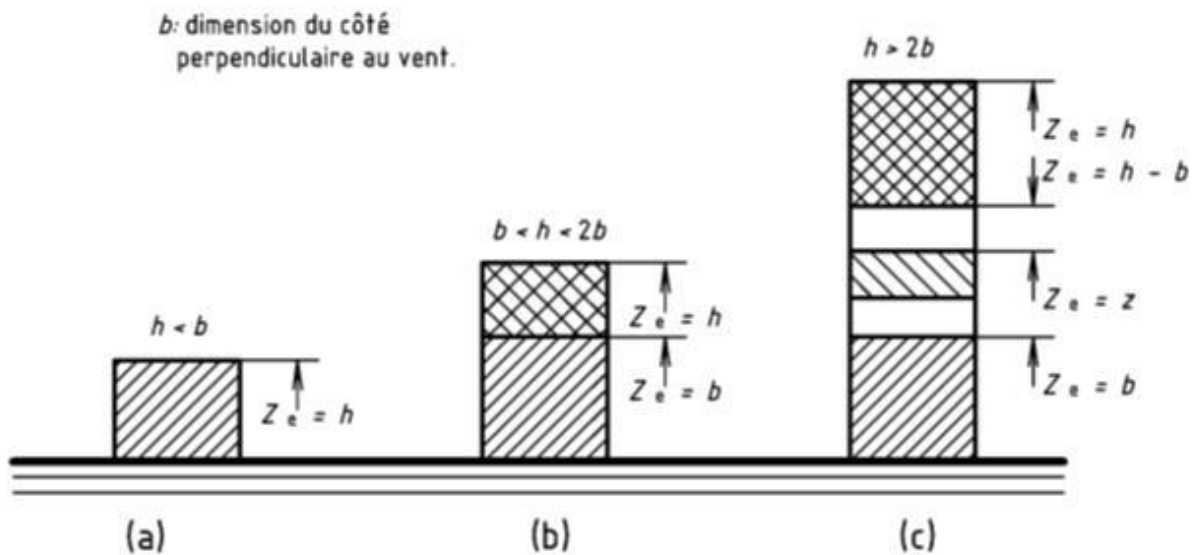


Figure II -4 Hauteur de référence

On peut trouver aussi cette valeur à partir de **tableaux 2.5 (RNV)**

c) Coefficient de topographie (Ct) :

Le Coefficient de topographie (Ct) prendre en compte l'accroissement de la vitesse de vent lorsque celui-ci souffle sur les obstacles tel que les Collins, les dénivellations isoles ...

$$Ct(Z) = 1 \quad \text{car} \quad \phi < 0.05$$

d) L'intensité de turbulence (Iv) :

L'intensité de turbulence (Iv) est définie comme étant l'écart type de la turbulence devise par la vitesse moyenne de vent.

$$I_V(Z) = \begin{cases} \frac{1}{Ct(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} & \text{Si } Z > Z_{min} \\ \frac{1}{Ct(Z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} & \text{Si } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

On a $Z > Z_{min}$

e) Coefficient d'exposition (Ce) :

Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (Cr), et du coefficient de topographie (Ct) et de l'intensité de turbulence (Iv).

$$Ce(Z) = Ct(Z)^2 \cdot Cr(Z)^2 [1 + 7I_V(Z)]$$

Dans le cas ou Ct=1 le coefficient d'exposition est donne par **le tableau 2.3 (RNV)**

II.4.2.3 Direction du vent V1 :

$$b = 30,9 \text{ m} \quad d = 19,25 \text{ m} \quad h = 19,50 \text{ m}$$

Comme dans notre cas $h < b$ $z_e = h$

$$z_{min} \leq z \leq 200m \quad 10m \leq 19,5m \leq 200m$$

Donc :

$$Cr(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) = 0,234 \times \ln\left(\frac{19,5}{1}\right) = 0,695$$

$$I_V(z) = \frac{1}{ct \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{19,5}{1}\right)} = 0,336$$

$$Ce(Z) = (1)^2 \times (0,695)^2 \times [1 + 7(0,336)] = 1,61$$

$$q_{dyn} = 43.5 \times 1.61 = 70,04 \text{ daN/m}^2$$

II.4.2.3.1 Détermination de coefficient dynamique Cd :

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

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min} = 0,6 \times 19,50 = 11,7 \geq Z_{min}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } h < 15m \quad \rightarrow \quad Cd = 1 \\ \text{Si } h > 15m \quad \rightarrow \quad Cd = \frac{1 + 2g \times I_V(Z_{eq}) \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(Z_{eq})} \end{array} \right.$$

$$\text{On a } h = 19,50m > 15m$$

$$Li(Z_{eq}) = 300 \times (Z/200)^\varepsilon$$

$$Li(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{11,7}{200}\right)^{0,67}$$

$$Li(11,7) = 44,78 \text{ m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{b+h}{Li(Z_{eq})}\right)^{0,63}}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{30,9 + 19,5}{44,78}\right)^{0,63}}$$

$$Q^2 = 0,507$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,05 \text{ (bâtiment en acier (tabl 3.1 RNV))}$$

$$\delta_a = 0,00 \text{ (Structure en profilé)}$$

$$\delta = 0,05 + 0,00$$

$$\delta = 0,05$$

$$n_{1.x} = 0,5/\sqrt{f} = h/100 = 0,195$$

$$n_{1.x} = 1,132 \text{ Hz}$$

$$N_x = \frac{n_{1.x} \times Li(Zeq)}{V_m(Zeq)}$$

$$V_m = Cr(Z) \times Ct(Z) \times Vref \quad (\text{Annexe 2 page 111 RNV})$$

$$V_m = 0,575 \times 1 \times 27$$

$$V_m = 15,525 \text{ m/s}$$

$$N_x = \frac{1,132 \times 44,78}{15,525}$$

$$N_x = 3,265$$

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{5/3}}$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 3,265}{(1 + 10,2 \times 3,265)^{5/3}}$$

$$R_N = 0,061$$

$$R_h = (1/\eta_h) - (1/2\eta_h^2)(1 - e^{-2\eta_h})$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{Li(Zeq)}$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times 3,265 \times 19,5}{44,78}$$

$$\eta_h = 6,54$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{Li(Zeq)}$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times 3,265 \times 30,9}{44,78}$$

$$\eta_b = 10,363$$

$$R_h = (1/6,54) - \left(\frac{1}{2(6,54)^2}\right)(1 - e^{-2 \times 6,54})$$

$$R_h = 0,141$$

$$R_b = (1/\eta_b) - (1/2\eta_b^2)(1 - e^{-2\eta_b})$$

$$R_b = (1/10,363) - \left(\frac{1}{2(10,363)^2}\right)(1 - e^{-2 \times 10,363}) = 0,077$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$$

$$R^2 = \frac{3,14^2}{2 \times 0,05} \times 0,061 \times 0,141 \times 0,077$$

$$R^2 = 0,065$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$$

$$v = n_{1,x} + \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}}$$

$$v = 1,132 + \sqrt{\frac{0,065}{0,507 + 0,065}}$$

$$v = 0,381$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,381)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,381)}}$$

$$g = 3,478$$

$$Cd = \frac{1 + 2g \times I_V(Zeq) \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(Zeq)}$$

$$Cd = \frac{(1 + 2 \times 3,478) \times 0,406 \sqrt{(0,507 + 0,065)}}{1 + 7 \times 0,406}$$

$$Cd = 0,816$$

II.4.2.3.2 Coefficient de pression extérieur Cpe :

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- **b** : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots$ si $S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots$ si $1m^2 \leq S \leq 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe.10} \dots \dots \dots$ si $S \geq 10m^2$

Avec :

S : la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 m^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

On utilise :

Les valeurs du C_{pe} pour la structure, sont présentées ci-dessus

❖ **Vent sur pignon :**

Pour un vent sur pignon les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\varnothing = 90^\circ$ RNV 99.

$$e = \min [b, 2h]$$
$$\begin{cases} b = 30,9 m \\ d = 19,25 m \\ h = 19,5 m \end{cases} \rightarrow e = \text{Min}[30,9 ; 2 \times 19,5] = 30,9 m$$

- **Parois verticales :**

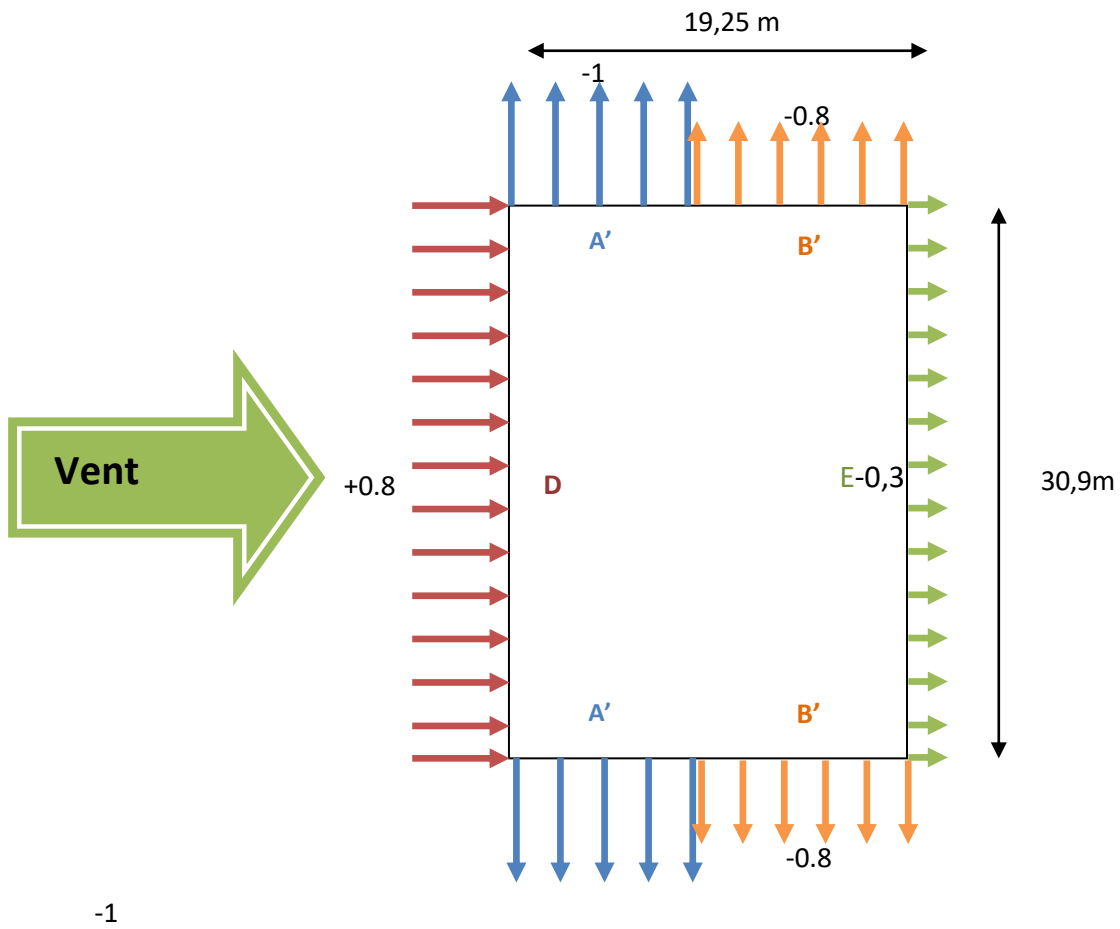


Figure II -5 Vue en plan.

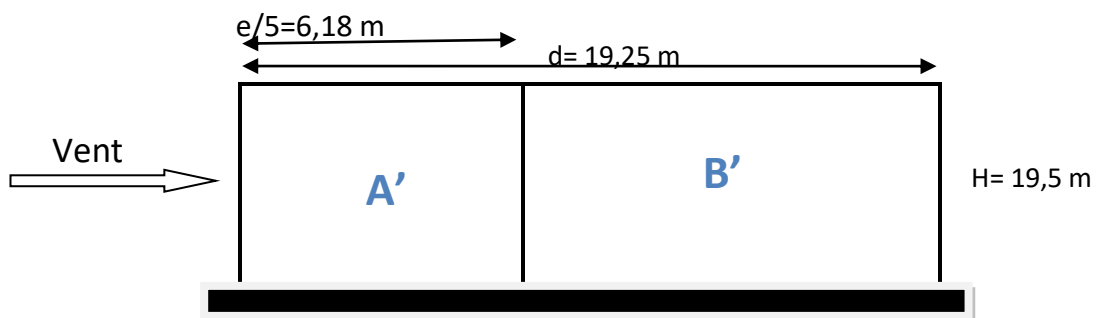


Figure II -6 Vue en élévation.

II.4.2.3.3 Coefficient de pression intérieure Cpi :

Le coefficient de pression intérieure Cpi est fonction du pourcentage des ouvertures de la structure considérée, et dépend de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou le } Cpe < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{303,48 + 5,76}{303,48 + 5,76 + 42 + 19,5} = 0,834$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = 0,834 \\ \frac{h}{d} = 1,01 \end{array} \right\} \rightarrow Cpi = -0,34$$

II.4.2.3.4 La pression due au vent qj :

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \cdot c_d \cdot (c_{pe} - c_{pi}) \quad N/mm^2$$

Zone	Cd	qp (daN /m ²)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	qj (daN /m ²)
A'	0,816	70,035	-1,0	-0,34	-0,66	-37,718
B'	0,816	70,035	-0,8	-0,34	-0,46	-26,292
D	0,816	70,035	+0,8	-0,34	1,14	65,15

E	0,816	70,035	-0,3	-0,34	-0,04	-2,285
----------	-------	--------	------	-------	-------	--------

Tab .II.1 Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1).

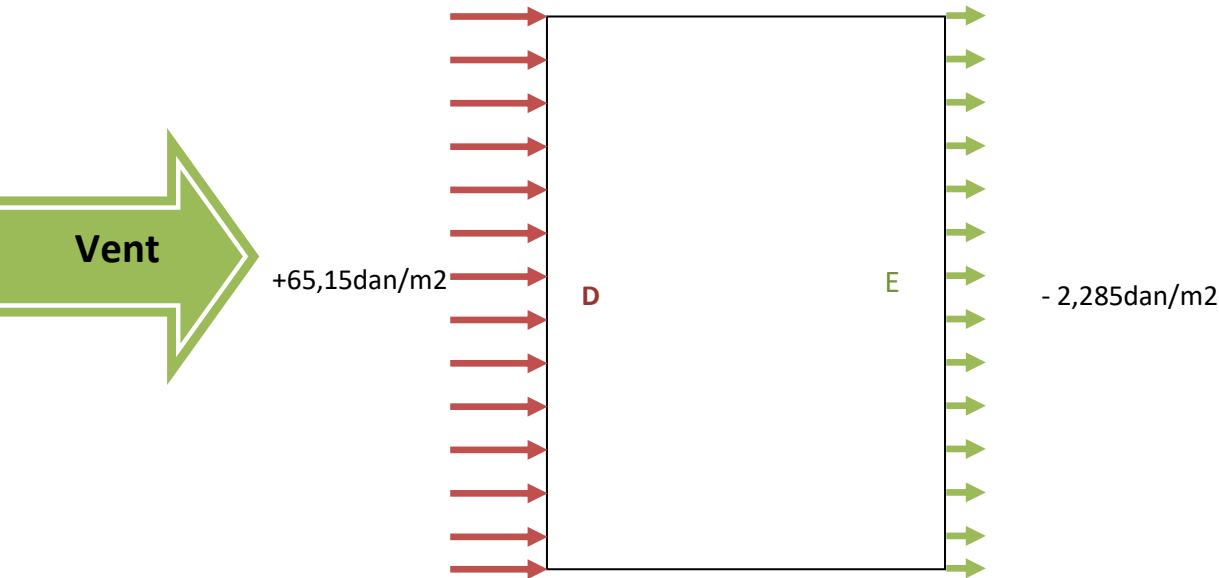


Figure II -7 Pressions exercées sur les zones D, E.

II.4.2.4 Direction du vent V2 :

$b = 19,25 \text{ m}$ $d = 30,9 \text{ m}$ $h = 19,50 \text{ m}$

Comme dans notre cas $b < h < 2b$ $19,25 < 19,50 < 38,5$ $z_e = h$ et $z_e = b$

$z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$

Donc :

z_e	C_r	C_t	l_v	C_e	$Q_p(z_e)$ (daN / m²)
19,25	0,692	1	0,338	1,611	70,078
19,50	0,695	1	0,336	1,619	70,426

Tab. II.2 Valeurs de q_p suivant les zones de la paroi verticale (direction V1).

II.4.2.4.1 Détermination de coefficient dynamique C_d :

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min} = 0,6 \times 19,50 = 11,7 \geq Z_{min}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } h < 15\text{m} \quad \rightarrow \quad Cd = 1 \\ \text{Si } h > 15\text{m} \quad \rightarrow \quad Cd = \frac{1 + 2g \times I_V(Zeq) \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_V(Zeq)} \end{array} \right.$$

On a $h = 19,50\text{m} > 15\text{m}$

Donc

- $Li(Zeq) = 44,78\text{m}Q^2 = 0,548n_{1,x} = 1,132 \text{ Hz}$
- $N_x = 3,265R_N = 0,061 \quad \eta_h = 6,540$
- $R_h = 0,141\eta_b = 6,456R^2 = 0,120$
- $v = 0,479g = 3,543R_b = 0,142$

$$Cd = 0,872$$

II.4.2.4.2 Coefficient de pression extérieur Cpe :

S : la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

On utilise :

Les valeurs du Cpe pour la structure, sont présentées ci-dessus

❖ Vent sur pignon :

Pour un vent sur pignon les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\varnothing = 90^\circ$ RNV 99.

$$e = \min [b, 2h]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 19,25\text{m} \\ d = 30,9\text{m} \\ h = 19,50\text{m} \end{array} \right. \rightarrow e = \text{Min}[19,25 ; 2 \times 19,5] = 19,25 \text{ m}$$

- **Parois verticales :**

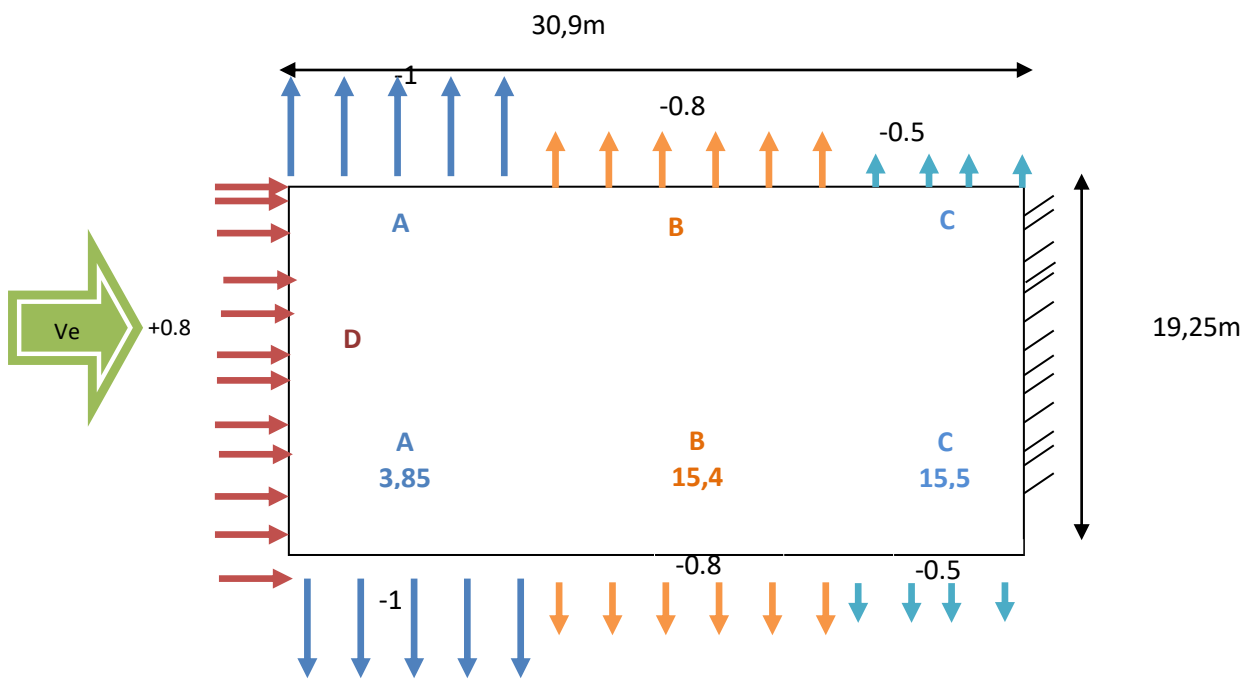


Figure II -8 Cpe pour parois verticales (Vent sur pignon).

II.4.2.4.3 Coefficient de pression intérieur Cpi :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où le } Cpe < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{42 + 19,5 + 303,48}{303,48 + 5,76 + 42 + 19,5} = 0,98$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = 0,98 \\ \frac{h}{d} = 0,63 \end{array} \right\} \rightarrow Cpi = -0,48$$

Z(m)	Cd	q_p (daN/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	q_j (daN/m ²)
19,25	0,872	70,078	+0,8	-0,48	1,28	78,21
19,50	0,872	70,426	+0,8	-0,48	1,28	78,06

Tab. II.3 Pression sur les parois au vent (zone D).

Zone	Cd	q_p (daN/m ²)	Cpe	Cpi	Cpe - Cpi	q_j (daN/m ²)
A	0,872	70,042	-1,0	-0,48	-0,52	-31,93
B	0,872	70,042	-0,8	-0,48	-0,32	-19,65
C	0,872	70,042	-0,5	-0,48	-0,02	-1,227
E	0,872	70,042	-0,3	-0,48	+0,18	11,05

Tab. II.4 Pression sur les parois au vent et sous le vent.

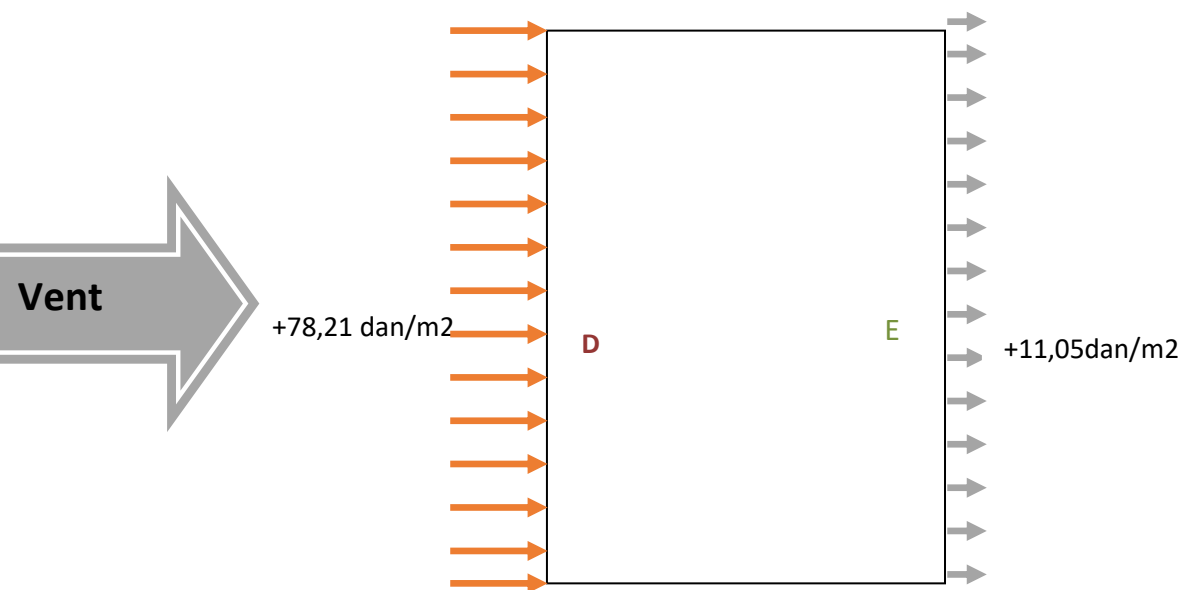


Figure II -9 Pressions exercées sur les zones D, E.

II-5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure.

Chapitre III

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX ET SECONDAIRE

III-1 INTRODUCTION

L'étude initiale a pour but de « pré-dimensionner » des sections des différents éléments résistants de la structure. Elle se fera selon l'Eurocode 3 et le CCM 97. Elle a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité. Les caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés pour cette structure ont été définies au premier chapitre, nous passons, dans celui-ci à une étude initiale des éléments porteurs du bâtiment, à savoir le plancher, les poutres principales (sommiers), et les poteaux.

III-2 Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles choisies en profilé « IPE » pour leur forte inertie dans le plan « Y-Y ». Cette inertie reprend parfaitement le moment de flexion simple. Leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq \text{ENTRAXE} \leq 1,50 \text{ m} .$$

Longueur de la poutre principale : $L_{\max} = 17,10 \text{ m}$.

Avec le nombre de solive est égale à 14.

Longueur de solive = 6,10m.

Comme les longueurs ne sont pas les mêmes on va prendre le cas le plus défavorable,

$$\text{Donc} \quad \text{Entraxe} = \frac{17,5}{15} = 1,14 \text{ m} \rightarrow e_{\text{solive}} = 1,14 \text{ m}$$

III -2-1 Solive du plancher étage courant (usage stationnement)

1) Vérification de la condition de flèche (ELS)

Sans poids propre :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{\text{Max}}$$

$$\delta_{\text{Max}} = L/250$$

$$\delta_{\text{Max}} = \frac{6,1}{250} = 0,024 \text{ m}$$

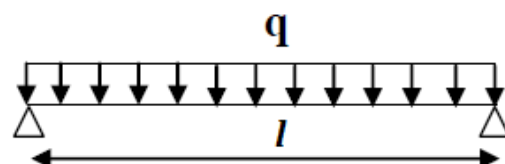


Figure III. 1 : Solive uniformément chargée.

$$G = 5,01 \text{ kN/m}^2 \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{\text{ELS}} = G + Q = 5,01 + 2,50 = 7,51 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 7,51 \times 1,14 = 8,5614 \text{ kN/ml}$$

Selon l'abaque de MAQUART, la flèche la plus défavorable est de :

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I_y}$$

$$I_y \geq \frac{0,49 \times 5 \times 856,14 \times 6,1^4 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9 \times 6,1} = 1476 \text{ cm}^4$$

A/ Choix du profilé :

On choisit **IPE 220** $I_y = 2772 \text{ cm}^4$

Avec poids propre inclus :

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 22,4 \text{ Kg/m} = 0,224 \text{ kN/m}$.

La charge sera : $QELS = q + pp = 8,5614 + 0,224 = 8,79 \text{ kN/ml}$

$$f \leq \delta_{Max} = 0,024 \text{ m}$$

$$f = \frac{5 q l^4}{384 E I_y}$$

$$f = \frac{0,49 \times 5 \times 882,34 \times 6,1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 27,72 \times 10} = 0,013 \text{ cm}$$

$$f = 0,013 \leq \delta_{Max} = 0,024 \text{ m}$$

Condition Vérifiée

Classe du profilé IPE 220 :

A / Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{177,6}{5,9} = 30,10 < 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

B / Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\bar{z}}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{110/2}{9,2} = 5,97 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de **classe I**.

2) Vérification de la résistance (moment fléchissant) :(ELU)

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply, Rd}$

$$Q_u = 1,35(G \times e + Pp) + 1,5Q \times e$$

e : entre axe de la solive.

$$Pp = 26,2 \text{ kg/m} = 0,262 \text{ kN/m.}$$

$$Q_u = 1,35(5,01 \times 1,14 + 0,262) + 1,5 \times 2,50 \times 1,14 = 12,33909 \text{ kN/ml}$$

$$M_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$$M_{Sd} = \frac{12,33909 \times 6,1^2}{8} = 57,39 \text{ kN.ml}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{285 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 60886363,64 \text{ N.m} = 60886,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 60886,36 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 57,3922 \text{ kN.ml}$$

Condition Vérifiée

Le profilé IPE200 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Remarque : la procédure de calcul de la solive ci-dessus est la même pour les autres solives, le calcul des solives est récapitulé dans les tableaux III.1 et III.2 suivants :

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	QELS (KN/ml)	QELU (KN/ml)	Flèche (m)	δv_{max} (m)
Solive étage Courant (parking)	IPE220	6,1	1,14	8,8234	12,339	0,013	0,024
Solive terrasse (Parking)	IPE220	6,1	1,14	8,012	12,7601	0,015	0,031

Solive (Locaux Commerciaux)	IPE240	6,1	1,14	9,45	15,811	0,012	0,024
-----------------------------------	--------	-----	------	------	--------	-------	-------

Tab.III.1 Vérification de la flèche des solives.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	MSd (KN.m)	Mply, Rd (KN.m)
Solive étage courant (parking)	IPE220	Classe I	57,392	60,886
Solive terrasse (Parking)	IPE220	Classe I	50,036	51,272
Solive (Locaux Commerciaux)	IPE240	Classe I	62,216	69,218

Tab.III.2 Vérification des sollicitations sur les solives.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m		A Cm ²	h mm	b mm	tf mm	Tw mm	D mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wpl- y Cm ³	Wpl- z Cm ³	iy Cm
IPE220	26,2	33,4	220	110	9,2	5,9	177,6	2772	204,9	285,4	58,11	9,11	2,48

Tab.III.3 Caractéristiques du profilé IPE220.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m		A Cm ²	h mm	b mm	tf mm	Tw mm	D mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy Cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190	3892	284	366,6	73,9	9,97	2,69

Tab.III.4 Caractéristiques du profilé IPE240.

III-3 Pré dimensionnement des poutres principales :

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

III –3-1 Pour étage courant (locaux commerciaux) :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la poutre principale : $L = 7,1 \text{ m}$

Entre axe des poutres principales : $e = 5,5 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1,14 \text{ m}$

$G = 4,45 \text{ kN/m}^2$ $Q = 5 \text{ kN/m}^2$ $e_{\text{solive}} = 0,262 \text{ kN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

A/ Chargement :

Charges permanentes :

$$G_{\text{solive}} = \frac{PP}{\text{entreaxe solive}} = \frac{0,262}{1,14} = 0,2298 \text{ daN/m}^2$$

$$G_{\text{total}} = (G + G_{\text{solives}}) \times 5,5 = (4,45 + 0,2298) \times 5,5 = 25,7389 \text{ kN/ml}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_{\text{Total}} = Q \times 5,5$$

$$Q_{\text{Total}} = 27,5 \text{ kN/ml}$$

1) Vérification de la condition de flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante

On a des poutres encasturé-encasturé donc la flèche sera :

$$f = \frac{q l^4}{384 EI_y}$$

$$Q_{\text{ELS}} = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 53,2389 \text{ kN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5323,89 \times 7,1^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} \geq 5907 \text{ cm}^4$$

A/ Choix du profilé :

On choisit IPE 450 avec $I_y = 33740 \text{ cm}^4$

Profil	Poids	Section	Dimensions	Caractéristiques
--------	-------	---------	------------	------------------

	P	A	h	b	Tf	Tw	D	Iy	Iz	Wply	Wplz	iy	iz
	Kg/m	Cm ²	mm	mm	Mm	mm	Mm	Cm ⁴	Cm ⁴	Cm ³	Cm ³	Cm	Cm
IPE450	77,6	98,8	450	190	14,6	9,4	378,8	33740	1676	1702	276	18,5	4,12

Tab.III.5Caractéristiques du profilé IPE 450.

B/ Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

$$F \leq \delta v \max \rightarrow \delta v \max = L/250 = 7,1/250 = 0,028$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 77,6 \text{ kg/m} = 0,776 \text{ kN/ml}$

La charge sera : $QELS = q + (g + Pp) = (0,776 + 25,7389) + 27,50 = 54,014 \text{ kN/ml}$

$$f = \frac{5401,4 \times 7,1^4}{384 \times 21 \times 10^3 \times 337,4} = 0,005 < 0,028$$

Condition vérifiée

Classe du profilé IPE 450 :

A / Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{378,8}{9,4} = 40,29 < 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

B / Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{95}{14,6} = 6,5 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit **IPE 450 Classe I**.

2) Vérification de la résistance (moment fléchissant) :(ELU)

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

On a des poutres encasté-encasté, le moment sera :

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{12}$$

Avec $\begin{cases} f_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35(G_{Total} + pp) + 1.5Q_{Total}$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1.35[(25,7389 + 0,776)] + 1.5(27,50)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 67,7649 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{67,7649 \times 7,1^2}{12} = 284,669 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 363,609 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 363,60 \text{ kN.m} > M_{sd} = 284,669 \text{ kN.m}$$

Condition Vérifiée

Le profilé IPE 450 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de Résistance et la vérification de la flèche.

III -3-2 Pour étage courant (parking) :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la poutre principale : L= 7,1 m

Entre axe des poutres principales : e =5,5m

Entre axe des solives : e_{solive} = 1,14m

G= 5, 01 kN/m² Q= 2, 50 kN/m² G_{solive} = 0,262 kN/m

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

A/ Chargement :

Charges permanentes :

$$G_{solive} = \frac{PP}{entreaxesolive} = \frac{0,262}{1,14} = 0,2298 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{total} = (G + G_{solives}) \times 5,5 = (5,01 + 0,2298) \times 5,5 = 28,818 \text{ kN/ml}$$

Charges d'exploitation

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{Total} = Q \times 5,5$$

$$Q_{Total} = 13,75 \text{ kN/ml}$$

1) Vérification de la condition de flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta v \text{ max avec } \delta v \text{ max} = L/250$

On a des poutres encasturé-encasturé donc la flèche sera :

$$f = \frac{q l^4}{384 EI_y}$$

$$Q_{ELS} = G_{Total} + Q_{Total} = 28,818 + 13,75 = 42,568 \text{ kN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{4256,89 \times 7,1^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} \geq 4723 \text{ cm}^4$$

A/ Choix du profilé :

On choisit IPE 400 avec $I_y = 23130 \text{ cm}^4$

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H mm	b mm	Tf Mm	Tw mm	D mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy Cm	iz Cm
IPE400	66,3	53,8	400	180	13,5	8,6	331	23130	1318	1307	229	16,6	3,95

Tab.III.6 Caractéristiques du profilé IPE 400.

B/ Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

$$F \leq \delta v \text{ max} \rightarrow \delta v \text{ max} = L/250 = 7,1/250 = 0,0284$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 66,3 \text{ Kg/m} = 0,663 \text{ kN/ml}$

La charge sera : $Q_{ELS} = q + (Pp + g) = (28,8189 + 0,663) + 13,75$

$Q_{ELS} = 43,2319 \text{ kN/ml}$

$$f = \frac{4323,19 \times 7,1^4}{384 \times 21 \times 10^3 \times 231,30} = 0,006 < 0,0284$$

Condition vérifiée.

Classe du profilé IPE 400 :

A / Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{331}{8,6} = 38,48 < 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

B / Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{90}{13,5} = 6,66 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit **IPE 400 Classe I**.

2) **Vérification de la résistance (moment fléchissant) :(ELU)**

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

On a des poutres encasté-encasté, le moment sera :

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{12}$$

Avec $\begin{cases} f_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35(G_{Total} + pp) + 1.5Q_{Total}$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1.35[(28,8119 + 0,663)] + 1.5(13,75)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 60,416 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{60,416 \times 7,1^2}{12} = 253,798 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{1307 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 279,222 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} > M_{sd}$$

Condition Vérifiée

Le profilé IPE 400 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de Résistance et la vérification de la flèche.

III-3-3 Terrasse du parking :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la poutre principale : L= 7,1 m

Entre axe des poutres principales : e =5,5m

Entre axe des solives : e_{solive} = 1,14m

G= 5, 29 kN/m² Q= 2, 50 kN/m² G_{solive} = 0,262 kN/m

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

A/ Chargement :

Charges permanentes :

$$G_{solive} = \frac{PP}{entreaxesolive} = \frac{0,262}{1,14} = 0,2298 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{total} = (G + G_{solives}) \times 5,5 = (5,29 + 0,2298) \times 5,5 = 30,36 \text{ kN/ml}$$

Charges d'exploitation

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{Total} = Q \times 5,5$$

$$Q_{Total} = 13,75 \text{ kN/ml}$$

1) Vérification de la condition de flèche (ELS) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta v \text{ max avec } \delta v \text{ max} = L/250$

On a des poutres encastéré-encastéré donc la flèche sera :

$$f = \frac{q l^4}{384 EI_y}$$

$$QELS = G_{Total} + Q_{Total} = 30,3589 + 13,75 = 44,1089 \text{ kN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{4410,89 \times 7,1^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} \geq 4894,3 \text{ cm}^4$$

A/ Choix du profilé :

On choisit **IPE 400** avec $I_y = 23130 \text{ cm}^4$

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m		A Cm ²	H mm	b mm	Tf Mm	Tw mm	D mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy Cm
IPE400	66,3	53,8	400	180	13,5	8,6	331	23130	1318	1307	229	16,6	3,95

Tab.III.7:Caractéristiques du profilé IPE 400.

B/ Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

$$F \leq \delta v_{max} \rightarrow \delta v_{max} = L/250 = 7,1/250 = 0,0284$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 66,3 \text{ Kg/m} = 0,663 \text{ kN/ml}$

La charge sera :

$$QELS = q + (Pp + g) = (30,3589 + 0,663) + 13,75 = 44,7719 \text{ kN/ml}$$

$$f = \frac{4477,19 \times 7,1^4}{384 \times 21 \times 10^3 \times 231,30} = 0,006 \text{ m} < 0,0284 \text{ m}$$

Condition vérifiée.

Classe du profilé IPE 400 :

A / Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{331}{8,6} = 38,48 < 72 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

B / Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{90}{13,5} = 6,66 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit **IPE 400 Classe I**.

2) Vérification de la résistance (moment fléchissant) :(ELU)

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

On a des poutres encasté-encasté, le moment sera :

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{12}$$

Avec $\begin{cases} f_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35(G_{Total} + pp) + 1.5Q_{Total}$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1.35[(30,3589 + 0,663)] + 1.5(13,75)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 62,5045 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{6250,456 \times 7,1^2}{12} = 262,571 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{1307 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 279,222 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} > M_{sd}$$

Condition Vérifiée

Le profilé IPE 400 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	QELS (KN/ml)	Flèche (m)	δv_{max} (m)
Poutre locaux (Commerciaux)	IPE450	7,1	5,5	54,0149	0,005	0,0284
Poutre étage courant (parking)	IPE400	7,1	5,5	43,2319	0,006	0,0284
Poutre terrasse	IPE400	7,1	5,5	44,1089	0,006	0,0284

Tab.III.8 Vérification des sollicitations sur les poutres principales.

III-4 Etude initiale des poteaux :

On fait une descente de charge sur le poteau le plus sollicité, en considérant toutes les charges permanentes et surcharges d'exploitation.

La hauteur des poteaux est de $h = 3$ m.

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface de

$$S = 6,25 \times 5,5 = 34,5 \text{ m}^2.$$

III -4-1 Charge permanente G (kN) :

	Terrasse	Etage courant	Centre commerciale
Plancher	182,505	172,845	153,525
Poutre	3,6465	3,6465	4,268
Solive	8,40	8,40	8,40

Tab.III.9 Charge permanente.

III -4-2 Charge d'exploitation Q (kN) :

Terrasse	86,25
Etage courant	86,25
Centre commerciale	172,50

Tab.III.10 Charge d'exploitation.

III -4-3 Tronçon d'entre sol :

III -4-3-1 Calcul de l'effort sollicitant :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = A \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

Avec :

- N_{sd} : Effort normal sollicitant
- $N_{pl.Rd}$: Effort normal résistant

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

$$N_{sd} = 1,35 \times [(G_{\text{Plancher-Ter}} + G_{\text{sol-Ter}} + G_{\text{Poutre-Ter}}) + 2 \times (G_{\text{plancher-cent}} + G_{\text{sol cent}} + G_{\text{poutre-sol}})] + 4 \times (G_{\text{plancher-EC}} + G_{\text{Poutre-EC}} + G_{\text{sol-EC}}) + 1,5 \times [(Q_{\text{Plancher-Ter}} + 4 \times Q_{\text{Plancher-EC}}) + 2 \times (Q_{\text{E.CEU.C}})]$$

$$N_{sd} = 1,35 \times [(182,505 + 3,6465 + 8,40) + 2 \times (153,525 + 8,40 + 4,268)] + 4 \times (172,845 + 3,6465 + 8,40) + 1,5 \times [(86,25 + 4 \times 86,25 + 2 \times (172,50))]$$

$$N_{sd} = 2874,154 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{287415,473 \times 1,1 \times 10}{235}$$

$$\Rightarrow A = 13453,5 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit : **HEA 400** avec $A = 15900 \text{ mm}^2$

III -4-3-2 Calcul de l'effort sollicitant avec poids propre inclus

On ajoute le poids propre du profilé choisit :

$$q_{p.p} = (1,66 \times 4,5) + (1,66 \times 3 \times 4) + (3,57 \times 2 \times 1,66) = 39,2424 \text{ kN}$$

$$N_{sd}' = N_{sd} + [1,35 \times q_{p.p}] = 2874,154 + [1,35 \times 39,2424] = 2927,13197 \text{ kN}$$

III -4-3-3 Calcul de l'effort résistant avec effets d'instabilités

Classe du profilé HEA 400

A / Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{298}{11} = 27,09 < 33 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

B / Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{150}{19} = 7,80 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit HEA400 **Classe I**.

III-4-3-4 Résistance au flambement :

$$NSd' < N_{pl,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) \Rightarrow courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 4,5}{7,15 \times 10^{-2}} = 31,47 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon} = \frac{31,468}{93,9} = 0,33$$

$\bar{\lambda} = 0,33 \geq 0,2$ Donc il y a un risque de flambement du poteau.

$$\chi = \frac{1}{\left(\varnothing + \sqrt{\varnothing^2 - \bar{\lambda}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$\varnothing = 0,5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\varnothing = 0,5 \times [1 + 0,34(0,33 - 0,2) + 0,33^2] = 0,57$$

$$\chi = \frac{1}{\left(0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,33^2} \right)} = 1,08$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{1,08 \times 1 \times 15900 \times 235}{1,1} = 3668563,64 \text{ N} = 3668,56 \text{ kN}$$

$$NSd' = 2927,13 \text{ kN} \leq N_{pl,Rd} = 3668,56 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le profilé **HEA 400** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

III-4-4 Tronçon RDC au 1er étage :

III -4-4-1 Calcul de l'effort sollicitant :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = A \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

Avec :

- N_{sd} : Effort normal sollicitant
- $N_{pl.Rd}$: Effort normal résistant

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

$$N_{sd} = 1.35 \times [(G_{\text{Plancher-Ter}} + G_{\text{sol-Ter}} + G_{\text{Poutre-Ter}}) + (G_{\text{plancher-cent}} + G_{\text{sol cent}} + G_{\text{poutre-sol}})] + 4 \times (G_{\text{plancher-EC}} + G_{\text{Poutre-EC}} + G_{\text{sol-EC}}) + 1.5 \times [(Q_{\text{Plancher-Ter}} + 4 \times Q_{\text{Plancher-EC}}) + (Q_{E.CEU.C})]$$

$$N_{sd} = 1.35 \times [(194,5515 + 739,566 + 166,193)] + 1.5 \times [(86,25 + 172,50 + 345)]$$

$$N_{sd} = 2391,04 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{293104,42 \times 1,1 \times 10}{235}$$

$$\Rightarrow A = 11192,12 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit : **HEA 320** avec $A = 12440 \text{ mm}^2$

III -4-4-2 Calcul de l'effort sollicitant avec poids propre inclus

On ajoute le poids propre du profilé choisit :

$$q_{p.p} = (0,976 \times 3,93) + (0,976 \times 3 \times 4) + (3,57 \times 0,976) = 19,032 \text{ kN}$$

$$\text{La charge sera : } N_{sd}' = N_{sd} + [1.35 \times q_{p.p}] = 1907,9332 + [1.35 \times 19,032] = 1933,62 \text{ kN}$$

III -4-4-3 Calcul de l'effort résistant avec effets d'instabilités

Classe du profilé HEA 320

A / Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{225}{9} = 25 < 33 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

B / Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{150}{15,5} = 9,67 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit HEA 320 **Classe I**.

III -4-4-4 Résistance au flambement :

$$N_s d' < N_{pl, Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) \Rightarrow courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 3,93}{7,49 \times 10^{-2}} = 26,23 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon} = \frac{26,23}{93,9} = 0,27$$

$\bar{\lambda} = 0,27 \geq 0,2$ Donc il y a un risque de flambement du poteau.

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34(0,27 - 0,2) + 0,27^2] = 0,54$$

$$\chi = \frac{1}{\left(0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,27^2} \right)} = 0,98$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0,98 \times 1 \times 12440 \times 235}{1,1} = 2604483,636 \text{ N} = 2604,48 \text{ kN}$$

$$N_{sd}' = 1933,62 \text{ kN} \ll N_{pl,Rd} = 2604,48 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Le profilé **HEA 320** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance

III -4-5 Tronçon Du 2ème au 3ème :

III -4-5-1 Calcul de l'effort sollicitant :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = A \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

Avec :

- N_{sd} : Effort normal sollicitant
- $N_{pl,Rd}$: Effort normal résistant

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

$$N_{sd} = 1.35 \times [(G_{\text{Plancher-Ter}} + G_{\text{sol-Ter}} + G_{\text{Poutre-Ter}}) + 3 \times (G_{\text{plancher-EC}} + G_{\text{Poutre-EC}} + G_{\text{sol-EC}})] + 1.5 \times [(Q_{\text{Plancher-Ter}} + 3 \times Q_{\text{Plancher-EC}})]$$

$$N_{sd} = 1.35 \times [(194,5515 + 554,6745)] + 1.5 \times [(826,25 + 258,75)]$$

$$N_{sd} = 1528,955 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{152895,51 \times 1,1 \times 10}{235}$$

$$\Rightarrow A = 7156,811 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit : **HEA 280** avec $A = 9730 \text{ mm}^2$

III -4-5-2 Calcul de l'effort sollicitant avec poids propre inclus

$$q_{p.p} = (0,764 \times 3) + (0,764 \times 3 \times 3) = 9,16 \text{ kN}$$

$$\text{La charge sera : } N_{sd}' = N_{sd} + [1.35 \times q_{p.p}] = 1528,955 + [1.35 \times 9,168] = 1541,33 \text{ kN}$$

III -4-5-3 Calcul de l'effort résistant avec effets d'instabilités

Classe du profilé HEA 280

A / Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{196}{8} = 24,5 < 33 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

B / Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

→ la semelle est de classe I

Donc On choisit HEA 280 **Classe I**.

III -4-5-4 Résistance au flambement :

$$N S d' < N_{pl, Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) ⇒ courbe (b) ⇒ $\alpha = 0,34$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 3}{7 \times 10^{-2}} = 21,428 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon} = \frac{21,428}{93,9} = 0,22$$

$\bar{\lambda} = 0,22 \geq 0,2$ Donc il y a un risque de flambement du poteau.

$$\chi = \frac{1}{\left(\varnothing + \sqrt{\varnothing^2 - \bar{\lambda}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$\varnothing = 0,5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\varnothing = 0,5 \times [1 + 0,34(0,22 - 0,2) + 0,22^2] = 0,53$$

$$\chi = \frac{1}{(0,53 + \sqrt{0,53^2 - 0,22^2})} = 0,99$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0,99 \times 1 \times 9730 \times 235}{1,1} = 2057895 \text{ N} = 2057,895 \text{ kN}$$

$$N_{Sd}' = 1571,33,19 \text{ kN} \ll N_{pl,Rd} = 2057,895 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Le profilé **HEA 280** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance

III -4-6 Tronçon Du 4ème au 5ème :

III -4-6-1 Calcul de l'effort sollicitant :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = A \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

Avec :

- N_{sd} : Effort normal sollicitant
- $N_{pl,Rd}$: Effort normal résistant

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

$$N_{Sd} = 1,35 \times [(G_{\text{Plancher-Ter}} + G_{\text{sol-Ter}} + G_{\text{Poutre-Ter}}) + (G_{\text{plancher-EC}} + G_{\text{Poutre-EC}} + G_{\text{sol-EC}})] + 1,5 \times [(Q_{\text{Plancher-Ter}} + Q_{\text{Plancher-EC}})]$$

$$N_{Sd} = 1,35 \times [(194,5515 + 184,8915)] + 1,5 \times [(826,25 + 826,25)]$$

$$N_{Sd} = 770,998 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{770998,1 \times 1,1 \times 10}{235}$$

$$\Rightarrow A = 3608,927 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit : **HEA 200** avec $A = 5380 \text{ mm}^2$

III -4-6-2 Calcul de l'effort sollicitant avec poids propre inclus

On ajoute le poids propre du profilé choisit :

$$q_{p.p} = (0,423 \times 3) + (0,423 \times 3 \times 1) = 2,538 \text{ kN}$$

La charge sera : $Ns_d' = Ns_d + [1.35 \times q_{p.p}] = 770,9981 + [1.35 \times 2,538] = 774,42 \text{ kN}$

III -4-6-3 Calcul de l'effort résistant avec effets d'instabilités

Classe du profilé HEA 200

A / Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{134}{6,5} = 20,61 < 33 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

B / Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{100}{10} \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc On choisit HEA 200 **Classe I**.

III -4-6-4 Résistance au flambement :

$$Ns_d' < N_{pl,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) \Rightarrow courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_z} = \frac{0,5 \times 3}{4,98 \times 10^{-2}} = 30,14 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon} = \frac{30,14}{93,9} = 0,32$$

$\bar{\lambda} = 0,32 \geq 0,2$ Donc il y a un risque de flambement du poteau.

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34(0,32 - 0,2) + 0,32^2] = 0,57$$

$$\chi = \frac{1}{(0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,32^2})} = 0,96$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0,96 \times 1 \times 5380 \times 235}{1,1} = 1103389,09 \text{ N} = 1103,38 \text{ kN}$$

$$N_{Sd'} = 774,42 \text{ kN} \ll N_{pl,Rd} = 1103,38 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Le profilé **HEA 200** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

Tronçons	Profilés	Classe	$N_{Sd'}$ (kN)	χ	$N_{pl,Rd}$ (kN)
D'entre sol	HEA 400	I	2930,493	0,91	3091,145
RDC au 1 ^{er} étage	HEA 320	I	1931,650	0,98	2604,48
Du 2 ^{ème} au 3 ^{ème}	HEA 280	I	1541,331	0,99	2057,895
Du 4 ^{ème} au 5 ^{ème}	HEA 200	I	774,424	0,96	1103,389

Tab.III.11 Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.

Profil	Poids P Kg/m	Section A Cm ²	Dimensions					Caractéristiques					
			h mm	b mm	Tf Mm	Tw mm	D mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy Cm	iz Cm
HEA 400	125	159	390	300	19	11	298	45070	8564	2562	872,9	16,84	7,34

Tab.III.12 Caractéristiques du profilé **HEA 400**.

Profil	Poids P Kg/m	Section A Cm ²	Dimensions					Caractéristiques					
			h mm	b mm	Tf Mm	Tw mm	D mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy Cm	iz Cm

HEA 320	97,6	124,4	310	300	15,5	9	225	22930	6985	1479	465,7	13,58	7,49
--------------------	------	-------	-----	-----	------	---	-----	-------	------	------	-------	-------	------

Tab.III.13Caractéristiques du profilé **HEA 320**.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	Tw mm	D mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy Cm	Iz Cm
HEA 280	76,4	97,3	270	280	13	8	196	13670	4763	1013	340,2	11,86	7

Tab.III.14Caractéristiques du profilé **HEA 280**.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	Tw mm	D mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy Cm	Iz Cm
HEA 200	42,3	53,8	190	200	10	6,5	134	3692	1336	388,6	133,6	8,28	4,98

Tab.III.15Caractéristiques du profilé **HEA 200**.

III -5Conclusion :

Nous avons pré-dimensionné les éléments principaux de notre structure, à savoir, les poteaux, poutres et solives .Ce travail va nous permettre de modéliser notre parking avec le logiciel Robot et faire les déférentes vérifications de résistance et d'instabilité à fin déterminer les bons profilés.

Chapitre IV

Etude plancher mixte

IV-1 INTRODUCTION

Un plancher peut être défini comme étant une partie de la construction, composée d'éléments horizontaux matérialisant la séparation des niveaux d'un bâtiment et supportant des charges. Les structures de planchers métalliques sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre de fortes charges (surcharges d'exploitations) qui peuvent atteindre plusieurs tonnes au m². Les ossatures de planchers sont constituées d'une tôle métallique supportant le béton au-dessus avec des connecteurs soudés aux poutres et solives permettent de lier ces derniers à la dalle et limiter sa fissuration.

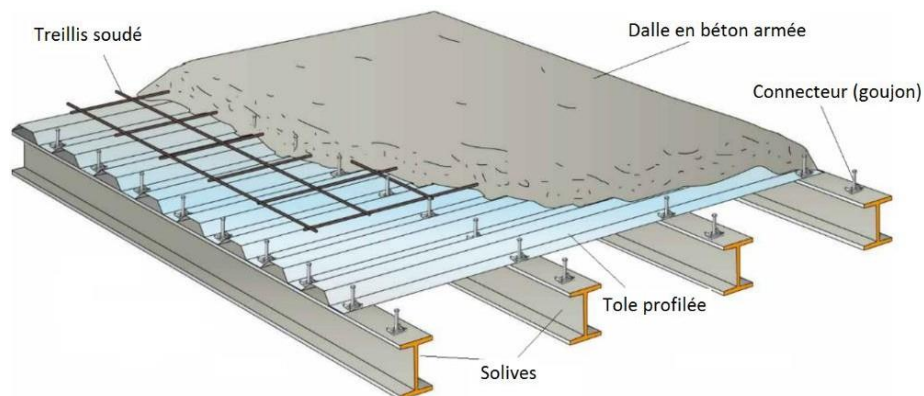


Figure IV-1Plancher mixte acier-béton

IV-2 Calcul du plancher mixte de l'étage courant (parking) :

Pour l'étude de la dalle collaborant, on calcule la dalle pour 2 phases

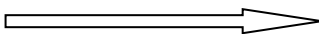
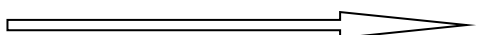
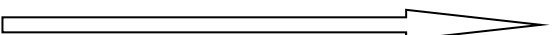
Phase de construction : c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.

Phase finale : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

IV-2-1 Phase de construction:

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

❖ **Chargement :**

Poids propre de tôle nervurée hi-bond 55		1,50 kN /m ²
Poids propre du béton		0,13 kN/m ²
La surcharge des ouvriers		4 kN /m ²

❖ **Caractéristiques de la tôle nervurée :**

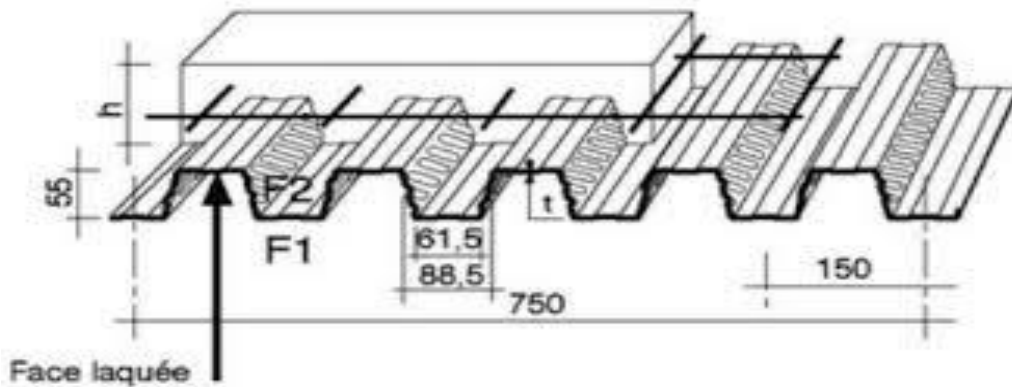


Figure IV-2 Dimensions de la tôle nervurée.

Poids propre (1mm d'épaisseur)	$P = 0,13 \text{ kN /m}^2$
Moment d'inertie	$I_{eff} = 50,3 \text{ cm}^4$
Moment de résistance plastique	$M_{pl, Rd} = 3,16 \text{ kN.m}$
Contrainte élastique	$F_y = 160 \text{ MPa}$
Contrainte de rupture	$F_u = 400 \text{ MPa}$

❖ **Vérification de Tôle nervurée :**

Calcul de la flèche à ELS :

$$q_s = G + Q = (0,13 + 3,50) + 1,50 = 5,13 \text{ kN /m}^2$$

On prend la flèche la plus défavorable $\rightarrow f = 0.485 f_0$

$$f = 0.485 \times \frac{5 \times 513 \times 1,14^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 50.3 \times 10^{-8}} = 0,05 \text{ m} < \frac{1,14}{250} = 0,46 \text{ m}$$

Condition vérifiée

❖ **Vérification a la flexion (ELU) :**

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{rd}$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35 \times (0,13 + 3,50) + 1.5 \times 1,50 = 7,150 \text{ kN /m}$$

$$M_{sd} = 0,846 \frac{ql^2}{8} = 0,982 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 3,16 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0,982 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

IV-2-2 Phase finale :

Pour obtenir l'effet mixte souhaité. C'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface. Dans les planchers mixtes, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher.

❖ **Vérification de la section mixte :**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ avec } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8} ; b_i\right)$$

Avec L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 6,1 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = \frac{1,14}{2} = 0,57 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{6,1}{8} ; 0,57\right) = \min(0,76, 0,57) = 0,57 \text{ m}$$

$$\text{donc } b_{eff} = 0,57 \times 2 = 1,14 \text{ m}$$

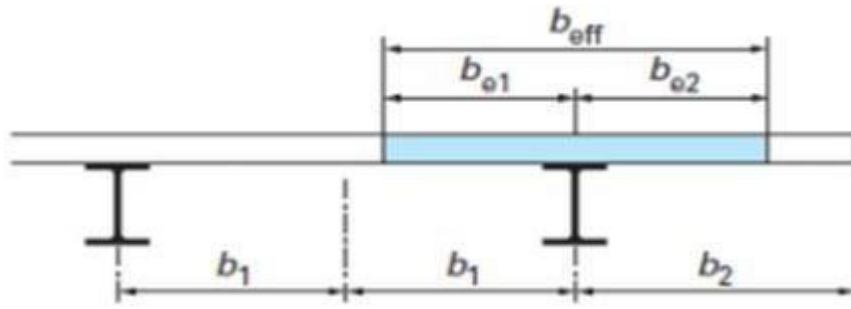


Figure IV-3 Largeur efficace de la dalle.

❖ □ **Chargement :**

Charges permanentes :

$$G_{solive} = 0,2298 \text{ kN/ml}$$

$$G_{étage} = 5,29 \times 1,14 = 6,0306 \text{ kN/ml}$$

$$G_{total} = 6,0306 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2,50 \times 1,14 = 2,85 \text{ kN/ml}$$

Position de l'axe neutre : $F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)$

$$F_a = A_a \times f_y / \gamma_M$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

IV-3 Plancher terrasse :

Pour un plancher terrasse avec dalle en béton de 16 cm, on remarque que la capacité portante augmente et la flèche diminue, donc on a diminué la section du profilé solive à IPE120 satisfait à la dalle en béton armé de portée 6,1m et de 1,14 m d'espace.

$$h_c = 160 \text{ mm}$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_m = 1,1$$

$$A_a : \text{Section du profilé IPE 120} : (A_a = 1320 \text{ mm}^2)$$

$$\longrightarrow F_c = 11,40 \times 160 \times \left(0,85 \times \frac{2,5}{1,5} \right) = 2584 \text{ kN}$$

$$\longrightarrow F_a = 13,20 \times \frac{23,5}{1,1} = 282 \text{ kN}$$

$$\longrightarrow F_a < F_c \text{ L'axe neutre dans la dalle}$$

❖ **La position de l'axe neutre :**

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq hcz = \frac{282}{11,40 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 17,53 \text{ mm} \leq 160 \text{ mm}$$

❖ **Vérification du moment fléchissant :**

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

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

h_a : hauteur de profilé IPE120.

h_p : hauteur des nervures.

h_c : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl.Rd} = 282 \left(\frac{0,12}{2} + 0,16 + 0,055 - \frac{0,0175}{2} \right) = 75,082 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8}$$

$$Q_{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1,35 \times 6,2604 + 1,5 \times 2,85 = 12,726 \text{ kN}$$

$$\longrightarrow M_{sd} = \frac{12,726 \times 6,1^2}{8} = 59,194 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 75,082 \text{ kN.m} > M_{sd} = 59,194 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl.Rd} \quad V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{12,726 \times 6,1}{2} = 38,815 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}} \text{ avec } A_v = 629,52 \text{ mm}^2$$

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

$$A_v = 1320 - 2 \times 64 \times 6,3 + (4,4 + 2 \times 7) \times 6,3 = 629,52 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 0.58 \times \frac{23,5 \times 629,52}{1.1} = 7800,325 \text{ dan} = 78 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 39 \text{ kN} > V_{sd} = 38,815 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la condition de flèche :**

$$f_{adm} \leq f_{max} \text{ avec } f_{max} = L/250 \quad \text{et } f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_h}$$

$$I_h = I_a + Aa(ha-z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} - \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$)

n : Coefficient d'équivalence Avec $n = \frac{E_a}{E'_c}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

E'_c : Module d'équivalence du béton avec

$E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$ Pour les bâtiments d'habitation

E_{cm} : 30500 Mpa ; Pour un béton de classe C25/30.

$$n = \frac{21000}{30500/2} = 13.77$$

$$I_h = 318 \times 10^4 + 2320 \times (120 - 17,53)^2 + \frac{1140 \times 160}{13.77} \times \left(\frac{160^2}{12} + \left(17,53 - \frac{160}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 8,31 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q$$

$$Q_{ELS} = 6,260 + 2,85 = 9,11 \text{ kN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 9,11 \times 6,1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 8,31 \times 10^{-5}} = 0,01 \text{ m} < f_{max} = \frac{6,1}{250} = 0,024 \text{ m}$$

condition vérifiée

IV-4 Etude des connecteurs :

❖ **Définition**

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autres termes ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant

Les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

Avec cette interaction les deux éléments acier béton travaillent comme une section homogène.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les gougeons soudés et les connecteurs Cloués.

❖ **Caractéristiques du gougeons :**

$d = 16 \text{ mm}$
 $h = 80 \text{ mm}$
 $f_y = 235 \text{ MPa}$
 $f_u = 430 \text{ MPa}$

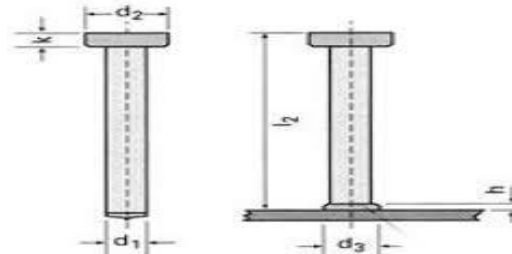


Figure IV-4 Caractéristique des goujons

❖ **Résistance du connecteur isolé :**

Résistance du goujon en cisaillement : $Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u (\pi d^2) / 4}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.

d : Diamètre du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

α : Facteur correctif

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$\frac{h}{d} = 5 > 4$ donc $\alpha = 1$

K : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaires aux nervures de la tôle profilé donc il est calculé comme suite :

$$k = \begin{cases} 0.60 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{Si les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} & \text{Si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement :

kt, max: Limite supérieure pour le facteur k égal à 0.85

Nr : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1

b₀ = 75 mm

h_p = 55 mm

h_{sc} = 80 mm

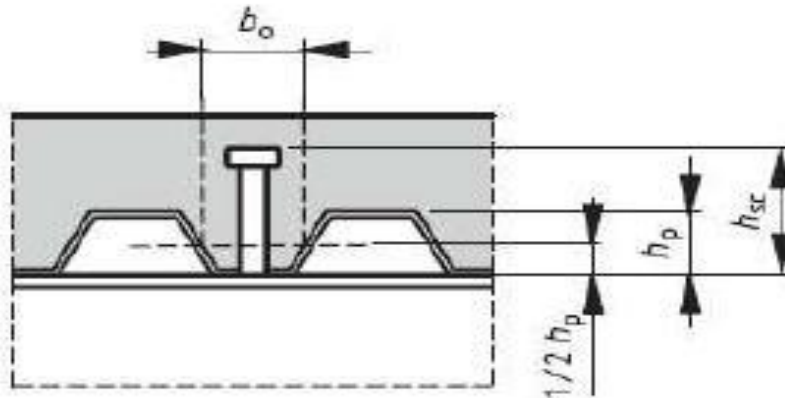


Figure IV-5 Dimension de la tôle profilée et connecteur.

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{75}{55} \left(\frac{80}{55} - 1 \right) = 0.43 \leq 0.85 \quad \text{donc } k = 0.43$$

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430(\pi 16^2)/4}{1.25} = 23780,80 \text{ N} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 22300,58 \text{ N} \end{array} \right.$$

→ $Prd = 22,30 \text{ kN}$

❖ **Nombre de connecteurs :**

$$n = \frac{V_1}{Prd}$$

Avec

n : Le nombre de connecteurs

V₁ : Effort de cisaillement longitudinal

$$V_1 = \min[F_a ; F_c] = \min[282 ; 2584] = 282 \text{ kN}$$

Prd : Résistance d'un connecteur isolé

$$\longrightarrow \quad n = \frac{282}{22,30058} = 12,65 \approx 13$$

on prend **13** connecteur pour chaque solive

❖ **Escapement des connecteurs :**

Soit l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n - 1} = \frac{610}{13 - 1} = 50,8 \text{ cm}$$

On prend 50 mm comme d'espacement entre connecteur et les deux premiers avec 55 mm

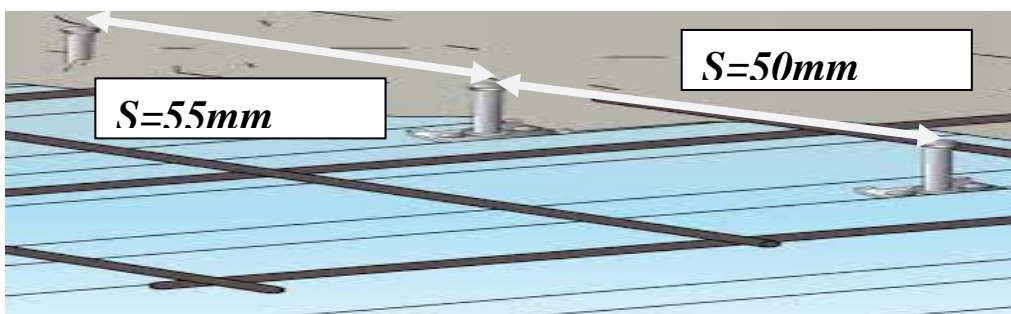


Figure IV – 6 espacement entre gougeons

IV-5 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur, il sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{As}{b \times hc} \geq 0,2 \% \Rightarrow As \geq 0,002 \times b \times hc = 0,002 \times 1000 \times 16 = 320 \text{ mm}^2$$

On choisit $\varnothing 10$, maillage de 100 mm $\Rightarrow As = 785 \text{ mm}^2$

IV-5 Plancher étage courant parking : (dalle +poutre principale)

Pour une dalle en béton de 16 cm dans plancher mixte on a diminué la section du profilé IPE270 de poutre avec porté de 7,1 m

a) Vérification de la section mixte :

- **Largeur efficace de la dalle**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivant :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ avec } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8} ; b_i\right)$$

Avec : L_0 la portée de la poutre ($L_0=7,1$ m)

$$b_1 = b_2 = \frac{5,55}{2} = 2,76 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(7,1/8 ; 2,76) = 0,88 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0,88 \times 2 = 1,76 \text{ m}$$

- **Chargement**

Charges permanentes

poids propre de la poutre: $G = 0,361 \text{ kN/ml}$

$$G_{solive} = \frac{0,2298}{1,14} \times (\text{Nbr solive} = 15) = 3,0237 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{étage} = 5,29 \text{ kN/m}$$

$$G_{total} = (5,29 + 3,0237) \times 1,76 + 0,361 = 14,9931 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 2,50 \times 1,76 = 4,40 \text{ kN/ml}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_M}$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec : $h_c = 160 \text{ mm}$. $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$. $f_y = 235 \text{ MPa}$. $\gamma_c = 1,5$

$\gamma_m = 1,1$. A_a : Section du profilé IPE 270 : $A_a = 4590 \text{ mm}^2$

donc

$$F_c = 1760 \times 160 \times \left(0,85 \times \frac{2,5}{1,5} \right) = 3989,333 \text{ kN}$$

$$F_a = 4590 \times \frac{0,235}{1,1} = 980,590 \text{ kN}$$

⇒ $F_a < F_c$ Doncl'axe neutre se situe dans la dalle.

position de l'axe neutre:

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{980,590}{1760 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 39,25 \text{ mm} \leq 160 \text{ mm}$$

- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{Sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = Fa \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

h_a : Hauteur de profilé IPE270.

h_p : Hauteur des nervures.

h_c : Épaisseur de la dalle en béton.

donc

$$M_{pl.Rd} = 980,590 \left(\frac{0,25}{2} + 0,16 + 0,055 - \frac{0,03925}{2} \right) = 314,156 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8}$$

$$QELU = 1.35 G + 1.5 Q \implies QELU = 1.35 \times 14,9931 + 1,5 \times 4,40$$

$$\implies QELU = 26,84068 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = \frac{26,84068 \times 7,1^2}{8} = 169,1298 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 314,156 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 169,1298 \text{ kN.m}$$

condition vérifiée.

- **Vérification de cisaillement :**

$$\implies V_{Sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$$

$$V_{Sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{26,84068 \times 7,1}{2} = 95,2844 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}} \text{ avec } A_v = 2209,32 \text{ mm}^2 \text{ du IPE 270}$$

$$V_{pl.Rd} = 0.58 \times \frac{2209,32 \times 23,5}{1.1} = 273,75483 \text{ kN}$$

$$\implies 0.5 V_{pl.Rd} = 136,87742 \text{ kN} > V_{Sd} = 95,2844 \text{ kN}$$

condition vérifiée

- **Vérification de la condition de flèche :**

$$f_{adm} \leq f_{max} \text{ avec } f_{max} = \frac{L}{250} \text{ et } f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_h}$$

$$I_h = I_a + Aa(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} - \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$)

n : Coefficient d'équivalence Avec $n = \frac{E_a}{E'_c}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

E'_c : Module d'équivalence du béton avec

$$E'_c = \frac{E_{cm}}{2} \text{ Pour les bâtiments d'habitation ; } n = \frac{21000}{30500/2} = 13.77$$

E_{cm} : 30500 MPa Pour un béton de classe C25/30.

$$I_h = 5790 \times 10^4 + 4590 \times (270 - 39,25)^2 + \frac{1760 \times 160}{13.77} \times \left(\frac{160^2}{12} + \left(39,25 - \frac{160}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 37,98 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$Q_{ELS} = G + Q \quad Q_{ELS} = 14,9031 + 4,40 = 19,30,31 \text{ kN/ml}$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 19,3031 \times 7,1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 37,98 \times 10^{-5}} = 0,01 \text{ m} < f_{max} = \frac{7,1}{250} = 0,028 \text{ m}$$

condition vérifiée

Etude des connecteurs :

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

$$d = 16 \text{ mm} \quad , \quad h = 80 \text{ mm} \quad , \quad f_y = 235 \text{ MPa} \quad , \quad f_u = 430 \text{ MPa}$$

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u (\pi d^2) / 4}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.

d : Diamètre du fut du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

α : Facteur correctif

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$\frac{h}{d} = 5 > 4$ donc $\alpha = 1$

K : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaires aux nervures de la tôle profilé donc il est calculé comme suite :

$$k = \begin{cases} 0.60 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq 1 & \text{Si les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) \leq k_{t,max} & \text{Si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont // à l'effort de cisaillement

kt, max: Limite supérieure pour le facteur k égal à 0.85

Nr : Nombre de gougeons dans une nervure pris égal à 1

$$b_0 = 75 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 80 \text{ mm}$$

$$0.60 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1\right) = 0,37 \leq 1 \text{ donc } K = 0,37$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.37 \times 430(\pi \times 16^2)/4}{1.25} = 20462,55 \text{ N} \\ \frac{0.29 \times 0.37 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 19188,878 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$\longleftarrow P_{rd} = 19,188 \text{ kN}$$

Nombre de connecteurs :

$$n = \frac{V_1}{P_{rd}}$$

Avec:

n : Le nombre de connecteurs

Vl : Effort de cisaillement longitudinal **Prd** : Résistance d'un connecteur isolé

$$V_1 = \min[F_a ; F_c] = \min[980,590 ; 3989,333] = 980,590 \text{ kN}$$

$$n = 51,10$$

On prend 50 connecteurs pour chaque poutre.

Espacement des connecteurs :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{710}{50-1} = 14,50 \text{ cm}$$

Donc on prend 15 cm comme espacement entre les connecteurs.

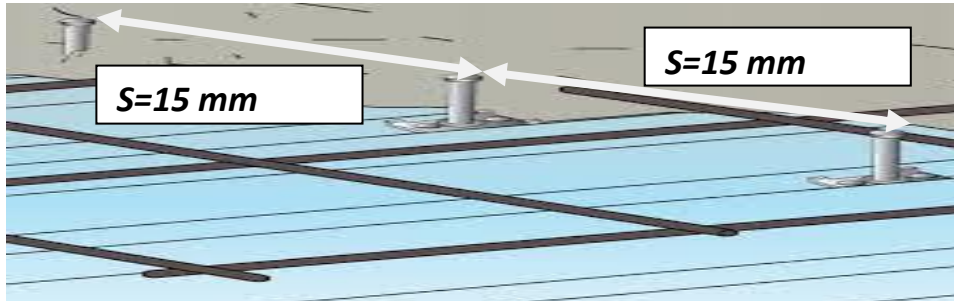


Figure IV-7 *espacement entre gougeons*

IV-6 Calcule plancher mixte du centre commercial :

IV-6- 1 Caractéristique de la tôle nervurée :

$$p = 13 \text{ dan/m} ; f_u = 400 \text{ Mpa} ; f_y = 160 \text{ Mpa} ; M_{pl,rd} = 3,16 \text{ kN.m} ; i_f = 50,3 \text{ cm}^2$$

Chargement :

Charges permanentes

$$G_{dalle\text{beton}} = 25 \times 1,14 \times 0,12 = 3,12 \text{ kN/ml}$$

$$G_{tole} = 0,13 \times 1,14 = 0,1482 \text{ kN/ml}$$

$$G_{Total} = 3,2682 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation

$$150 \times 1,14 = 171 \text{ dan/ml}$$

Calcul de flèche :

$$Q_{ELS} = G + Q = 3,2682 + 1,71 = 4,9782 \text{ kN/m}$$

$$f \leq \delta = \frac{l}{250} \Leftrightarrow f = \frac{5 \times 4,9782 \times 1,14^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 50,3 \times 10^{-8}} = 0,10 \text{ cm} < \frac{1,14}{250} = 0,46 \text{ cm}$$

Vérification de flexion : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$Q_{ELU} = 1,35 G + 1,5 Q \Leftrightarrow Q_{ELU} = 1,35 \times (0,13 + 3,12) + 1,5 \times 1,5 \\ = 6,6375 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = 6,6375 \times \frac{1,14^2}{8} = 1,4013 \text{ kN.m}$$

donc : $M_{pl.Rd} = 3,16 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 1,4013 \text{ kN.m}$

condition vérifiée

Plancher terrasse :

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 12cm et le profil des solives avec IPE 160.

Vérification de la section mixte (dalle + solive) :

Largeur efficace de la dalle :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ avec } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8} ; b_i\right)$$

$$L_0 : \text{Laportéedelapoutre } L_0 = 6,1 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 = 1,14/2 = 0,57 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(6,1/8 ; 0,57) = 0,57 \text{ m}$$

$$\text{donc } b_{eff} = 0,57 \times 2 = 1,14 \text{ m}$$

Charges permanentes :

$$G_{solive} = 0,307 \text{ kN/ml}$$

$$G_{étage} = 4,45 \times 1,14 = 5,073 \text{ kN/ml}$$

$$G_{total} = 5,38 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 5 \times 1,14 = 5,70 \text{ kN/ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) \quad F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_M}$$

$$h_c = 120 \text{ mm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_m = 1,1$$

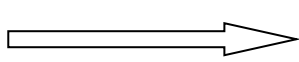
$$A_a : \text{Section du profilé IPE 160 : } A_a = 2010 \text{ mm}^2$$

$$F_c = 1140 \times 120 \times \left(0,85 \times \frac{2,5}{1,5}\right) = 1938 \text{ kN}$$

$$F_a = 2010 \times \frac{23,5}{1,1} = 429,40 \text{ kN}$$

donc : $F_a < F_c$ \Longrightarrow l'axe neutre dans la dalle

position de l'axe neutre: $z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq hc$



$$z = \frac{42940}{1140 \times 0.85 \times \frac{2.5}{1.5}} = 26,588 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$$

Moment fléchissant :

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

$$M_{pl.Rd} = Fa \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

h_a : hauteur de profilé IPE160.

h_p : hauteur des nervures.

h_c : épaisseur de la dalle en béton.

$$M_{pl.Rd} = 429,40 \left(\frac{0,16}{2} + 0,12 + 0,055 - \frac{0,026588}{2} \right) = 103,790 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8}$$

$$QELU = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow QELU = 1.35 \times 5,38 + 1,5 \times 5,70 = 15,813 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{15,813 \times 6,1^2}{8} = 73,5502 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 103,790 \text{ kN.m} > M_{sd} = 73,5502 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

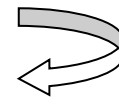
Vérification du cisaillement :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{15,813 \times 6,1}{2} = 48,229 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}} \text{ avec } A_v = 966,6 \text{ mm}^2$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 966,6 \text{ mm}^2$$



$$V_{pl.Rd} = 0.58 \times \frac{966,6 \times 23,5}{1.1} = 119,770 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 59,885 \text{ kN} > V_{sd} = 48,229 \text{ kN}$$

condition vérifiée

Vérification de la condition de flèche :

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_h}$$

$$I_h = I_a + Aa(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} - \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$)

n : Coefficient d'équivalence Avec $n = \frac{E_a}{E'_c}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

E'_c : Module d'équivalence du béton avec

$$E'_c = \frac{E_{cm}}{2} \quad \text{Pour les bâtiments d'habitation ;} \quad n = \frac{21000}{30500/2} = 13.77$$

E_{cm} : 30500 Mpa Pour un béton de classe C25/30.

$$I_h = 869 \times 10^4 + 966,6 \times (160 - 26,588)^2 + \frac{1140 \times 120}{13.77} \times \left(\frac{120^2}{12} + \left(26,588 - \frac{120}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 4,89 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q \longleftrightarrow Q_{ELS} = 538 + 570 = 1108 \text{ dan/m} \quad f_{adm} \leq f_{max}$$

$$\text{avec} \quad f_{max} = \frac{L}{250} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_h}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 1108 \times 6,1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 4,89 \times 10^{-5}} = 0,019 \text{ cm} < \frac{6,1}{250} = 0,024 \text{ cm}$$

condition vérifiée

Etude du connecteur :

$$d = 16 \text{ mm} \quad ; \quad h = 80 \text{ mm} \quad ; \quad f_y = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad f_u = 430 \text{ MPa}$$

Résistance du connecteur isolé :

Résistance du goujon en cisaillement :

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u (\pi d^2)}{8} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$h/d = 5 > 4 \quad \text{donc} \quad \alpha = 1$$

$$k = \begin{cases} 0.60 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{Si les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} & \text{Si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement :

kt, max: Limite supérieure pour le facteur k égal à 0.85

Nr : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1

b₀ = 75 mm

hp = 55 mm

hsc = 80 mm

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{75}{55} \left(\frac{80}{55} - 1 \right) = 0.43 \leq 0.85 \text{ donc } k = 0.43$$

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430(\pi 16^2)/4}{1.25} = 23780,802 \text{ N} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 22300,59 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$Prd = 22300,59 \text{ N}$$

Nombre de connecteur :

$$n = \frac{V_1}{Prd}$$

Avec

n : Lenombredeconnecteurs

V_l : Effort de cisaillement longitudinal

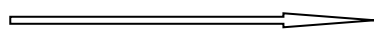
$$V_1 = \min[F_a ; F_c] = \min[429,40 ; 1938] = 429,40 \text{ kN}$$

Prd : Résistance d'un connecteur isolé

$$n = 19,25$$

On prend 20 connecteurs pour chaque solive

Espacement des connecteurs :



$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{610}{20-1} = 32 \text{ cm}$$

On prend 30 cm comme d'espacement entre connecteurs et 35 cm dans les extrémités

Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = A_s / (b \times hc) \geq 0.2 \% \Rightarrow A_s \geq 0.002 \times b \times hc = 0.002 \times 1000 \times 120$$

$$A_s \geq 240 \text{ mm}^2$$

$$\text{On choisit } \varnothing 10, \text{ maillage de } 100 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 785 \text{ mm}^2$$

Vérification de la section mixte : dalle + poutre

L'épaisseur de la dalle 12 cm ; la portée de 7,1 m ; l'espacement 5,5 m ; profilé IPE 270

Largeur efficace de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ avec } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

$$L_0 : \text{La portée de la poutre } L_0 = 7,1 \text{ m}$$

$$b_1 = b_2 = 5,5/2 = 2,75 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(7,1/8; 2,75) = 0,88 \text{ m}$$

$$\text{donc } b_{eff} = 0,88 \times 2 = 1,76 \text{ m}$$

Position de l'axe neutre:

$$F_c = b_{eff} \times hc \times \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) = 1760 \times 120 \times \left(0,85 \times \frac{2,5}{1,5}\right) = 2992 \text{ kN}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_M} = 4590 \times \left(\frac{23,5}{1,5}\right) = 719,10 \text{ kN}$$

$$F_a < F_c \quad \Longrightarrow \quad \text{l'axe neutre dans la dalle}$$

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq hc \quad \longleftrightarrow \quad z = \frac{719,10}{1760 \times 0,85 \times \frac{2,5}{1,5}} = 28,78 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm}$$

Chargement :

Charge permanente :

$$G_{\text{poutre}} = 36,1 \text{ dan/ml } G_{\text{solive}} = \frac{0,2298}{1,14} \times (\text{Nbr solive} = 15) = 3,0236 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{étage}} = 4,45 \text{ kN/m}^2 \quad G_{\text{totale}} = 13,5145 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 1,76 = 8,80 \text{ kN/ml}$

Moment fléchissant :

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

$$M_{pl.Rd} = Fa \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

$$M_{pl.Rd} = 719,10 \left(\frac{0,2}{2} + 0,12 + 0,055 - \frac{0,01787}{2} \right) = 191,330 \text{ kN.m}$$

$$QELU = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow QELU = 1,35 \times 13,5145 + 1,5 \times 8,80 = 31,4446 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{12} = \frac{31,4446 \times 7,1^2}{12} = 132,0935 \text{ kN.m}$$

Vérification de cisaillement :

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{31,4446 \times 7,1}{2} = 111,6283 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad \text{avec} \quad A_v = 1401,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 0,58 \times \frac{2209,32 \times 23,5}{1,1} = 273,7548 \text{ kN}$$

$$0,5 V_{pl.Rd} = 136,8774 \text{ kN} > V_{sd} = 111,6283 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Vérification de la condition de flèche

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_h}$$

$$I_h = Ia + Aa(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} - \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

$$n = \frac{21000}{30500/2} = 13,77$$

$$I_h = 8356 \times 10^4 + 4590 \times (270 - 28,78)^2 + \frac{1760 \times 120}{13,77} \times \left(\frac{120^2}{12} + \left(28,78 - \frac{120}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 35,06 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$QELS = G + Q$$

$$QELS = 13,5145 + 8,80 = 22,3145 \text{ kN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 22,3145 \times 7,1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 35,06 \times 10^{-5}} = 0,01 \text{ m} < 0,028 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

Etude du connecteur :

$$d = 16 \text{ mm} \quad ; \quad h = 80 \text{ mm} \quad ; \quad f_y = 235 \text{ MPa} \quad ; \quad f_u = 430 \text{ MPa}$$

Résistance du connecteur isolé :

Résistance du goujon en cisaillement :

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u (\pi d^2)}{8} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

$$h/d = 5 > 4 \quad \text{donc } \alpha = 1$$

$$k = \begin{cases} 0.60 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{Si les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} & \text{Si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement :

kt, max: Limite supérieure pour le facteur k égal à 0.85

Nr : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1

$$b_0 = 75 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_{sc} = 80 \text{ mm}$$

$$\frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} \quad k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{75}{55} \left(\frac{80}{55} - 1 \right) = 0,43 \leq 0,85 \quad \leftrightarrow K = 0,43$$

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430 (\pi 16^2) / 4}{1,25} = 23780 \text{ N} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 22300 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$Prd = 22300 \text{ N}$$

$$V1 = \min[F_a ; F_c] = \min[719,10; 2992] = 719,10 \text{ kN}$$

$$n = 32,25 \quad \text{On prend 33 connecteur pour chaque poutre}$$

Espacement des connecteurs :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{710}{33-1} = 22,18 \text{ cm} \quad \text{on prend 25 mm comme espacement}$$

IV-7 Conclusion

Un plancher collaborant est bien plus léger qu'un plancher en béton, et n'ajoute donc pas beaucoup de charge sur fondation. Un plancher mixte bénéficie d'une grande résistance à la traction grâce à l'acier et les connecteurs et à la compression grâce au béton .il est donc solide et durable

Chapitre V

Étude sismique

V-1 INTRODUCTION :

Un séisme correspond à une fracturation des roches en profondeur le long d'une faille Généralement préexistante. Cette rupture s'accompagne d'une libération soudaine d'une grande quantité d'énergie qui se traduit en surface par des vibrations du sol. Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts. De 1994 à 2004, les séismes ont fait plus de 80 000 victimes dans le monde. Comme exemple sur tous les séismes récents (Northridge, 1994 ; Kobe, 1995 ; Ismit, 1999 ; Boumerdes, 2003).

Un séisme sera moins destructeur dans un pays qui a intégré dans sa culture la construction parasismique. L'évolution actuelle du génie parasismique a permis le développement des méthodes d'analyse et de calcul des structures soumises à des sollicitations sismiques, ainsi que des moyens et des conceptions plus efficaces pour atténuer les effets destructeurs des grands mouvements du sol.

Choix de la méthode de calcul :

Le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit

- Méthode statique équivalent.
- Méthode d'analyse modale spectral.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

V-2 Principe de la méthode :

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

V-3 CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 VERSION 2003:

V-3-1 Classification des zones sismique:

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

ZONE 0 : sismicité négligeable.

ZONE I : sismicité faible.

ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.

ZONE III : sismicité élevée.

V-3-2 Classification de l'ouvrage:

Pour ce cas, d'après la carte et le tableau cité précédemment : la wilaya de Tlemcen :
(**ZONE I** faible sismicité).

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- I. Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- II. Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- III. Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- IV. Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Cet ouvrage représente un parking de stationnement public, il est considéré comme ouvrage de moyenne importance, **groupe2**.

Le site est meuble donc il est classé en **catégorie S3**.

V-4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE:

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

V-4-1 Modélisation de la structure :

A fin de déterminer les efforts et vérifier les éléments structuraux de notre structure, nous la modéliser avec un logiciel qui s'adapte à ce type modélisation, à savoir, Robot structure Analysis.

Le modèle numérique basé sous les éléments finis nous permet de déterminer les efforts internes (moments, efforts normaux, effort tranchant, déplacement et contraintes) en

fonction des sollicitations appliquées tel que le poids propre, charges exploitations, neige, vent et séisme.

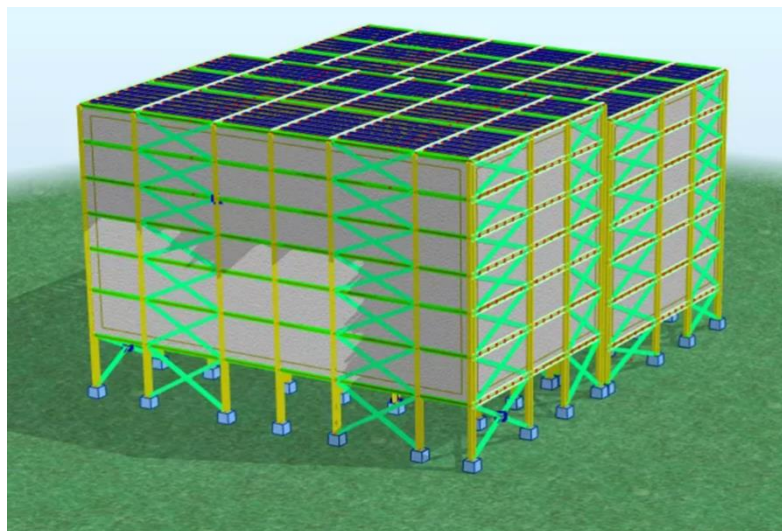


Figure V -1Modélisation en 3D

V-5 Vérification de la structure :

V-5-1 Calcul de la force sismique totale de la structure

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

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

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA.

Dans notre cas on a

ZONE I (faible sismicité)	groupe2.	A=0,08
----------------------------------	-----------------	--------

R : Coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 page 38 du RPA, il est fonction du système de contreventement.

Pour notre structure, on a un contreventement mixte voiles- portiques avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

Q : Facteur de qualité :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Critère "q"	SUIVANT	SUIVANT
	X	Y
Les conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité de matériaux	0	0
Contrôle de qualité de l'exécution	0,1	0,1
Totale	0,15	0,15

Tab.V.1 Facteur de qualité suivant les deux sens.

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum_1^5 P_q = 1,15$$

W : Poids total de la structure.

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

W_{Gi}: Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de charge d'exploitation, donnée par le tableau 4.5 \Longrightarrow on a $\beta = 0,6$

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la

structure (T).

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

T: La valeur de la période fondamentale de la structure.

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Dans ce cas : $C_T = 0,085$.

$$\Longrightarrow Tx = Ty = 0,085 \times 24^{3/4} = 0,96 \text{ s}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Dans notre cas on a $T_2 = 0,5s$.

η: Facteur de correction d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 = \sqrt{\frac{7}{2 + 0,05}} = 1,43 \geq 0,7$$

Ou ξ (%) est Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif. (Acier dense) $\rightarrow \xi = 5\% \rightarrow \eta = 1$

on a $T \geq T_2$ $Dx = Dy = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$ Avec $T_2 \leq T \leq 3,0s$

$$\Longrightarrow Dx = Dy = 2,5 \times 1 (0,5/0,96)^{2/3} = 1,63$$

$W = 2959539,96 \text{ kg} = 2959,539 \text{ Tn}$ (Masse totale de la structure).

$$Vx = Vy = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,08 \times 1,63 \times 1,15}{5} \times 29595,3996$$

$$Vx = Vy = 887,7 \text{ kN}$$

V-5-1-1 Résultante des forces sismique de calcul :

Selon l'article 4.3.6 RPA99/2003, doit que $V_t > 0,80V$

	$V_t(kN)$	$V(kN)$	$80\% V (kN)$	$V_t > 80\% V$
V_x	1153,8497	887,6252	710,1002	Vérifiée
V_y	1247,5365	887,6252	710,1002	Vérifiée

Tab.V.2Résultante des forces sismique à la base.

V-5-2Vérification de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,085 \times 25,5^{3/4} = 0,96 \text{ s}$$

La période fondamentale trouvé par logiciel ROBOT : $T = 0,87$

$$0,87 < 130\%T = 1,3 \times 0,96 = 1,25 \text{ s} \quad \textit{conditon vérifiée}$$

Nous avons essayé plusieurs type de contreventements (X, V, V inversé, K), et notre choix s'est porté sur X qui a vérifié la période, déplacement, et l'effort de cisaillement.

V-5-3Spectre de réponse :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1 ; A = 0,08 ; T1 = 0,15 \text{ s} ; T2 = 0,50 \text{ s}$$

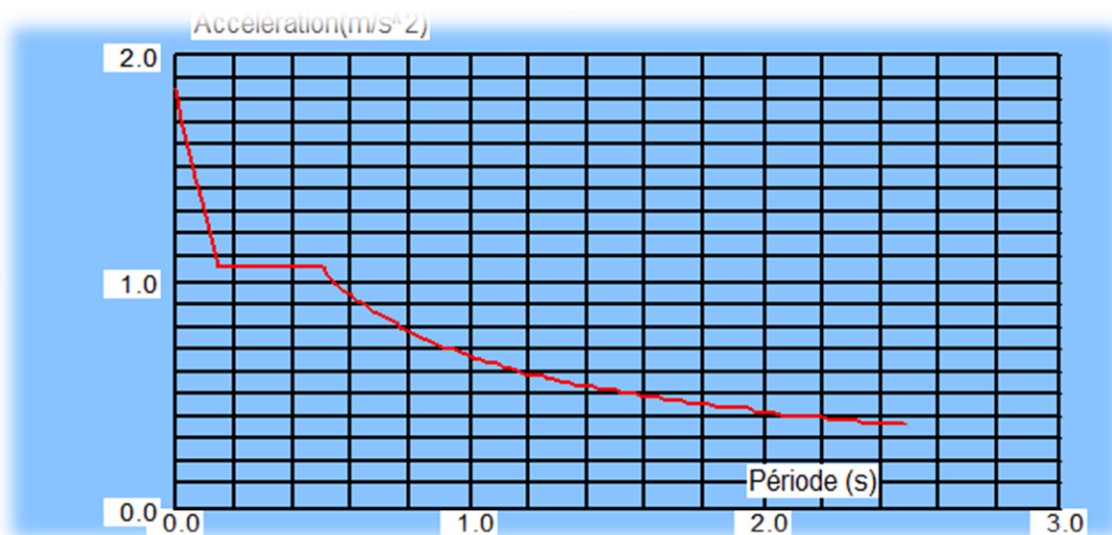


Figure V -2Spectre de réponse suivant l'axe X

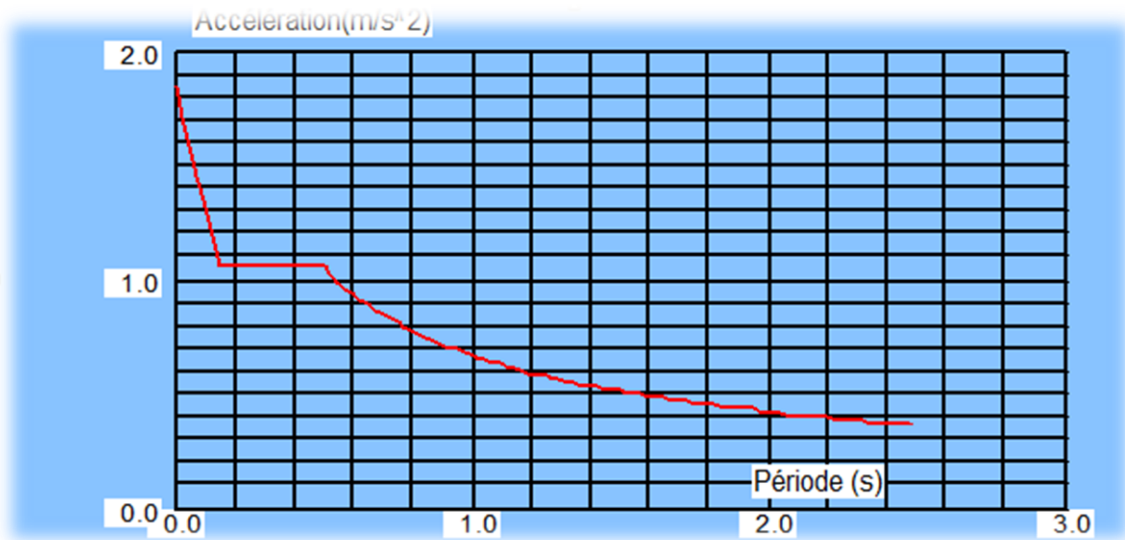


Figure V -3 Spectre de réponse suivant l'axe Y

V-5-4 Vérification de déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

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

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R: Coefficient de comportement

Δ_k : déplacement relative au niveau «k» par rapport au niveau « k-1 »

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

Avec : $\Delta_k < 1\% h_k h_k$: la hauteur d'étage

Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	R	$\Delta_k(cm)$	$1\% h_k(cm)$	condition
Entre sole	0,8	4	5	4	4,5	vérifiée
RDC	1,4	7	5	3	3,93	vérifiée
Etage 1	2	10	5	3	3,57	vérifiée
Etage 2	2,75	13,75	5	2	3	vérifiée
Etage 3	3,2	16	5	2,25	3	vérifiée
Etage 4	3,6	18	5	2	3	vérifiée
Etage 5	4,1	20,5	5	2,5	3	vérifiée

Tab.V.3 Déplacement relative dans le sens X.

Niveau	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	R	$\Delta_k(cm)$	1% $h_k(cm)$	condition
Entre sole	0,8	4	5	4	4,5	vérifiée
RDC	1,2	6	5	2	3,93	vérifiée
Etage 1	1,7	8,5	5	2,5	3,57	vérifiée
Etage 2	2,2	11	5	2,5	3	vérifiée
Etage 3	2,7	13,5	5	2,5	3	vérifiée
Etage 4	3,2	16	5	2,5	3	vérifiée
Etage 5	3,6	18	5	2	3	vérifiée

Tab.V.3 Déplacement relative dans le sens Y.

V-5-5 Justification vis-à-vis a l'effet de $(P - \Delta)$:

$$\theta = \frac{\Delta_k \times P_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

Δ_k : déplacement relative au niveau «k» par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : La hauteur d'étage.

V_k : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau.

Si $0,1 < \theta_k < 0,2$; les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Niveau	Δ_k (Cm)	P_k (KN)	h_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Entre sole	4	4577,914	450	1032,672	0,039
RDC	3	4427,915	393	1012,203	0,033
Etage 1	3	4217,914	357	976,586	0,036
Etage 2	2	4217,914	300	973,210	0,028
Etage 3	2,25	3987,316	300	776,331	0,038
Etage 4	2	3987,316	300	772,523	0,034
Etage 5	2,5	4179,109	300	452,816	0,076

Tab.V.4 « -L'effet de $(P - \Delta)$ suivant l'axe X-X».

Niveau	Δ_k (Cm)	P_k (KN)	h_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
Entre sole	4	4577,914	450	1224,760	0,033
RDC	2	4427,915	393	1209,283	0,018
Etage 1	2,5	4217,91	357	1026,411	0,029
Etage 2	2,5	4217,91	300	836,432	0,042
Etage 3	2,5	3987,316	300	825,596	0,040
Etage 4	2,5	3987,316	300	673,112	0,049
Etage 5	2	4179,109	300	510,198	0,054

Tab.V.5 « L'effet de($P - \Delta$) suivant l'axe y-y ».

V-6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié le comportement de la structure vis-à-vis du séisme et selon le Règlement Algérienne Parasismique « RPA version 2003 » et selon la méthode d'analyse modale spectrale. Nous avons déterminé le type de contreventement qui vérifie les conditions de période, effort tranchant et déplacements de chaque niveau de notre parking. Le contreventement en croix de Saint André a été utilisé.

Chapitre VI

Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

VI -Dimensionnement des éléments structuraux

VI-1 Introduction

Les principaux éléments d'une ossature métallique sont principalement les éléments porteurs "Poutres Poteaux", les contreventements afin de rigidifier et stabiliser la structure contre les charges horizontaux, verticaux dues au poids propre, vent, neige, séisme, ...

Précédemment, nous pré-dimensionner les éléments principaux "poteaux, poutres, solives" et maintenant nous allons vérifier ces éléments "résistance et instabilité" en modélisant la structure avec le logiciel "robot structure Analysis 2016"

VI-2 Dimensionnement des poteaux

VI-2-1 Vérification des poteaux :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	tf Mm	Tw Mm	D mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy Cm	iz Cm
HEA 450	140	178	440	300	21	11,5	344	63720	9465	3216	965,5	18,92	7,29

Tab.VI.1 Caractéristique du profilé HEA 450.

Les éléments porteurs verticaux dans notre parking sont soumis à la compression et de la flexion selon le système statique adopté. Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification à la résistance au flambement.

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

Pour la vérification des poteaux, on va prendre les valeurs maximales (le poteau le plus sollicité) sous les différentes combinaisons, à partir du **Robot**.

$$N_{sd} = 3044,66 \text{ kN}$$

$$M_{sdy} = 38,07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{sd} = 25,13 \text{ kN}$$

$$M_{sdz} = 4,08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Classe du profilé HEA 450 :
A/ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \rightarrow \quad \frac{344}{11,5} = 29,91 < 72 \quad \rightarrow \quad \text{l'âme est de classe I}$$

B/ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \frac{300/2}{21} = 7,14 < 10 \rightarrow \text{semelle de classe I}$$

Donc On choisit HEA450 **Classe I**.

VI-2-2 Résistance et du cisaillement (effort tranchant):

□ On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} ; \quad \text{Avec} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f = 6575,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 0,58 \times \frac{235 \times 6575,5}{1.1} = 1404765,91 \text{ N} = 1404,77 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 702,38 \text{ kN} > V_{sd} = 25,13 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

VI-2-3 Résistance au flambement : « d'après le paragraphe (5.5.4 CCM97) »

$$N_{sd} < N_{pl.Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b_f} = \frac{440}{300} = 1,46 > 1,2 \\ t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{array} \right.$$

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

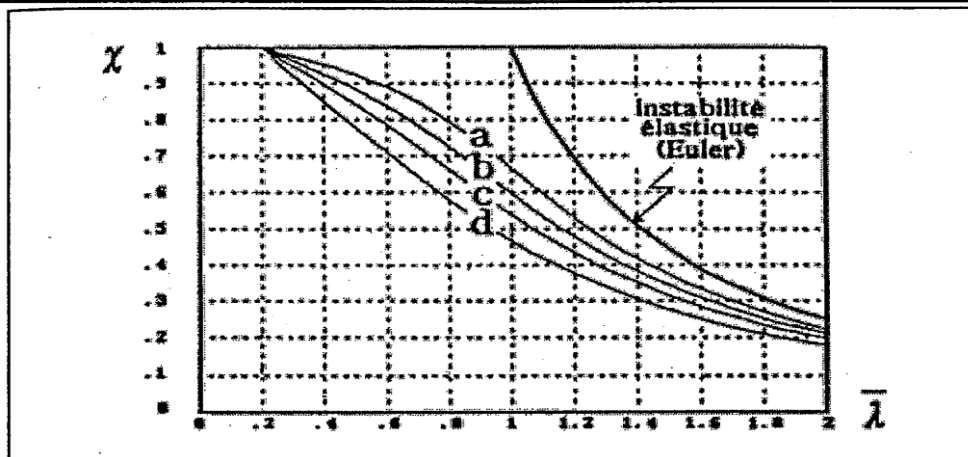


Figure VI-1 Courbe de flambement avec tableau d'imperfection α .

« D'après le paragraphe 5.5.49 CCM97 »

Plan (y-y) :

Axe (y-y) → courbe (a) → $\alpha = 0,21$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{0,5 \times 4500}{189,2} = 11,89 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{11,89}{93,9} = 0,13$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) → courbe (b) → $\alpha = 0,34$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{0,5 \times 4500}{72,2} = 31,16 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{31,16}{93,9} = 0,33$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,33$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}\right)} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2\right]$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,33 - 0,2) + 0,33^2] = 0,58$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,33^2})} = 0,94 \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,94 \times 1 \times 17800 \times 235}{1,1} = 3574563,64 \text{ N} = 3574,57 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 3044,66 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 3574,57 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI-2-4 Vérification de Flexion composée :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{N,Rd}$

M_{sd} : Moment sollicitant.

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial.

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right]$$

$$\text{Avec} \quad n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} = \frac{3044,6354}{3802,7273} = 0,80$$

$$a = (A - 2b \cdot tf) / A = 0,29$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{3216 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 687,0545 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\overrightarrow{\hspace{10em}} \quad M_{ply.Rd} = 687,0545 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{N,Rd} = 687,0545 \times \frac{(1 - 0,80)}{(1 - 0,5 \times 0,29)} = 160,745 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = M_{sdy} = 38,0874 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_{N,Rd} = 160,7145 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI-3 Dimensionnement des poutres principales

VI-3-1 Vérification de poutre principale IPE 500 :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m		A Cm ²	h mm	b mm	tf Mm	Tw Mm	D mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy Cm
IPE500	90,7	116	500	200	16	10,2	426	48200	2142	2194	336	20,4	4,31

Tab.VI.2 Caractéristique du profilé IPE500.

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

Caractéristique du profilé IPE 500

Les sollicitations d'après ROBOT 2016 :

$$M_{sd} = 347,5341 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{sd} = 263,7493 \text{ kN}$$

Classe du profilé IPE500 :

A/ Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \epsilon \quad \text{avec} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \frac{426}{10,2} = 41,76 < 72 \rightarrow \text{l'âme de classe I}$$

B/ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \longrightarrow \frac{200/2}{16} = 6,25 < 10 \longrightarrow \text{la semelle de classe I}$$

Don on choisit IPE 500 classe I.

VI-3-2 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant):

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 5699,2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 5699,2}{1.1} = 706182,7 \text{ N} = 706,19 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 353,09 \text{ kN} > V_{sd} = 263,75 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI-3-3 Vérification de la résistance (moment fléchissant):

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{2194 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 468718181,8 \text{ N.mm} = 468,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 347,5341 \text{ kN.m} < M_{ply.Rd} = 468,72 \text{ kN.m}$$

condition vérifiée

VI-4 Dimensionnement des poutres secondaires

VI-4-1 Vérification de poutre secondaire IPE300 :

Caractéristique du profilé IPE300 :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m		A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y Cm
IPE300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	248,6	8356	604	628	125	12,5	3,35

Tab.VI.3 Caractéristique du profilé IPE300.

Les efforts sollicitant :

$$M_{sd} = 37,0527 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 32,1041 \text{ KN.m}$$

Classe du profilé IPE 300:

A/ Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ avec } \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \frac{248,6}{7,1} = 35,0 < 72 \rightarrow \text{l'âme de classe I}$$

B/ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \text{ avec } \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \frac{15}{10,7} = 7 < 10 \rightarrow \text{semelle de classe I}$$

Don on choisit IPE300

VI-4-2 Vérification de la résistance (moment fléchissant):

On doit vérifier que :

$$M_{sd} < M_{ply}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{628 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 134163636,4 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 134,16364 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 37,0527 \text{ kN.m} < M_{ply.Rd} = 134,16364 \text{ kN.m}$$

VI-4-3 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant):

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{avec } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$A_v = 5380 - 2 \times 150 \times 10,7 + (7,1 + 2 \times 15) \times 10,7 = 2566,97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 2566,97}{1.1} = 548398,1 \text{ N} = 548,3981 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 274,1990 \text{ kN} > V_{sd} = 32,141 \text{ kN}$$

condition vérifiée .

Nous n'avons pas fait la vérification au déversement car les poutres et solives sont maintenues dans leurs semelles comprimées par la dalle

VI-5 Justification des contreventements (2 UPN240):

VI-5-1 Introduction :

Les éléments de contreventement sont destinés à empêcher le mouvement latéral d'une structure causé par le vent ou par les séismes. Par suite, ils sont conçus pour reprendre

les surcharges du vent et de les diriger vers les fondations de la structure. Notant que l'existence de la structure indépendante du bardage joue le rôle d'auxiliaire pour que la construction résiste aux efforts du vent. Malgré que les moments soient faibles nous avons utilisé des encastremets en pied de poteau car il peut y avoir des actions accidentelles "explosion, choc, feu" qui peuvent surgir et induire des efforts "moments supplémentaires"

VI-5-2 Les efforts sollicitant : les efforts donnés par l'logiciel robot sont :

$$N_{sd_{comp}} = 404,8819 \text{ kN} \qquad N_{sd_{trac}} = 119,3464 \text{ kN}$$

Caractéristiques de profilé (UPN240) :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	tf mm	Tw mm	d mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy Cm	iz Cm
UPN240	33,2	42,3	240	85	13	9,5	184	3600	317	358	75,7	9,22	2,42

Tab.VI.4 Caractéristiques du profilé **UPN240**.

On doit vérifier : $N_{Sd} \leq N_{t,Rd} = \text{Min}(2N_{pIRd}, 2N_{u,Rd}, 2N_{net,Rd})$

VI-5-3 Résistance plastique de calcul de la section brut :

$$N_{pIRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 4230 \times 235}{1,1} = 1\,988\,100 \text{ N} = 1988,1 \text{ kN}$$

VI-5-4 Résistance plastique de calcul de section nette (boulons précontraints) :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$A_{net} = A - (n \times d_0 \times t)$$

$$A_{net} = 4230 - (2 \times 18 \times 10)$$

$$A_{net} = 3870 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{2 \times 3870 \times 235}{1,1} = 1\,653\,545,45 \text{ N} = 1653,545 \text{ kN}$$

VI-5-5 Résistance ultime de calcul de la section nette (boulons ordinaires) :

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 3870 \times 2 \times 360}{1,25} = 2006208 \text{ N} = 2006,208 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \text{Min}(2N_{plRd}, 2N_{u,Rd}, 2N_{net,Rd}) = 1653,5,5 \text{ kN}$$

$$N_{sdTrac} = 119,3464 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 1653,545 \text{ kN}$$

condition vérifiée

VI-5-6 Vérification au flambement :

On doit vérifier que : $N_{sd} < N_{c,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$ avec $\beta_A = 1$

Classe du profilé UPN 240 :

A/ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ avec } \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \frac{200}{10} = 20 < 33 \rightarrow \text{l'âme de classe I}$$

B/ Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \text{ avec } \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \frac{90}{14} = 3,21 < 10 \rightarrow \text{la semelle de classe I}$$

Flambement par rapport à l'axe (y-y) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} \text{ Avec } \phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \times \beta_A^{1/2}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_y = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_y}{i_y} = \frac{3180}{92,2} = 34,49 \end{array} \right. \text{ Avec : } l_y = L = 3,18 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{34,49}{93,9} \right] = 0,4 > 0,2 \text{ donc on a un risque de flambement}$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,4 - 0,2) + 0,4^2] = 0,63 \text{ Avec } \alpha = 0,49$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,63 + \sqrt{0,63^2 - 0,4^2}} = 0,89 < 1$$

Flambement par rapport à l'axe (z-z) :

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} \quad \text{Avec} \quad \phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \times \beta_A^{1/2}$$

$$\lambda_1 = 93,9. \quad \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \quad \text{Avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{3180}{24,2} = 131,04 \quad \text{Avec} \quad l_z : l = 3,18 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{131,04}{93,9} \right] = 1,39 > 0,2$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,39 - 0,2) + 1,39^2] = 1,75$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,75 + \sqrt{1,75^2 - 1,39^2}} = 0,35 < 1$$

$$\longrightarrow \quad X_{min} = \text{Min}(X_y; X_z) \quad \longrightarrow \quad X_{min} = \text{Min}(0,89; 0,35) = 0,35$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,35 \times 1 \times 2 \times 4230 \times 235}{1,1} = 6325772,27 \text{ N} = 6325,772 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 404,8819 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 6325,772 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI-6 Dimensionnement des escaliers :

VI-6-1 Définition :

Escalier :

Élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage d'ouvrage à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

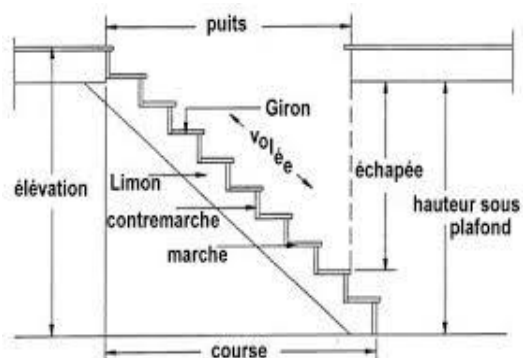


Figure VI-2 Constituants d'un escalier



Figure VI-3 Escalier de Zigzag dans parking.

VI-6-2 Prédimensionnement de l'escalier

Hauteur de marche : $16 \text{ cm} \leq h \leq 21 \text{ cm}$

Giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives.

 $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$

N : nombre de contremarches

M : nombre de marche

H : la hauteur de franchir l'escalier (élévation) = 176 cm

Si **g** est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs, et **h** la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel »

$$0,58m \leq g + 2h \leq 0,64m.$$

on prend : $h = 16 \text{ cm}$; $g = 30 \text{ cm}$ $g + 2h = 62 \leq 0,64 \text{ m}$ condition vérifiée

- **Première volée :**

$$N = \frac{H}{h} = \frac{176}{16} = 11 \longleftrightarrow \text{On a } \mathbf{11} \text{ comme nombre de contremarche}$$

$$m = N - 1 = 11 - 1 = 10 \longleftrightarrow \text{On a } \mathbf{10} \text{ comme nombre de marche}$$

- **Deuxième volée :**

$$N = \frac{124}{16} = 7,75 \longleftrightarrow \text{On a } \mathbf{6} \text{ comme nombre de contremarche}$$

$$m = 7 - 1 = 6 \longleftrightarrow \text{On a } \mathbf{6} \text{ comme nombre de marche}$$

La longueur totale de la première volée : $l = g \times m = 30 \times 10 = 300 \text{ cm} = 3,00 \text{ m}$

La longueur de la deuxième volée : $l = g \times m = 30 \times 6 = 180 \text{ cm} = 1,8 \text{ m}$

- **Inclinaison de limon :** $\tan \alpha = \frac{176}{300} = 0,58 \longleftrightarrow \alpha = 30,40^\circ$

- **Longueur de limon :** $l = \frac{176}{\sin \alpha} = 347,80 \text{ cm}$

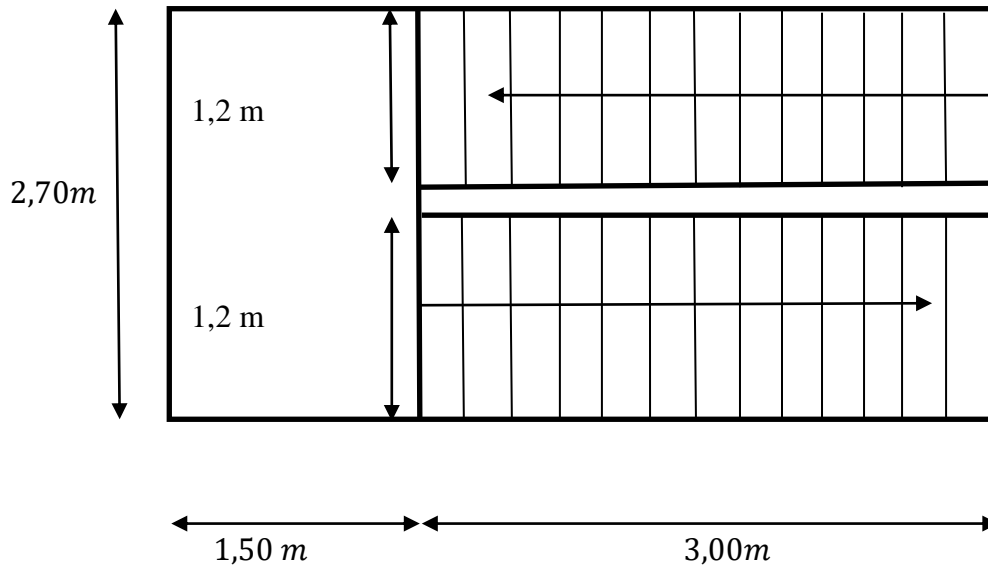


Figure VI-4 Schéma de l'escalier a deux volées.

VI-6-3 Dimensionnement des éléments porteurs :

VI-6-3-1 Charge permanente :

$$G(\text{volée}) = 0,40 + 0,40 + 0,40 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

$$G(\text{palier}) = 0,13 + 2 + 0,40 + 0,40 = 2,93 \text{ kN/m}^2$$

VI-6-3-2 Charge d'exploitation :

$$Q(\text{escalier}) = 4 \text{ kN/m}^2$$

VI-6-3-3 Vérification de la cornière de support :

VI-6-3-3-1 Vérification de flèche :

$$f \leq \delta_{\max} \text{ avec } \delta_{\max} = L/250 \quad \text{et} \quad f = \frac{5q_{\text{els}}L^4}{384EI_y}$$

$$\text{cornière de support } L 40 \times 40 \times 4 = 2,42 \text{ dan /ml}$$

$$G = 1,20 \times 0,3 + 2 \times 0,0242 = 0,4084 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 4 \times 0,3 = 1,20 \text{ kN/ml}$$

$$QELS = G + Q = 1,6084 \text{ kN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 160,84 \times 1,2^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 5,4 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

on choisit $I_y = 6,43 \text{ cm}^4$ Avec profilé L 45 × 45 × 4

$$f = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 160,84 \times 1,2^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 6,43 \times 10^{-8}} = 0,003 \leq \frac{1,2}{250} = 0,005$$

condition vérifiée

VI-6-3-3-2 Vérification du Cisaillement :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl.Rd}$$

$$QELU = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow QELU = 1.35 \times 0,4084 + 1,5 \times 1,20 = 2,351 \text{ kN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{2,351 \times 1,2}{2} = 1,4108 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 0,58 \times \frac{120 \times 235}{1.1} = 14869,09 \text{ N}$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 7,4345 \text{ kN} > V_{sd} = 1,4108 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI-6-3-3-3 Vérification au moment fléchissant :

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

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8} = \frac{2,351 \times 1,2^2}{8} = 0,4232 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{el.y}}{\gamma_{M_0}} \times f_y = \frac{1,97 \times 2 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 841727,273 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 0,84173 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0,4232 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

donc on choisit la cornière << L 45 × 45 × 4 >>

VI-6-3-3-4 Vérification de limon :

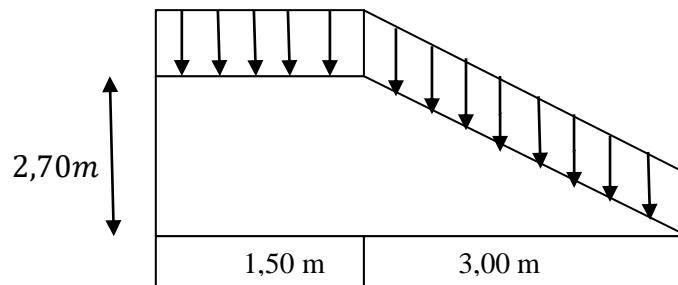


Figure VI-5 Schéma statique de la volée.

- Les charges du limon :

$$Q_v = \frac{(GV + Q)1,2}{2} + G_{cor} = \frac{(1,20 + 4) \times 1,2}{2} + 0,0274 = 3,14 \text{ kN/ml}$$

$$Q_p = \frac{(GP + Q)1,2}{2} = \frac{(2,93 + 4) \times 1,2}{2} = 4,158 \text{ kN/ml}$$

$$Q_s = \max(Q_v, Q_p) \quad \Longrightarrow \quad Q_s = Q_p = 4,158 \text{ kN/ml}$$

- Vérification de flèche :

$$f \leq \delta \text{ max avec } \delta \text{max} = L/250 \text{ et } f = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 415,8 \times 4,5^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 5,9 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$\text{on choisit UPN 160} \quad I_y = 925 \text{ cm}^4 \quad \text{avec } P_p = 0,188 \text{ kN/ml}$$

$$Q_s = Q_p + P_p = 4,158 + 0,188 = 4,346 \text{ kN/ml}$$

$$f = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 4,346 \times 4,5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 9,25 \times 10^{-6}} = 0,012 \text{ m} \leq \frac{4,5}{250} = 0,018 \text{ m}$$

condition vérifiée

- Vérification de la résistance :

La classe de profilé UPN 160 est de classe I

- Vérification de cisaillement :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl.Rd}$$

$$Q_p = \frac{(1,35GP + 1,5Q)1,2}{2} + 1,35G_{cor} = \frac{(2,9555 + 6) \times 1,2}{2} + 0,037 = 5,4103 \text{ kN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{5,4,03 \times 4,5}{2} = 12,1732 \text{ kN}$$

$$V_{pl.Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 0,58 \times \frac{1281,75 \times 235}{1,1} = 158820,477 \text{ N}$$

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

$$A_v = 2400 - 2 \times 65 \times 10,5 + (7,5 + 16) \times 10,5 = 1281,75 \text{ mm}^2$$

$$0,5 V_{pl.Rd} = 79,41023 \text{ kN} > V_{sd} = 12,1732 \text{ kN}$$

condition vérifiée

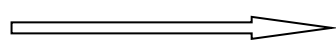
Vérification au moment fléchissant :

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

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8} = \frac{5,41,03 \times 4,5^2}{8} = 13,9448 \text{ kN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{el.y}}{\gamma_{M_0}} \times f_y = \frac{116 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 24781818,18 \text{ N.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 24,7818 \text{ kN.m} > M_{sd} = 13,94,48 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$



donc on choisit UPN160

Vérification de la poutre palière :

$$G(\text{volée}) = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

$$G(\text{palier}) = 2,93 \text{ kN/m}^2$$

$$QELU = 1,35 G + 1,5 Q \rightarrow QELU = 1,35(1,20 + 2,93) + 1,5 \times 4$$

$$QELU = 11,5755 \text{ kN/ml}$$

$$f \leq \delta \max \quad \text{avec } \delta \max = L/250 \quad \text{et } f = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1157,55 \times 2,7^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 3,53 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad I_y \geq 353 \text{ cm}^4$$

$$\text{donc on choisit IPE140} \quad \text{Avec } P_p = 0,129 \text{ kN /ml}$$

Vérification au poids propre inclus :

$$QELU = 11,5755 + 0,129 = 11,7045 \text{ kN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 11,7045 \times 2,7^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 3,53 \times 10^{-6}} = 0,010 \text{ m} \leq \frac{2,7}{250} = 0,011 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI-7 Dimensionnement des poutres de rampe :

La structure comporte aussi deux rampes qui relient entre chaque demi-étage de la Structure, la rampe est constituée d'une dalle mixte (comme le plancher) et d'un profilé Métallique de chaque cotés.

On a les caractéristiques suivantes :

Pente de la poutre : 18,53°

Portée de la poutre : L = 8,54 m.

Entre axe des poutres : = 4,28 m.

$$G = 5,01 \text{ kN/m}^2. \quad Q = 2,50 \text{ kN/m}^2 \quad G_{\text{garde corps}} = 17,08 \text{ KN/ml}$$

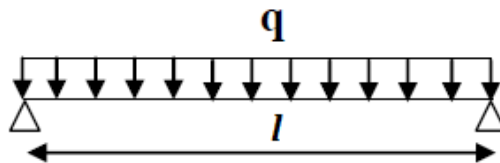


Figure VI-5 La poutre sous charges répartie

VI-7-1 vérification de la flèche

On considère la poutre soumise à une charge répartie « q » sur toute la longueur. Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$q = (G + Q) \times e_{\text{poutre}} = (5,01 + 2,5) \times 4,28 = 32,14 \text{ KN/m}$$

$$f \leq \delta_{\text{max}} \text{ avec } \delta_{\text{max}} = L/250 \quad \text{et} \quad f = \frac{5q_{\text{els}}L^4}{384EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 32,14 \times 8,54^3 \times 250}{384 \times 2,1} = 31029 \text{ cm}^4$$

On choisit un IPE 450 avec $I_y = 33440 \text{ cm}^4$

Classe du profilé IPE 450 :

A/ Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ avec } \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \frac{378,8}{9,9} = 38,26 < 72 \rightarrow \text{l'ame de classe I}$$

B/ Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \text{ avec } \rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \rightarrow \frac{\frac{180}{2}}{14,6} = 9,16 < 10 \rightarrow \text{la semelle de classe I}$$

VI-7-2 vérification en tenant compte du poids du profilé :

1 - la flèche :

$$q' = q + G_{profilé} = 32,14 + 0,776 = 32,92 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5q_{els}L^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 32,92 \times 8,54^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 33,440 \times 10^{-6}} = 0,003 \text{ m} < \frac{L}{250} = \frac{8,54}{250} = 0,034 \text{ m}$$

Condition vérifiée

2 – la résistance :

$$q_{ELU} = 1,35 (G \times e_{poutre} + G_{profilé}) + 1,5 Q \times e_{poutre} =$$

$$q_{ELU} = 1,35 (5,01 \times 4,28 + 0,776) + 1,5 \times 2,5 \times 4,28 = 46,045 \text{ KN/m}$$

$$M_{Sd} = \frac{q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{46,045 \times 8,54^2}{8} = 419,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{Pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2046 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 480,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = 480,81 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 419,76 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

2 – cisaillement :

$$V_{Sd} = \frac{q_{ELU} \times l}{2} = \frac{46,045 \times 8,54}{2} = 196,61 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} = 0,58 \times \frac{235 \times 5381,74}{1} = 666,85 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 5381,74 \text{ mm}^2$$

$$0.5 V_{pl.Rd} = 333,42 \text{ kN} > V_{Sd} = 196,61 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte IPE 450 comme poutre de rampe.

VI-7-3 Conclusion

L'étude que nous avons faite nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissant sur notre structure, dont on a utilisé dans le calcul des éléments porteurs, et des assemblages.

Chapitre VII

Etude des assemblages

VII-1 INTRODUCTION :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles tout en assurant la transmission et la répartition des efforts entre les pièces assemblées, sans générer des sollicitations parasites.

VII-2 Modes d'assemblage :

Dans ce projet deux modes d'assemblage sont utilisés et qui sont parmi les principaux modes de montage :

Assemblages par boulonnage (entre les grands éléments structuraux de l'ossature)

Assemblages par soudure (poutre – platine).

VII-3 Assemblage « poteau – poutre principale » (HEA 450 – IPE 500)

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de la poutre, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes percages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la poutre permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

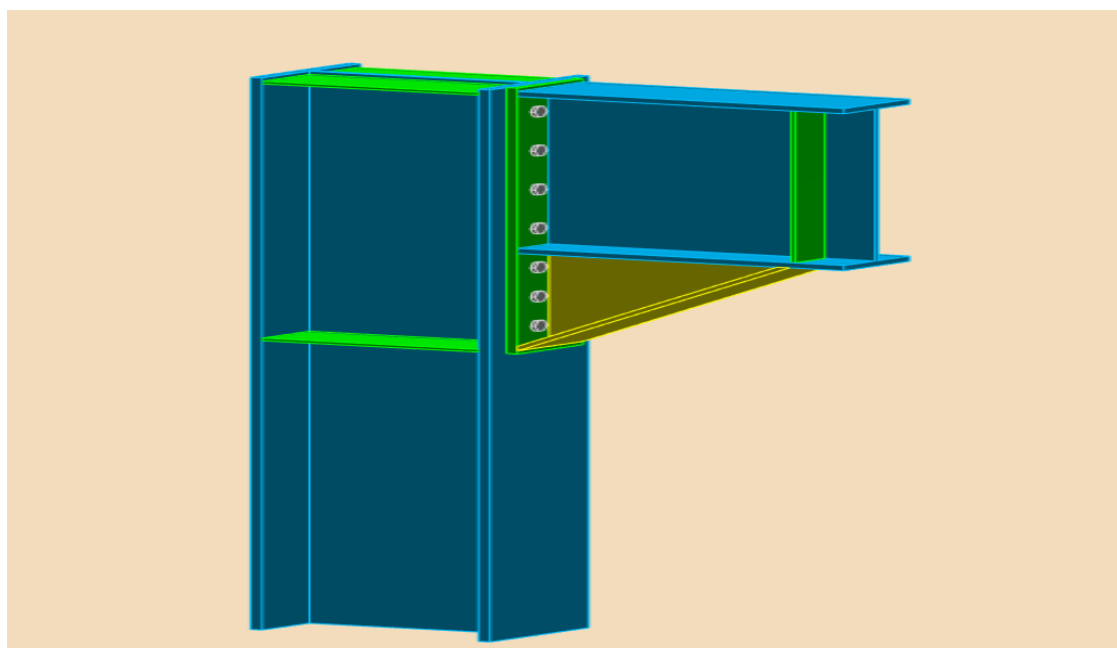


Figure VII -1 Assemblage « poteau - poutre principale ».

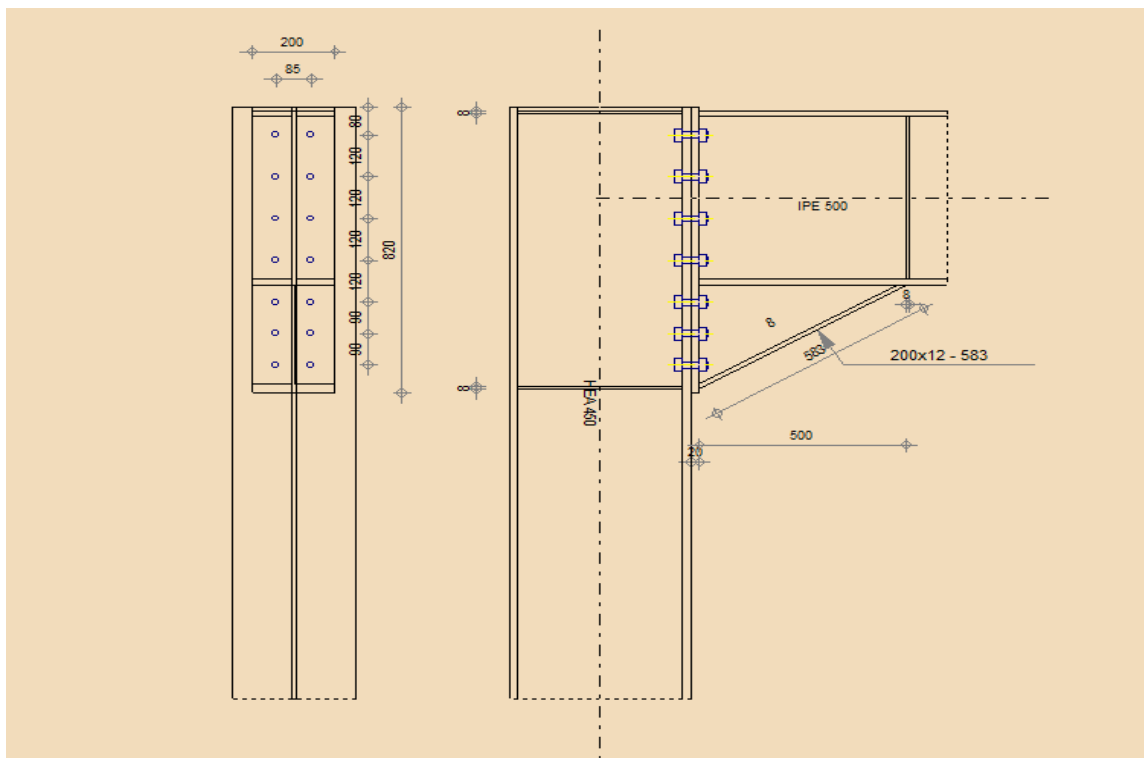


Figure VII -2 Détail d'assemblage poteau - poutre principale.

VII-3-1 Les efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage « poteau- poutre principal » sont donnés

Par l'logiciel robot comme suivant :

$M_{b1,Ed} =$	348,2275	kN.m	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	259,7367	kN	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	0,0013	kN	Effort axial dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	185,4843	kN.m	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	168,5259	kN	Effort tranchant dans la poutre gauche
$N_{b2,Ed} =$	-0,0014	kN	Effort axial dans la poutre gauche
$M_{c1,Ed} =$	-63,5796	kN.m	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	21,1489	kN	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-2886,2329	dan	Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{c2,Ed} =$	14,855	kN.m	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	7,5824	kN	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	2385,3687	kN	Effort axial dans le poteau supérieur

Tab.VII.1 Les efforts sollicitant de l'assemblage « poteau- poutre principal ».

VII-3-2 Soudure de la platine :

Epaisseur de la platine : ép = 20 mm

Epaisseur de la semelle IPE 500 : Tf= 16 mm

Epaisseur de l'âme IPE 500 : tw = 10,2 mm

Hauteur totale de la platine : h = 820 mm

VII-3-2-1 Cordon de soudure :

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Soudure de la platine sur la semelle de la poutre

$$3 \text{ mm} \leq af \leq 0,5tf \quad 3\text{mm} \leq af \leq 8 \text{ mm}$$

Soudure de la platine sur l'âme de la poutre

$$3 \text{ mm} \leq aw \leq 0,5tw \quad 3\text{mm} \leq aw \leq 5,1 \text{ mm}$$

On prend : $af = 8 \text{ mm}$ $aw = 5 \text{ mm}$

VII-3-2-2 Vérification de la soudure de la semelle a la traction :

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

avec $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$ " nuance d'acier S235"

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 2b + 4(b - t_w) = 2 \times 200 + 4(200 - 10,2) = 1159,2 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 1159,2 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 2360673,16 \text{ N} = 2360,67316 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h - tf} = \frac{348,2275}{0,820 - 0,016} = 433,11878 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 433,11878 \text{ kN} < F_{w,Rd} = 2360,67316 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-3-2-3 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :

$$N_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

avec $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 2(h - 2tf) = 936 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 936 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 972719,73 \text{ N} = 972,71973 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 259,7367 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 259,7367 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 972,719 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-3-3 Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé par 14 boulons HR de classe 10.9 de diamètre 18 mm

Les dimensions de la platine d'about sont 820 mm par 200 mm avec une épaisseur de 20 mm

L'épaisseur la plus mince pour la détermination des pincées est :

$$t = \min(t_f; t_{platine}) = (16, 20) = 16 \text{ mm}$$

VII-3-3-1 Distance entre axes des boulons:

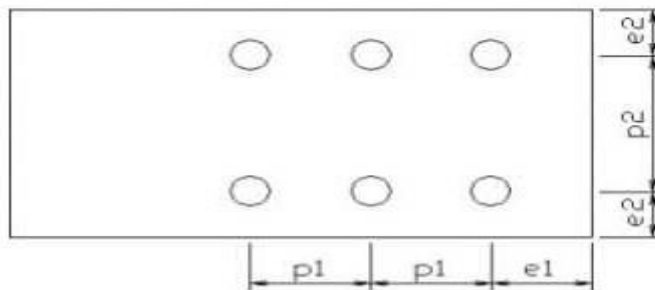


Figure VII -3 Symbole pour l'entraxe des fixations.

$$d_0 = \theta + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$1.2 d_0 = 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 192 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 80 \text{ mm}$$

$$1.5 d_0 = 30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 192 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 60 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 = 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 224 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 120 \text{ mm}$$

$$3 d_0 = 60 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 224 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 85 \text{ mm}$$

VII-3-4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée:

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 16 \sqrt{\frac{200}{10,2}} = 70,85 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que Tous les boulons travaillent à la traction.

VII-3-5 Vérification a la traction :

$$F_{t,rd} \geq F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times h_i}{2 \times \sum h_i^2}$$

$F_{t,sd}$: l'effort de traction de boulon plus sollicité

h_i : la distance entre le boulon et l'axe de l'aile du jarret.

$$h_{1=} 120 \text{ mm} \quad h_{2=} 240 \text{ mm} \quad h_{3=} 360 \text{ mm} \quad h_{4=} 450 \text{ mm} \quad h_{5=} 560 \text{ mm}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times h_i}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{348,2275 \times 0,56}{2 \times 1,73^2} = 32,5783 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 0,9 \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \frac{192 \times 1000}{1,25} = 138240 \text{ N} = 138,24 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} \geq F_{t,sd} \longrightarrow 138,24 \text{ kN} \geq 32,5783 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-3-6 Vérification au poinçonnement de la platine :

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$t_p = 20 \text{ mm}$ Épaisseur de la pièce poinçonnée.

$d_m = 29,1 \text{ mm}$ (voir tableau des caractéristique des boulons)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 29,1 \times 20 \times 360}{1,25} = 315788,544 \text{ N} = 315,78854 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} 32,5783 \text{ kN} \leq 315,78854 \text{ kN}$$

VII-3-7 Vérification au glissement :

$$F_{v,sd} \leq n F_{v,Rd}$$

n : le nombre de boulons $n = 14$

$$F_{v,Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{t,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

$K_s = 1.0$: Les boulons utilisés pour des Trous normaux

$n = 1.0$: une seul Plans de glissement

$\mu = 0.3$: Classe de surface C

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 138,24}{1,1} = 37,702 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{259,7,67}{14} = 18,55262 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 37,702 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-3-8 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{TABLEAU 6.5.3 CCM97}$$

Avec: $K_s = 2.5$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$t = 36 \text{ mm}$ Épaisseur platine + semelle poteau

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 18 \times 36 \times 360}{1,25} = 466560 \text{ N} = 466,56 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{259,7367}{14} = 8,55262 \text{ kN} \leq F_{b,Rd} = 466,56 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-3-9 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec : $b_{eff} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_w + 5 (t_{fc} + r) = 16 + 2\sqrt{2} \times 5 + 5(21 + 27) = 270,14 \text{ mm}$

$F_{t,Rd}$: résistance de l'âme du poteau à la traction

$$F_{t,Rd} = 11,5 \times 270,14 \frac{235}{1,1} = 663684,864 \text{ N} = 663,68486 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - tf} = \frac{348,2275}{0,820 - 0,0125} = 431,24,5 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 663,68486 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII-3-10 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{K_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1,3(b_{eff}/h)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Avec :

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau.

t_p : Épaisseur platine.

r_c : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau.

a_p : Épaisseur de la gorge de la soudure.

$$b_{eff} = 16 + 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5(21 + 27) + 2 \times 20 = 310,142 \text{ mm}$$

K_c : Interaction avec la contrainte de compression dans l'âme du poteau. Par simplification $K_c = 1.0 \longrightarrow \sigma_{c.sd} \leq 0,7 f_y$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{310,142 \times 344 \times 235}{2,1 \times 10^4 \times 11,5^2}} = 0,89$$

$$d_{wc} = hc - 2(ftc + rc) = 440 - 2 \times (21 + 27) = 344 \text{ mm}$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,87$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 310,142 \times 0,87 \times 11,5 \times 235}{1,1 \sqrt{1 + 1,3(310,142/440)^2}} = 639086,868 \text{ N} = 639,08687 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd} \times \sum d_i}{\sum d_i^2} = \frac{348,2275 \times 1,73}{0,72} = 836,71329 \text{ kN}$$

$N_{sd} > F_{c,Rd}$ condition non vérifiée

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible. Il faut donc prévoir Un raidisseur pour renforcer l'âme.

VII-3-11 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

$$F_v \leq V_{Rd} = 0,9 \times f_y \times \frac{A_V}{\sqrt{3}\gamma_{m0}}$$

V_{Rd} : la résistance au cisaillement plastique du panneau d'âme de poteau

$$A_V = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 6575,5 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = 0,9 \times f_y \times \frac{A_V}{\sqrt{3}\gamma_{m0}} = 0,9 \times 235 \times \frac{6575,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 729937,778 \text{ N} = 729,93779 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{348,2275}{0,820 - 0,021} = 435,829 \text{ kN} < V_{Rd} = 729,93779 \text{ kN}$$

condition vérifiée

VII-4Assemblage poteau -poteau (HEA 450-HEA 450) :

L'assemblage par éclissage se fait à l'aide de deux couvre joints intérieurs et extérieurs boulonnés qui assurent la liaison entre l'âme et semelles des deux poteaux au niveau d'extrémité.

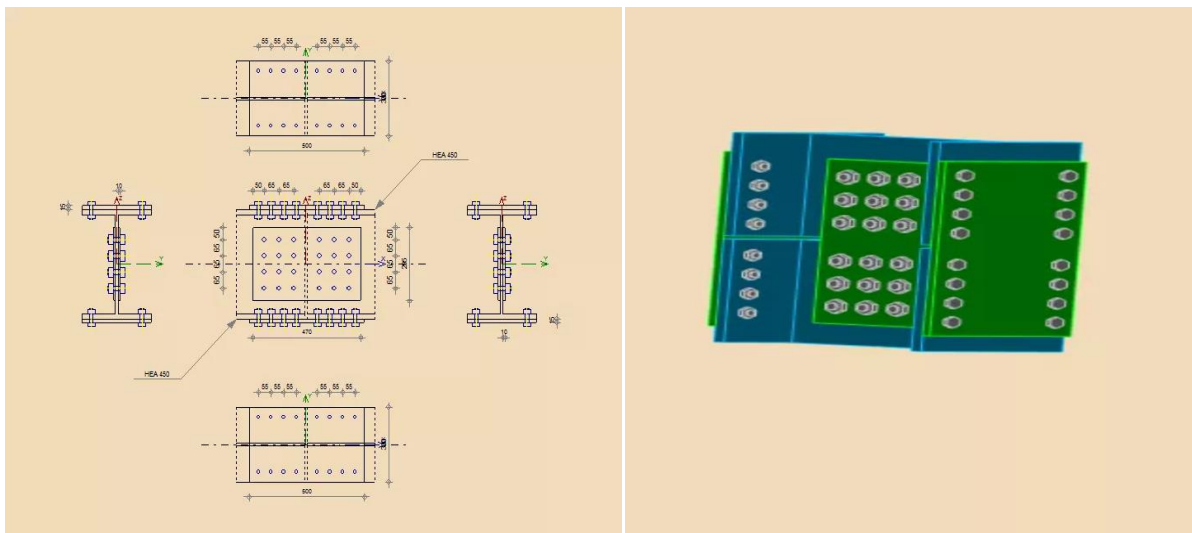


Figure VII -4 Assemblage poteau –poteau.

VII-4-1 Efforts sollicitant :

$M_{sd} = 160,8745 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$N_{sd} = 722,5844 \text{ kN}$
---	--------------------------------

VII-4-2 Disposition constructif :

L'assemblage est réalisé par deux fils verticaux de huit boulons HR 10.9 M20 avec épaisseur de 15 mm de couvre joint extérieur et de quatre fils verticaux de « six boulons 10.9 M20 pour le couvre joint intérieur de 10mm

VII-4-3 Dimensionnement des couvre joints de la semelle (extérieur) :

VII-4-3-1 Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \theta + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1.2 d_0 = 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 264 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$1.5 d_0 = 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 264 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 55 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 = 48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 308 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 65 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 308 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 200 \text{ mm}$$

VII-4-3-2 Calcule d'épaisseur de couvre joint :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{sd}}{2} \quad A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{sd}}{2f_y} = \frac{1,1 \times 722,5844}{2 \times 23,5} = 1691,15 \text{ mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{1691,15}{300} = 5,63 \text{ mm} \quad \text{on prend un épaisseur de 15 mm}$$

VII-4-3-3 Vérification de la section nette :

$$A_{nette} = (b - 2d_0) \times t = (300 - 44) \times 15 = 3840 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = 0,9 \frac{A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 3840 \times 360}{1,25} = 995328 \text{ N} = 995,328 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} \geq \frac{N_{sd}}{2} = \frac{722,5844}{2} = 361,2922 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-4-3-4 Vérification au cisaillement des boulons (semelle) :

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0.5 \times 1000 \times 245}{1,25} = 98 \text{ kN}$$
$$F_{v,sd} \leq n F_{v,Rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{16} = \frac{722,5844}{16} = 45,1615 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 98 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-4-3-5 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec } : K_s = 2.5 \quad \alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$t = 31 \text{ mm}$ Épaisseur couvre joint + semelle poteau

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 20 \times 31 \times 360}{1,25} = 446,40 \text{ kN} > F_{v,sd} = \frac{722,5844}{16} = 45,1615 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

VII-4-3-6 Vérification à la résistance de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum h_i^2}{h_i} = \frac{2 \times 171,50 \times 0,02}{0,033} = 207,8,87 \text{ kN.m}$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 10 \times 245$$

$$= 171,50 \text{ kN} \cdot h_1 = 55 \text{ mm} \cdot h_2 = 110 \text{ mm} \cdot h_3 = 165 \text{ mm} \cdot h_4 = 220 \text{ mm} \cdot h_5 = 275 \text{ mm} \cdot h_5 = 330 \text{ mm}$$

$$M_{Rd} = 207,8787 \text{ kN.m} > M_{sd} = 160,8745 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-4-4 Dimensionnement des couvre joints de l'âme (intérieur) :

VII-4-4-1 Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \theta + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1.2 d_0 = 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 264 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$1.5 d_0 = 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 264 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 = 48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 308 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 55 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 308 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 70 \text{ mm}$$

VII-4-4-2 Calcule d'épaisseur de couvre joint :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{N_{sd}}{2} \quad A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{sd}}{2f_y} = \frac{1,1 \times 72258,44}{2 \times 23,5} = 1691,15 \text{ mm}^2$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{1691,15}{300} = 5,63 \text{ mm} \quad \text{on prend un épaisseur de 10 mm}$$

VII-4-4-3 Vérification de la section nette :

$$A_{nette} = (b - 2d_0) \times t = (300 - 44) \times 10 = 2560 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = 0,9 \frac{A_{nette} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 2560 \times 360}{1,25} = 663,552 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} > \frac{N_{sd}}{2} = \frac{722,5844}{2} = 361,2922 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-4-4-4 Vérification au cisaillement des boulons (l'âme) :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 10 \times 245}{1,25} = 98 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{N_{sd}}{24} = \frac{722,5844}{24} = 30,1077 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 98 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII-4-4-5 Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec } : K_s = 2,5 \quad \alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$t = 21,5 \text{ mm} \quad \text{Épaisseur couvre joint + L'ame du poteau}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 20 \times 21,5 \times 360}{1,25} = 309,60 \text{ kN} > F_{v,sd} = \frac{722,5844}{16} = 45,1615 \text{ kN}$$

condition vérifiée

VII-5 Assemblage poutre principale-solive (IPE500-IPE330) :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE330 avec l'âme de la poutre IPE500, avec une file verticale de trois boulons.

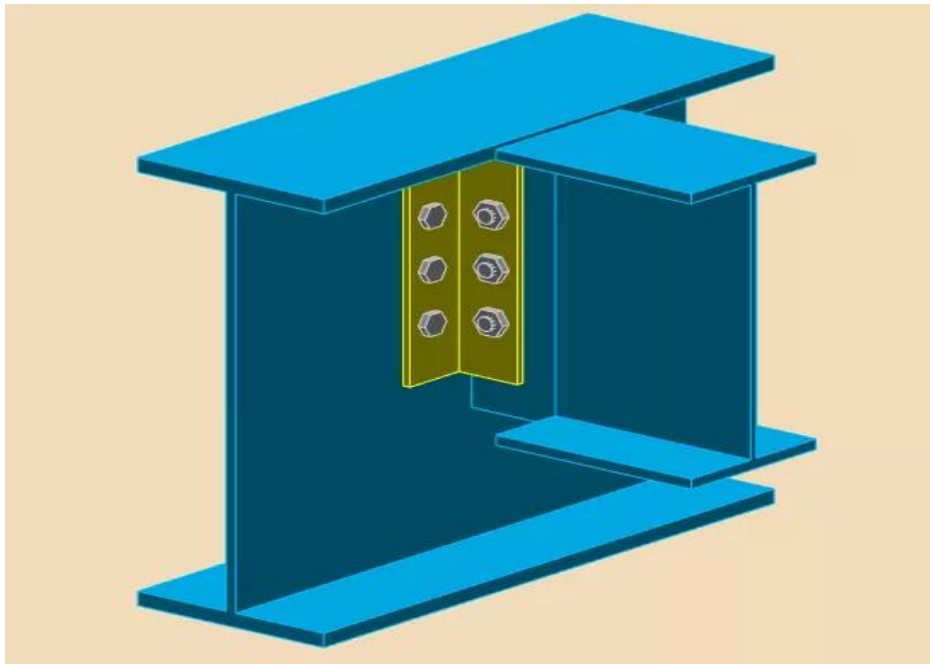


Figure VII -5 d'assemblage poutre-solive (IPE500-IPE330).

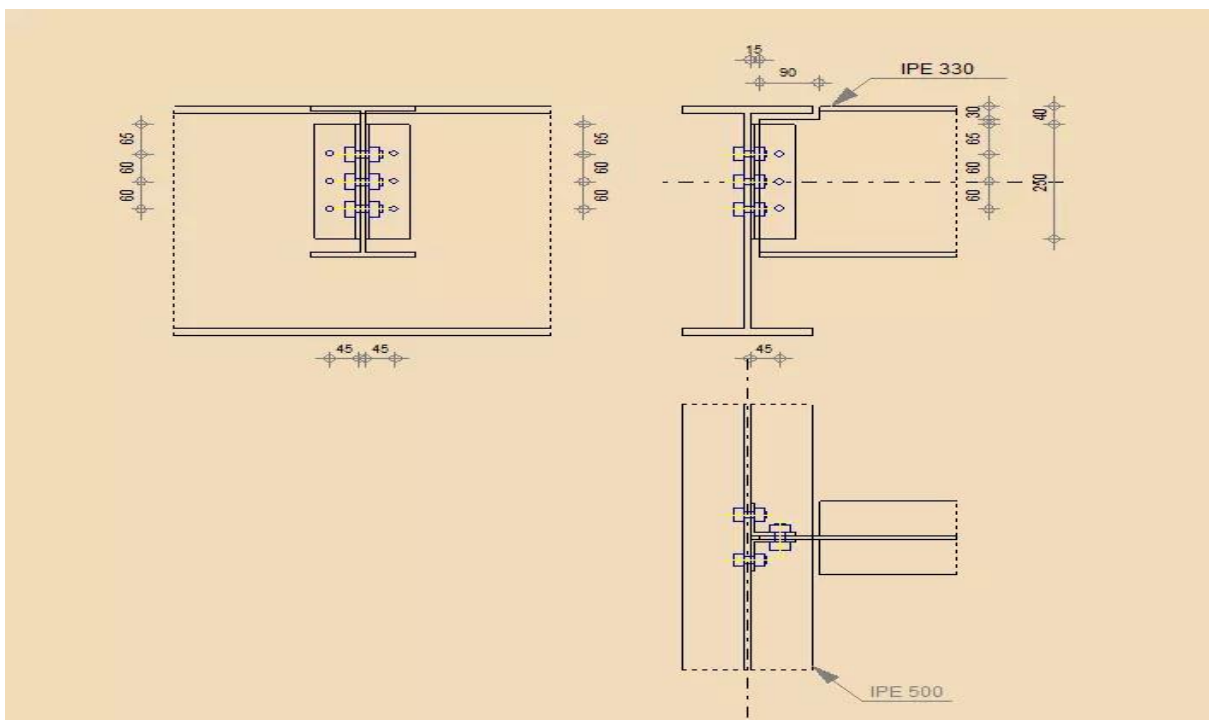


Figure VII -6 Détail d'assemblage poutre-solive (IPE500-IPE330).

VII-5-1 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont donnés par le logiciel Robot :

$N_{b,Ed} =$	0	KN	Effort axial
--------------	---	----	--------------

$V_{b,Ed} =$	22,4896	KN	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0	KN.m	Moment fléchissant

- L'assemblage est réalisé avec des boulons M14 ordinaire de Classe 8.8
- On choisit une double Cornière de $L70 \times 7$

Disposition Constructive des pinces : **tableau 6.5.1-CCM97**

$$2,2d_0 = 33 < P_1 < 14t = 92,40 \Rightarrow P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 = 18 < e_2 < 12t = 79,2 \Rightarrow e_2 = 45 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 = 18 < e_1 < 12t = 79,2 \Rightarrow e_1 = 65 \text{ mm}$$

VII-5-2 Détermination de diamètre requis des boulons :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$A_s \geq \frac{F_{v,Rd}/2 \times \gamma_{mb}}{0,5 \times f_{ub}} = \frac{22,4896/2 \times 1,25}{0,5 \times 800} = 35,14 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons **M14HR de classe 8.8** $A_s = 115 \text{ mm}^2$

VII-5-3 Vérification au cisaillement des boulons:

$$F_{R,sd} < F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times A_s \times f_{ub} \times 2}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 115 \times 800 \times 2}{1,1} = 83,6363 \text{ kN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant:**

$$F_{v,Rd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{22,4896}{2} = 11,2448 \text{ kN}$$

- **Cisaillement par moment :**

$$F_{h,Rd} = \frac{V_{sd} \times e}{p_1} = \frac{22,4896 \times 65}{60} = 24,3637 \text{ kN}$$

- **Cisaillement total:**

$$F_{R,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} = \sqrt{11,2448^2 + 24,3637^2} = 26,8334 \text{ kN}$$

$$F_{R,sd} = 26,8334 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 83,6363 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII-5-4 Vérification de la Pression diamétral: tableau 6.5.3-CCM97

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{2,5 \times 1 \times 14 \times 7 \times 360}{1,25} = 70,56 \text{ kN}$$

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{22,4,96}{2} = 11,2448 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd}$$

Condition vérifiée

VII-6 Assemblage des contreventements en X (2UPN 240)

Les boulons sont sollicités en cisaillement seulement. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

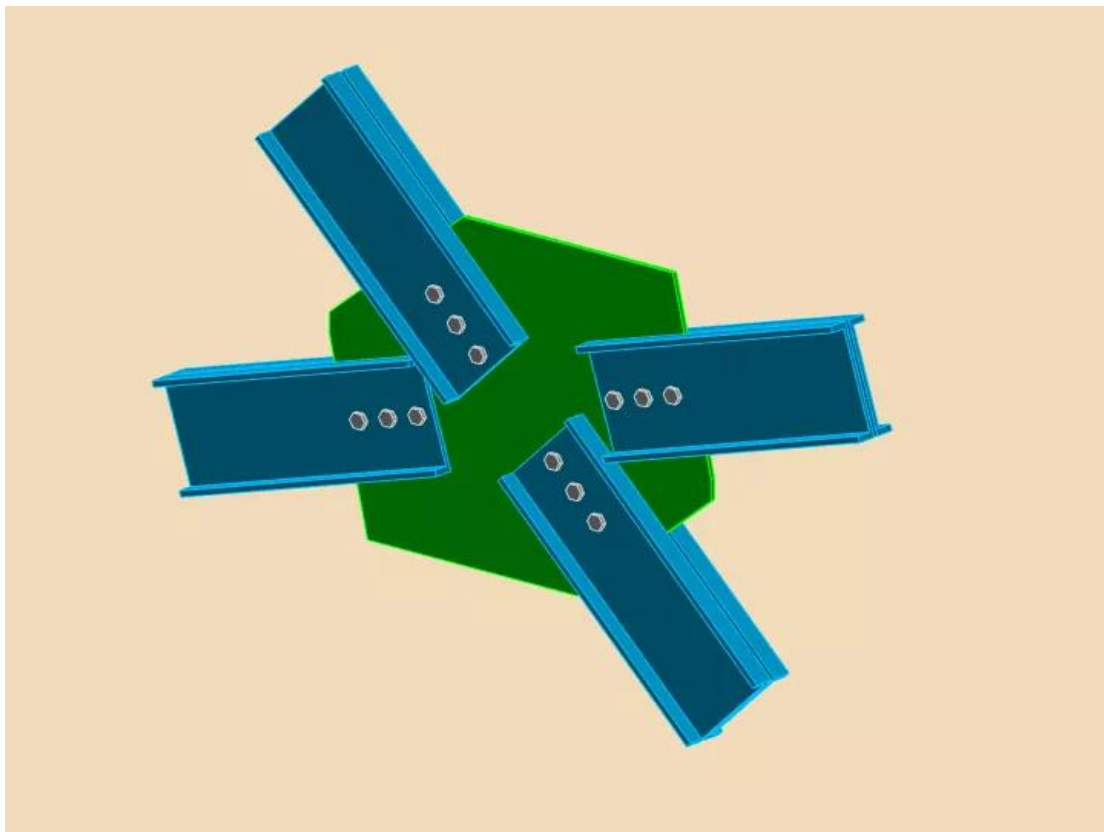


Figure VII -7 3D d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset.

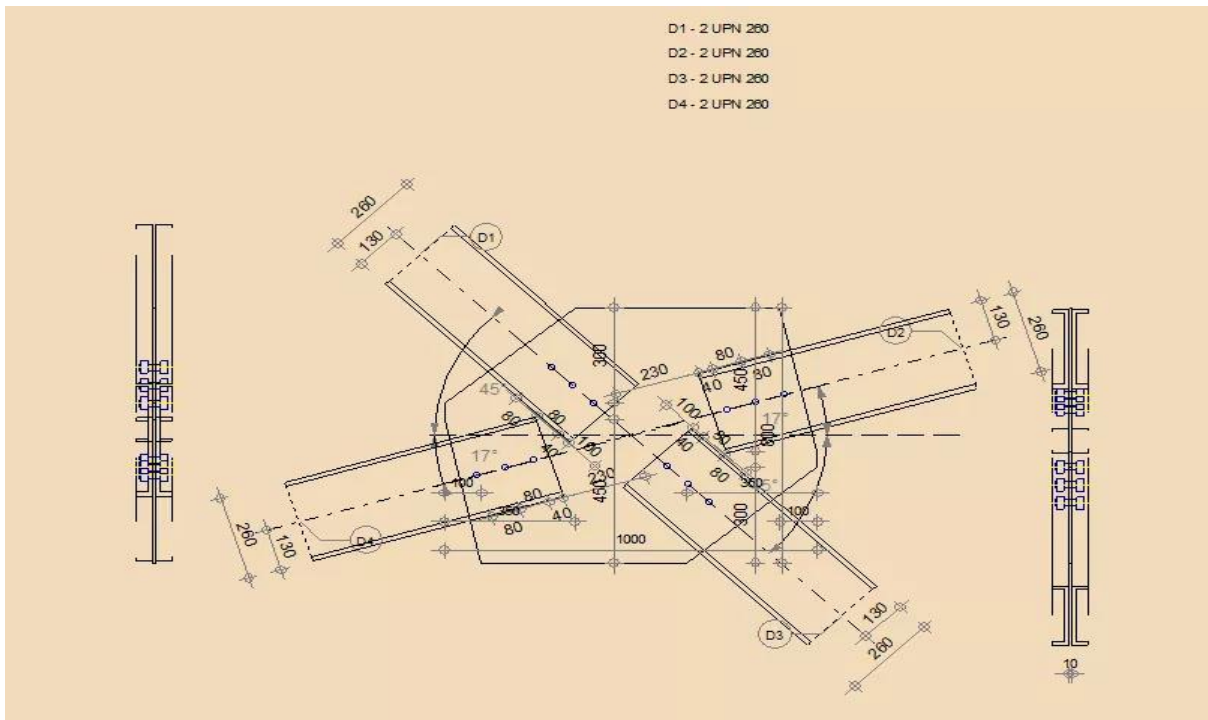


Figure VII -8 Détail d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset.

VII-6-1 Efforts sollicitant :

L'effort sollicitant sur l'assemblage sont donnée par le logiciel Robot :

$$N_{sd} = 330,6728 \text{ kN}$$

VII-6-2 Détermination de diamètre requis des boulons :

L'effort de cisaillement repris par un boulon est : **Tableau 6.5.3-CCM97**

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{330,6728}{3} = 110,2242 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

$m = 2$: Nombre des plans de cisaillement

$$A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{m2}}{0,6 \times f_{ub} \times m} = \frac{110,2242 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 2} = 143,52 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons **2 M18 HR de classe 8.8** $A_s = 192 \text{ mm}^2$

Disposition constructive

L'assemblage est réalisé par 3 boulons de classe 8.8 de diamètre $\phi 18\text{mm}$

VII-6-3 Les dimensions des goussets

Gousset central : $1000\text{ mm} \times 800\text{ mm}$; $t = 10\text{ mm}$

Gousset de rive : $450\text{ mm} \times 450\text{ mm}$; $t = 10\text{ mm}$

VII-6-3-1 Distance entre axe des boulons tableau 6.5.1-CCM97

$$1.2d_0 = 24\text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 120\text{ mm} \quad \Rightarrow e_1 = 40\text{ mm}$$

$$1.5d_0 = 30\text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 120\text{ mm} \quad \Rightarrow e_2 = 130\text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 44\text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 140\text{ mm} \quad \Rightarrow p_1 = 80\text{ mm}$$

VII-6-4 Soudure du gousset :

- **Cordon de soudure :**

Epaisseur de la platine : $e_p = 10\text{ mm}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = t_{platine} = 10\text{ mm}$ donc $a_{min} = 3\text{ mm}$
- $t_{min} = 10\text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 7\text{ mm}$

Donc on prend $a = 5\text{ mm}$

VII-6-4-1 Vérification de la soudure a la traction (cordon oblique) :

$$N_{max} \leq F_{w.Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La longueur totale des cordons de soudure : $\sum l = 900\text{ mm}$

$$F_{w.Rd} = \frac{5 \times 900 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 935,3074\text{ kN} > N_{sd} = 330,6728\text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII-6-5 Vérification au cisaillement des boulons :

TABLEAU 6. 5. 3 – CCM97

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times \beta_{LF} \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$\beta_{LF} = 1.0$: Assemblages courants

$$\alpha_v = 0.6$$

$m = 2$: Nbr des plans de cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 1 \times 192 \times 800 \times 2}{1,25} = 147,456 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = 110,2242 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 147,456 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

VII-6-6Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$K_s = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0,666$$

$t = 10+10+10=30\text{mm}$: Somme des épaisseurs

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,666 \times 16 \times 30 \times 360}{1,25} = 359,64 \text{ kN} > \frac{N_{sd}}{3} = 110,2242 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII-6-7Vérification à la résistance du bloc :

On considère que le chargement est centre sur la cassure

$$N_{max} \leq V_{eff,Rd} = \frac{A_{nt} \times f_y}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \times A_{nv}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M2}}$$

Avec :

A_{nt} : Section nette tendue.

$$A_{nt} = \left(\frac{l}{2} - \frac{d_0}{2} \right) t = (20 - 10) 10 = 100 \text{ mm}^2$$

A_{nv} : Section nette cisailée.

$$A_{nv} = (e_1 + 2p_1 - 2,5d_0) t = (40 + 160 - 50) 10 = 1500 \text{ mm}^2$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{100 \times 235}{1,25} + \frac{235 \times 1500}{\sqrt{3} \times 1,25} = 181,6127 \text{ kN} > \frac{N_{sd}}{2} = 165,3364 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas un risque de rupture par cisaillement

VII-7 Pied de poteau :

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assises capables de répartir les efforts de compression du poteau sur une aire d'appui de telle sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison.

Les plaques d'assises sont fixées aux pieds de poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Pour cette structure, on a opté pour le type encastré.

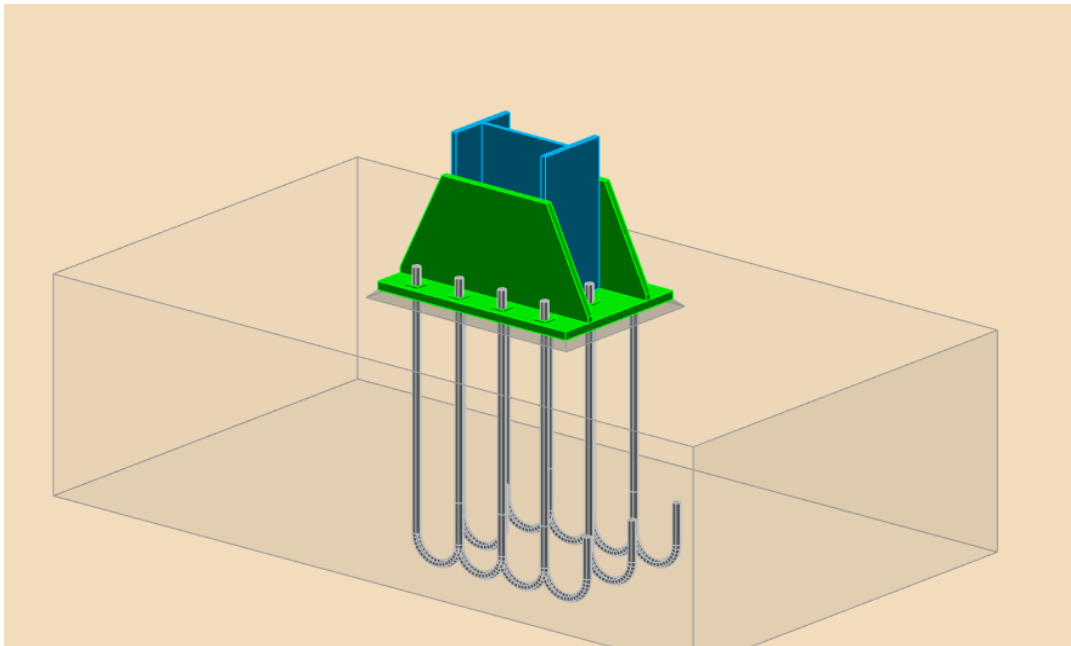


Figure VII -9 Assemblage pied de poteau.

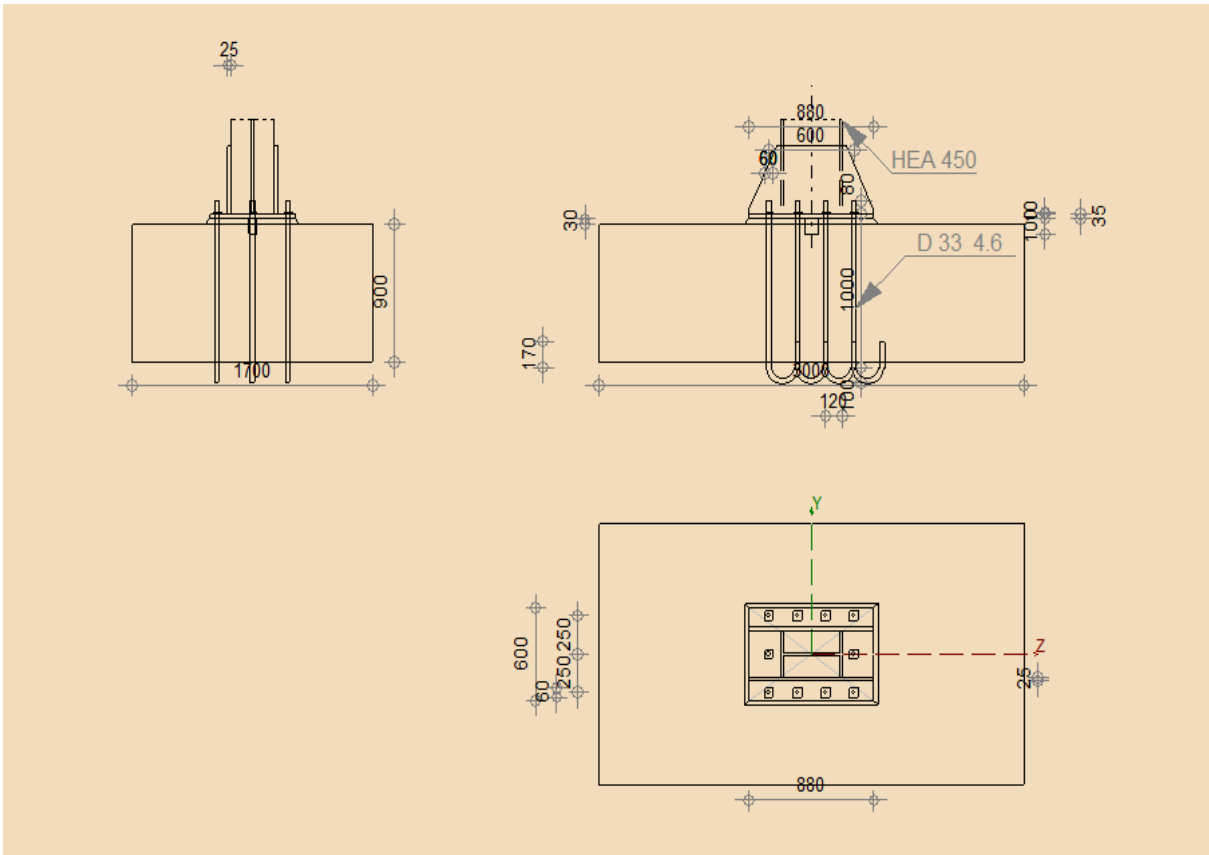


Figure VII -10 Détail d'assemblage pied de poteau.

VII-7-1 Dimensionnement de la plaque d'assise

Le dimensionnement de la plaque d'assise d'un HEA 450 se fait sous l'action des charges suivantes :

$N_{sd} = -2928,3993 \text{ kN}$	$M_{sd} = 31,4882 \text{ kN.m}$	$V_{sd} = -21,0920 \text{ kN}$
----------------------------------	---------------------------------	--------------------------------

VII-7-1-1 Resistance du béton à la compression

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \alpha_{cc} = 1 \quad \Rightarrow f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VII-7-1-2 Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd}$$

$\beta_j = 2/3$: La valeur du coefficient du matériau de scellement

$\alpha = 1,5$: Les dimensions de la fondation étant inconnues

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

VII-7-1-3 Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{co} = \frac{1}{h \cdot b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{440 \cdot 300} \left(\frac{292839,93 \times 10}{16,7} \right)^2 = 232945,17 \text{ mm}^2$$

$$A_{co} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{292839,93 \times 10}{16,7} = 175353,25 \text{ mm}^2$$

❖ Choix du type de la plaque d'assise

$$A_{co} = 175353,25 > 0,95 h \cdot b = 0,95 \times 300 \times 440 = 125400 \text{ mm}^2$$

Une plaque d'assise à projection étendue.

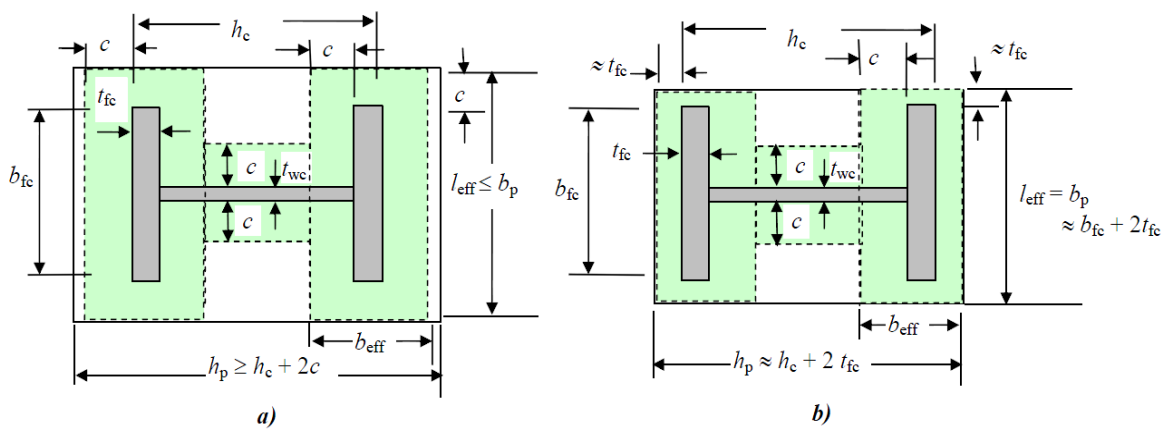


Figure VII -11 Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).

VII-7-2 Calcul de la largeur d'appui supplémentaire C

La valeur de la largeur d'appui supplémentaire c est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul Pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression Centré. Le calcul de cette dernière se fait selon les étapes suivantes :

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A , B et C , sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise. Pour cette structure la plaque d'assise est à projection étendue, alors :

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 2b - tw + h \\ C = (b \cdot tf + 0,5h \cdot tw - tf \cdot tw) - \frac{Nj \cdot sd}{2fj} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 2 \times 300 - 11,5 + 440 = 1028,5 \\ C = (300 \times 21 + 0,5 \times 440 \times 11,5 - 21 \times 11,5) - \frac{2928399,3}{2 \times 16,7} = -79088,12 \end{cases}$$

$$c = \frac{-1028,5 + \sqrt{1028,5^2 - 4 \times 2 \times (-79088,12)}}{2 \times 2} = 67,92 \text{ mm} \approx 68 \text{ mm}$$

$$C \approx 68 \text{ mm}$$

VII-7-3 Détermination des dimensions de la plaque d'assise

Les dimensions de la plaque d'assise à projection étendue se dénombrent comme suit :

h : hauteur de la section HEA450 $\rightarrow h = 440 \text{ mm}$

b : la base de la section HEA450 $\rightarrow b = 300 \text{ mm}$

$$bp \geq bc + 2c = 300 + 2 \times 68 = 436 \text{ mm}$$

$$hp \geq hc + 2c = 440 + 2 \times 68 = 576 \text{ mm}$$

On prend : $bp = 500 \text{ mm}$ $hp = 600 \text{ mm}$

VII-7-3-1 Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 68 \sqrt{\frac{3 \times 16,7 \times 1,1}{235}} = 32,93 \text{ mm}$$

On adopte une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 35 \text{ mm}$

VII-7-3-2 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec quatre files des tiges d'encrage $\emptyset 33$ classe 4.6

$$t = t_p = 35 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 35 \text{ mm}$$

Entraxes (p_1 , p_2)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 250 \text{ mm}$.

$3d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 190 \text{ mm}$

Pinces (e1, e2)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 60 \text{ mm}$

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 60 \text{ mm}$

VII-7-3-3 Cordon de soudure :

On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de prédimensionnement de la gorge (a)

HEA450 : $t_w = 11,5 \text{ mm}$; $t_f = 21 \text{ mm}$

$a_{min} = 2.8 \text{ mm} \leq a_w \leq a_{max} = 6.5 \text{ mm}$

$a_{min} = 3.5 \text{ mm} \leq a_f \leq a_{max} = 9 \text{ mm}$

On choisit un cordon de soudure de 5 mm

VII-7-4 Calcul de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial :

VII-7-4-1 Résistance en compression d'un tronçon en T de la semelle :

$$F_{c.Rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff}$$

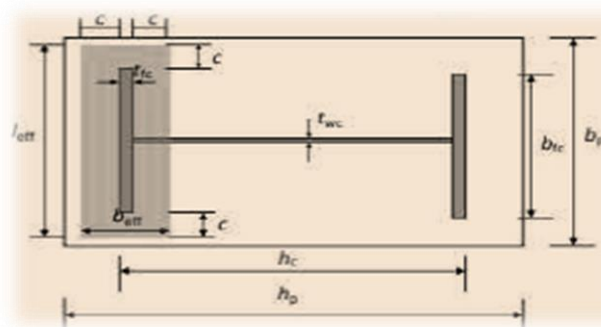


Figure VII -12 Illustration de la partie comprimée du pied de poteau.

$$l_{eff} = \min(b_p; b_{fc} + 2c) = \min(500; 300 + 2(68)) = 436 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = \min\left(c; \frac{h}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right)$$

$$l_{eff} = \min\left(68; \frac{440}{2} - 21\right) + 21 + \min\left(68; \frac{600 - 390}{2}\right) = 157 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = 0,0167 \times 436 \times 157 = 1143,1484 \text{ kN}$$

VII-7-4-2 résistance au cisaillement de l'assemblage

$$F_{w,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

Résistance par frottement en présence d'un effort axial de compression:

$$F_{f,Rd} = 0,2N_{sd} = 585,6798 \text{ kN}$$

Pour 10 tiges M33 de classe 4.6 : le choix est justifié par le logiciel ROBOT

$$A_s = 694 \text{ mm}^2$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003f_{yb} = 0,368$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,368 \times 694 \times 400}{1,25} = 81,9475 \text{ kN}$$

$$F_{w,Rd} = 585,6798 + 81,9475 = 140,515,48 \text{ kN} > F_{v,sd} = 21,0920 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII-7-4-3 Résistance au cisaillement de la soudure

$$N_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$; $a = 5 \text{ mm}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 2h_i + 4l_r = 934 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 934 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 970,67 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 193,83 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 21,09 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 970,67 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII-7-4-5 Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu

Calcul de Longueurs efficaces du tronçon en T :

$$W = 300 \text{ mm} ; e = 60 \text{ mm} ; ex = 60 \text{ mm} ; mx = 86,48 \text{ mm}$$

Mécanisme circulaire

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2 \pi mx = 543,36 \text{ mm} \\ \pi mx + w = 571,68 \text{ mm} \\ \pi mx + 2e = 392,81 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_{eff,cp} = 392,81 \text{ mm}$$

Mécanisme non circulaire

$$l_{eff,np} = \min \begin{cases} 4 mx + 1,25ex = 420,92 \text{ mm} \\ 2 mx + 0,625ex + \frac{w}{2} = 360,46 \text{ mm} \\ 2 mx + 0,625ex + e = 270,46 \text{ mm} \\ \frac{bp}{2} = 250 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_{eff,np} = 250 \text{ mm}$$

VII-7-5 Vérification de la résistance de tiges d'ancrage

$$F_{t,anc,Rd} = \min[f_{t,bond,Rd}; f_{t,Rd}]$$

Résistance du boulon d'ancrage la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 694 \times 400}{1,25} = 199,87 \text{ kN}$$

➤ **Calcul de la contrainte d'adhérence**

➤ $d = 33 \text{ mm}$

$$F_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times 5}{1,25} = 1,20 \text{ kN}$$

Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha}$$

$$l_1 = 20d = 660 \text{ mm}$$

$$r = 3d = 99 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 66 \text{ mm}$$

$$l_b: \text{L'encrage dans le béton } l_b = (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) = 1524,6 \text{ mm}$$

$$f_{ck}: \text{Résistance du béton } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\alpha: \text{Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet } \rightarrow \alpha = 0.7$$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 33 \times 120 \times 1524,6}{0,7} = 270,95 \text{ kN}$$

$$F_{t,anc,Rd} = \min[270,95 \text{ kN}; 199,87 \text{ kN}] = 199,87 \text{ kN}$$

VII-7-5-1 Résistance de la partie tendue de l'assemblage :

Vérification de la présence de l'effet de levier

L_b : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5k$$

t_{wa} : Épaisseur de la rondelle $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

k : Épaisseur de l'écrou $k = 0.8d$

e_m : Épaisseur de mortier de calage : $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 33 + 30 + 35 + 5 + 0.5 \times 0,8 \times 33 = 347,2 \text{ mm}$$

L_b : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m \times 3^3 \times A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8,8 \times 86,48^3 \times 694}{250 \times 33^3} = 439,65 \text{ mm}$$

$$L_b^* > L_b$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

VII-7-6 Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur)

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \times \gamma_{m0}} = \frac{33^2 \times 235}{4 \times 1,1} = 58,16 \text{ kN}$$

VII-7-6-1 Résistances à la flexion de la plaque d'assise

$$\text{Mode 1 : } M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff;1} = 14,54 \text{ kN.m}$$

$$l_{eff,np} = \min(l_{eff,nc}; l_{eff,np}) = 250 \text{ mm}$$

VII-7-6-2 Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine.

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

✓ Mode 1-2 :

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \times 14,5406}{0,08648} = 336,27 \text{ kN}$$

✓ Mode 3 :

$$F_{t,3,Rd} = 2F_{t,Rd,anchor} = 2 \times 199,872 = 399,74 \text{ kN}$$

✓ Mode 4 :

$$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{250 \times 11,5 \times 235}{1,1} = 614,20 \text{ kN}$$
$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd}) = 336,27 \text{ kN}$$

VII-7-6-3 Vérification à la résistance en flexion

Moment de flexion dominant

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \min \left[\frac{-F_{C,Rd} \times Z}{\frac{Z_T}{e_N} - 1} ; \frac{F_{T,Rd} \times Z}{\frac{Z_c}{e_N} + 1} \right]$$

$$Z = Z_T + Z_c = 300 + 185,5 = 485,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \min \left(\frac{-1143,1484 \times 0,4855}{\frac{0,3}{7,6 \times 10^{-2}} - 1} ; \frac{336,2765 \times 0,4855}{\frac{0,1855}{7,6 \times 10^{-2}} + 1} \right)$$

$$M_{Rd} = \min(188,3030; 47,4490) = 47,4490 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 31,4882 \text{ kN.m} \leq M_{Rd} = 47,4490 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

VII-8 Conclusion

Nous avons effectué dans ce chapitre que les assemblages sont des éléments importants d'une structure, car ils permettent la transmission d'efforts et de sollicitations d'un élément à un autre.

Chapitre VIII

Etude de l'infrastructure

VIII-1 Introduction :

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées sur la structure. Le choix de type de fondation dépend de la caractéristique physique et mécanique du sol. On trouve des fondations de type (superficiel, semi-profond, profond).

VIII-2 Rapport géotechnique :

D'après le rapport géotechnique effectué par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest (**L.T.P.O**) il y a eu deux sondages garrottes :

a) Sondage de profondeur de 17 m : S1

- Des remblais argileux-sableux sur 3,00 m.
- Des sables fins bicolores argileux sur 2,00m.
- De la marne sableuse jaunâtre sur 7,00m.
- Des sables fins jaunâtres consolidés sur 5,00m.

b) Sondage de profondeur de 24 m : S2

- Des remblais argileux-sableux sur 5,00m.
- De la marne sableuse jaunâtre sur 7,40m.
- Des sables fins jaunâtres avec une passée de calcaire gréseux (entre 17,20 - 17,50m)
- De la marne sableuse bicolore sur 0,70m.
- Des calcaires gréseux sur 0,50m.
- De la marne grisâtre raide à indurée sur 3,80m.

Précautions particulières (L.T.P.O) :

- Le chargement doit être posé sur des pieux de même diamètre que ceux qui vont être effectivement utilisés sous les appuis de l'ouvrage projeté.
- Prévoir un entre-axe entre pieux d'au moins trois diamètres.
- Assurer la stabilité des talus contre les risques d'éboulement.
- Tenir en compte des recommandations du RPA 99, version 2003.

VIII-3 Type de fondation :

D'après le rapport géotechnique (L T P O), la couche du bon sol se trouve au niveau de plus de 20 m de profondeur, donc nous avons choisis un radier général qui seront transmise les charges au sol par l'intermédiaire de fondation profond (pieux).

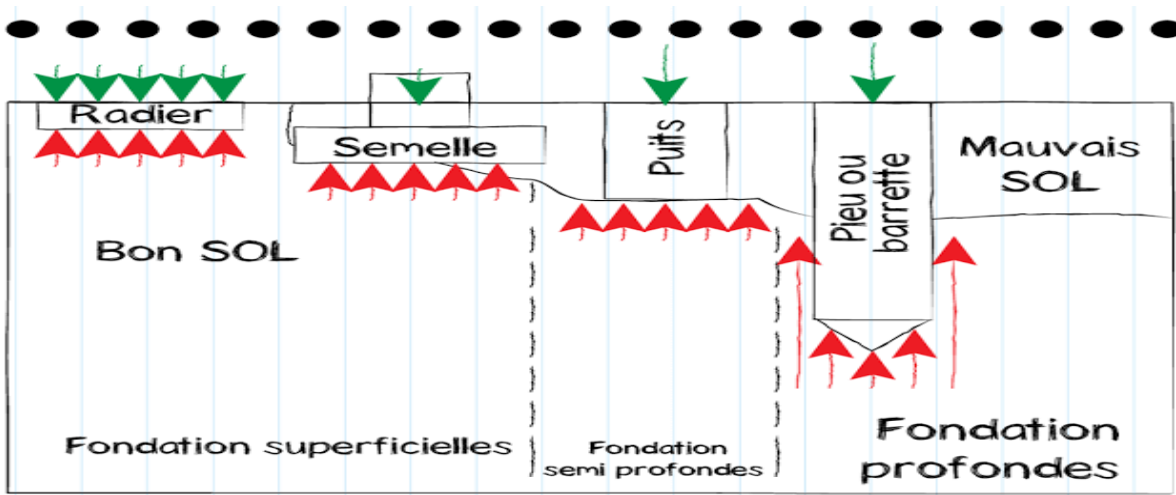


Figure VIII -1 Schéma pour les types de fondations.

VIII-4 Calculs de fondations :

VIII -4-1 radier général :

Le radier est posé sur une couche de remblai de 5 m qui représente la base de la structure et comme un reliant entre la structure et les pieux.

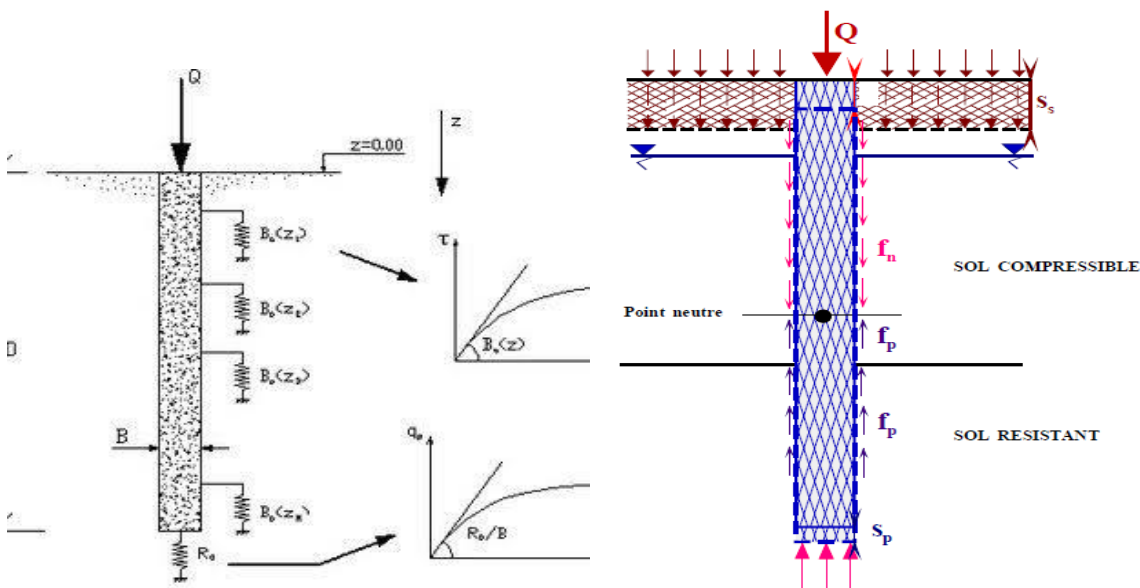


Figure VIII -2 Les Charges appliquée sur le radier et les pieux.

1-a) calcul de l'épaisseur du radier :

Condition forfaitaire (condition de coffrage) :

$$\frac{l_{max}}{20} \leq hr \leq \frac{l_{max}}{5} \quad 35,5 \text{ cm} \leq h_r \leq 142 \text{ cm}$$

avec l_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux = 7,10 m

Donc on prend : $hr = 80 \text{ cm}$

1-b) calcul de la surface du radier :

$$S_r \geq \sum N_{ELS} / \sigma_{sol} \quad \text{BAEL 91}$$

$$\sum N_{ELS} = 3315845,86 \text{ dan} \quad \text{"d'après logiciel Robot"}$$

$$S_r \geq \frac{3315845,86}{0,5} = 6631691,72 \text{ cm}^2 = 663 \text{ m}^2$$

$$S_p (\text{ du parking }) = 1082,75 \text{ m}^2 > S_r (\text{ du radier }) = 663 \text{ m}^2$$

1-c) calcul de débordement l_d :

$$l_d = \max\left(\frac{h_r}{2}, 30 \text{ cm}\right) \quad \text{on prend } h_d = 45 \text{ cm}$$

$$S_d (\text{ surface de débordement }) = 2 \times ((0,45 \times 30,5) + (0,45 \times 35,5)) = 60 \text{ m}^2$$

$$S_{rd} = S_p + S_d = 1082,75 + 60 = 1142,75 \text{ m}^2$$

Les dimensions du radier sont : $l_x = 36,4 \text{ m}$, $l_y = 31,4 \text{ m}$

1-d) vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,05 f_{c28} \text{ avec } V_u = q_u \times \frac{l_{max}}{2} \quad q_u = \frac{N_u \cdot b}{S_{rd}} \quad b = 1 \text{ ml}$$

$$\text{Poids du radier : } S_{rd} \times hr \times \gamma_b = 1142,75 \times 0,8 \times 25 = 22855 \text{ KN}$$

$$\sum N_{ELU} = 48186,6003 \text{ kN}$$

$$N_u = N_{ELU} + 1,35 \text{ poids du radier} = 48186,6 + 30854,25 = 79040,85 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{N_u \cdot b}{S_{rd}} \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{79040,85 \times 1}{1142,75} \times \frac{7,1}{2} = 245,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot 0,9hr} = \frac{0,24554}{0,72} = 0,34 \text{ Mpa} \leq 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

1-e) vérification de non poinçonnement :

On doit vérifier la condition suivante : **BAEL91 (37)**

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

N_u : La charge normale du poteau le plus sollicité à ELU : $N_u = 2928,93 \text{ KN}$

U_c : Le périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier défini à « A 3 2 5 BAEL

99 » $U_c = 2 \times (a + b + 2hr) = 5,4 \text{ m}$

$$N_u = 2928,93 \text{ KN} \leq 0,045 \times 5,4 \times 0,8 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 3240 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

1-f) Calcul du ferrailage du radier :

Le radier est divisé en panneaux, qui sont calculés comme dalle appuyée sur quatre cotés, on prenant en compte la contrainte du sol et la réaction des pieux. Le calcul se fera en flexion simple et fissuration préjudiciable.

On prend le panneau le plus défavorable :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,85 \geq 0,4 \quad \text{La dalle porte sur deux sens}$$

Selon la condition « BAEL 91 » Les moments fléchissant développés au centre du panneau sont :

Le sens de la petite portée : $M_x = U_x \times q \times l_x^2$

Le sens de la grande portée : $M_y = U_y \times M_x$

$$U_x = \frac{1}{8 \times (1 + 2,4\alpha)} = \frac{1}{8 \times (1 + 2,4 \times 0,85)} = 0,041$$

$$U_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9 \alpha) = 0,69$$

La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 0,5 \text{ MPa}$

ELU : $\sigma_{moy} \leq 1,33 \sigma_{sol} = 0,665 \text{ Mpa}$ $\sigma_{moy} = 0,25 \text{ MPa}$

ELS : $\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol} = 0,5 \text{ Mpa}$ $\sigma_{moy} = 0,2 \text{ MPa}$

RPA : $\sigma_{moy} \leq 1,33 \sigma_{sol} = 0,665 \text{ Mpa}$ $\sigma_{moy} = 0,25 \text{ MPa}$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4}$$

On a supposé que radier est posé sur le sol et les contraintes appliqués sur lui sont les mêmes : $\sigma_{max} = \sigma_{min} = \sigma_{sol}$

Et pour la contrainte de σ_{moy} , on a prend en compte la réaction des pieux aussi.

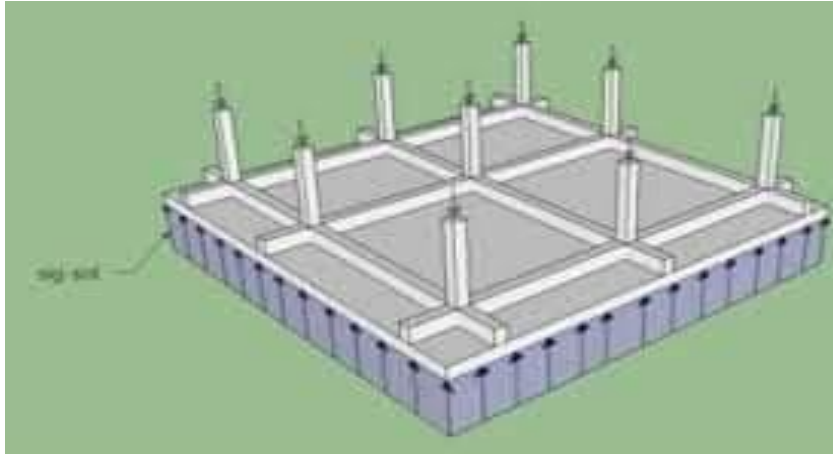


Figure VIII -3 Distribution des contraintes sur le radier.

1-Sens de la petite portée X-X :

1-1 ELU

$$M_x = 0,041 \times 0,25 \times 6,10^2 = 38140,25 \text{ dan.m/ml} = 381,4025 \text{ KN m/ml}$$

1-1-a)En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 286,0518 \text{ kN.m}$$

$$U_U = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \quad ; \quad d = 0,9h = 0,72$$

$$U_U = \frac{0,286}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,038$$

$$U_U \leq U_R \quad \longrightarrow \quad 0,038 \leq 0,392$$

La section est de simple armature

$$A_{st} = \frac{M_{travée}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,286}{0,7 \times 348} = 1,17 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 11,7 \text{ cm}^2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,048) = 0,70 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,048$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,96 \text{ cm}^2$$

on choisit 6T16 avec : $A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$St \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm})$ on prend $St = 15 \text{ cm}$ (BAEL91 A 8 2 4)

1-1-b) En appuis :

$MAx = 0,5 Mx = 19070,125 \text{ dan} \cdot m$

$$U_U = \frac{MAx}{b \times d^2 \times f_{bc}} = U_U = \frac{0,19}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,025$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \quad ; \quad d = 0,9h = 0,72$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,025 \leq 0,392$$

Section de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_{appuis}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,19}{0,71 \times 348} = 0,76 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 7,6 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,031) = 0,71 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,031$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,96 \text{ cm}^2$$

on choisit 6T16 avec : $A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$St \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm})$ on prend $St = 10 \text{ cm}$

1-2 ELS:

$$Mx = 0,041 \times 0,2 \times 6,10^2 = 30512,2 \text{ dan} \cdot m/ml = 305,122 \text{ KN} \cdot m/ml$$

1-2-a)En travée :

$$Mtx = 0,75 Mx = 228,8415 \text{ kN} \cdot m$$

$$U_U = \frac{0,228}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \quad ; \quad d = 0,9h = 0,72$$

$$U_U = \frac{0,288}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,039$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,039 \leq 0,392$$

La section est de simple armature

$$A_{st} = \frac{M_{travéé}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,288}{0,7 \times 348} = 1,18 \times 10^{-3} m^2 = 11,8 cm^2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,049) = 0,70 m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 Mpa$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,049$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,6 \times 10^{-4} m^2 = 8,96 cm^2$$

on choisit 6T16 avec : $A_{st} = 12,06 cm^2$

$St \leq \min(3h_0, 33 cm)$ on prend $St = 15 cm$

1-2-b) En appuis :

$$MAx = 0,5 Mx = 15256,1 dan . m$$

$$U_U = \frac{MAx}{b \times d^2 \times f_{bc}} = U_U = \frac{0,152}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,02$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 Mpa \quad ; \quad b = 1 \quad ; \quad d = 0,9h = 0,72$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,02 \leq 0,392$$

Section de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_{appui}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,152}{0,71 \times 348} = 0,623 \times 10^{-3} m^2 = 6,2 cm^2$$

Avec :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,025) = 0,71 m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 Mpa$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,025$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,6 \times 10^{-4} m^2 = 8,96 cm^2$$

on choisit 6T16 avec : $A_{st} = 12,06 cm^2$

$St \leq \min(3h_0, 33 cm)$ on prend $St = 10 cm$

1-3 RPA :

Le même ferrailage de l'état ultime (ELU)

2-Sens de la grande portée Y-Y :

$$M_y = U_y \times M_x$$

2-1 ELU

$$M_x = 0,041 \times 0,25 \times 6,10^2 = 38140,25 \text{ dan. m/ml} = 381,40 \text{ kN m/ml}$$

$$M_y = 0,69 \times 38140,25 = 263,1677 \text{ kN.m}$$

2-1-a) En travée :

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 197,3757 \text{ kN.m}$$

$$U_U = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \quad ; \quad d = 0,9h = 0,72$$

$$U_U = \frac{0,197}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,026$$

$$U_U \leq U_R \quad \longrightarrow \quad 0,026 \leq 0,392$$

La section est de simple armature

$$A_{st} = \frac{M_{travée}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,197}{0,712 \times 348} = 0,79 \times 10^{-3} m^2 = 7,94 cm^2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,032) = 0,712 m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,032$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,6 \times 10^{-4} m^2 = 8,96 cm^2$$

on choisit 6T16 avec : $A_{st} = 12,06 cm^2$

$St \leq \min(3h_0, 33 cm)$ on prend $St = 15 cm$

2-1-b) En appuis :

$$MAx = 0,5 \quad My = 131,5838 \text{ kN} \cdot m$$

$$U_U = \frac{MAy}{b \times d^2 \times f_{bc}} = U_U = \frac{0,132}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,017$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \quad ; \quad d = 0,9h = 0,72$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,017 \leq 0,392$$

Section de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_{appuis}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,132}{0,713 \times 348} = 0,54 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,021) = 0,713 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,021$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,96 \text{ cm}^2$$

on choisit 6T16 avec : $A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$

$St \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm})$ On prend $St = 10 \text{ cm}$

2-2 ELS :

$$My = 0,69 \times 381,4025 = 263,1677 \text{ kN} \cdot m/ml$$

2-2-a) En travée :

$$Mty = 0,75 \quad My = 197,3757 \text{ kN} \cdot m$$

$$U_U = \frac{Mty}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \quad ; \quad d = 0,9h = 0,72$$

$$U_U = \frac{0,197}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,026$$

$$U_U \leq U_R \quad \longrightarrow \quad 0,026 \leq 0,392$$

La section est de simple armature

$$A_{st} = \frac{M_{trav\acute{e}e}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,196}{0,71 \times 348} = 0,8 \times 10^{-3} m^2 = 8,04 cm^2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,032) = 0,71 m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 Mpa$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,032$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,6 \times 10^{-4} m^2 = 8,96 cm^2$$

on choisit 6T16 avec : $A_{st} = 12,06 cm^2$

$St \leq \min(3h_0, 33 cm)$ on prend $St = 15 cm$

2-2-b) En appuis :

$$MA_y = 0,5 My = 131,5838 kN . m$$

$$U_U = \frac{MA_y}{b \times d^2 \times f_{bc}} = U_U = \frac{0,132}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,017$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 Mpa \quad ; \quad b = 1 \quad ; \quad d = 0,9h = 0,72$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,017 \leq 0,392$$

Section de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_{appui}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,132}{0,72 \times 348} = 0,536 \times 10^{-3} m^2 = 5,4 cm^2$$

Avec :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \times (1 - 0,4 \times 0,012) = 0,72 m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 Mpa$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,012$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 1 \times 0,72}{400} = 8,6 \times 10^{-4} m^2 = 8,96 cm^2$$

on choisit 6T16 avec : $A_{st} = 12,06 cm^2$

$St \leq \min(3h_0, 33 cm)$ on prend $St = 10 cm$

2-3 RPA

Le même ferrailage a l'état ultime ELU

VIII-4-2 Mur de soutènement :

Au niveau de l'infrastructure, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement.

Selon **RPA 99 10. 1 .2**, le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Epaisseur $\geq 15 \text{ cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de 2 nappes
- ✓ Le pourcentage le minimum est de 0,1% dans les deux sens
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité de manière importante

Le voile pour cette structure est une paroi verticale de **30 cm** d'épaisseur en béton armé avec une profondeur de **4,2 m**

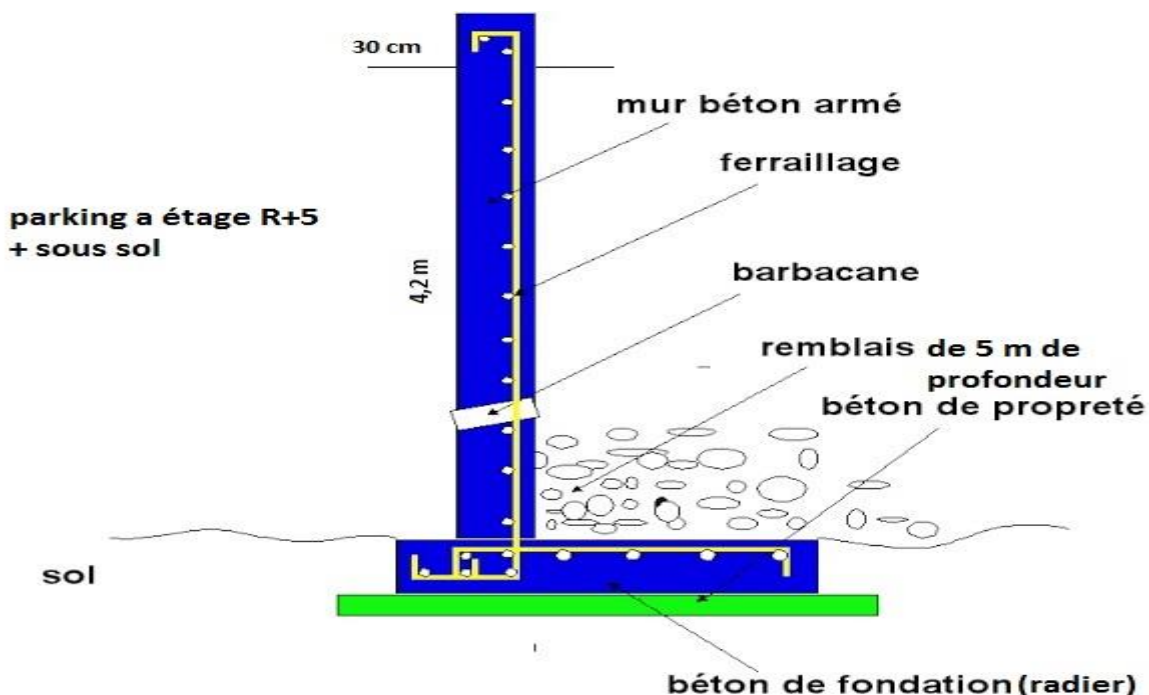


Figure VIII -4 Schéma statique d'un mur de soutènement.

VIII-4-2-1 Evaluation des charges agissant sur le mur de soutènement :

Le mur est soumis à une contrainte permanente due à la poussée des terres.

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\vartheta}{2} \right)$$

Avec :

γ : poids volumique du remblai = 17 KN/m³

h : la hauteur du voile = 4,2 m

ϑ : ongles frottement du remblai = 20°

$$P = \frac{1}{2} \times 1700 \times 4,2^2 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 7351,4 \text{ dan/ml} = 73,54 \text{ kN/ml}$$

$$QELU : 1,35 P = 1,35 \times 73,514 = 99,2439 \text{ kN/ml}$$

$$QELS : P = 73,514 \text{ kN/ml}$$

VIII-4-2-2 détermination du ferrailage du mur de soutènement :

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{6,1}{7,1} = 0,85 \geq 0,4 \quad \text{La dalle porte sur deux sense}$$

Le sens de la petite portée : $Mx = Ux \times q \times lx^2$

Le sens de la grande portée : $My = Uy \times Mx$

VIII-4-2-2-1 Bande de largeur 1,00 m parallèle à IX :

1-ELU :

$$Mx = Ux \times q \times lx^2 = 0,041 \times 99,2439 \times 6,1^2 = 151,4074 \text{ kN.m}$$

1-A) en travée

$$Mtx = 0,75 Mx = 113,5555 \text{ kN.m}$$

$$U_U = \frac{Mtx}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,27 \text{ m}$$

$$U_U = \frac{0,1136}{1 \times 0,27^2 \times 14,16} = 0,11$$

$$U_U \leq U_R \quad \longrightarrow \quad 0,11 \leq 0,392$$

La section est de simple armature

$$A_{st} = \frac{M_{travée}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,114}{0,26 \times 348} = 1,25 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 12,59 \text{ cm}^2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,07) = 0,26 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,070$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1 \% B \text{ (voile)} = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

on choisit 8T16 avec : $A_{st} = 16,09 \text{ cm}^2$

$St \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm})$ On prend $St = 10 \text{ cm}$ (BAEL A 8 2 4)

1-B) En appuis :

$$M_{Ax} = 0,5 M_x = 190,70125 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_U = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = U_U = \frac{0,19}{1 \times 0,27^2 \times 14,16} = 0,18$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,27 \text{ m}$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,18 \leq 0,392$$

Section de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_{appuis}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,19}{0,243 \times 348} = 2,24 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 22,4 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,25) = 0,243 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,25$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1 \% B \text{ (voile)} = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

on choisit 8T20 avec : $A_{st} = 25,136 \text{ cm}^2$

$St \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm})$ On prend $St = 10 \text{ cm}$

2 ELS :

$$M_x = 0,041 \times 73,514 \times 6,10^2 = 112,1537 \text{ kN} \cdot \text{m/ml}$$

2-a) En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 84,1153 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_U = \frac{0,084}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,27 \text{ m}$$

$$U_U = \frac{0,084}{1 \times 0,27^2 \times 14,16} = 0,081$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,081 \leq 0,392$$

La section est de simple armature

$$A_{st} = \frac{M_{travéé}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,084}{0,26 \times 348} = 0,92 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9,3 \text{ cm}^2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,11) = 0,26 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,11$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1 \% B (\text{voile}) = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

on choisit 8T14 avec : $A_{st} = 12,312 \text{ cm}^2$

$St \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm})$ On prend $St = 10 \text{ cm}$

2-b) En appuis :

$$MA_y = 0,5 My = 131,5838 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_U = \frac{MA_y}{b \times d^2 \times f_{bc}} = U_U = \frac{0,132}{1 \times 0,27^2 \times 14,16} = 0,127$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,27 \text{ m}$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,127 \leq 0,392$$

Section de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_{appui}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,132}{0,25 \times 348} = 1,52 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 15,2 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,170) = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,170$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1 \% B (voile) = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{on choisit 8T16 avec : } A_{st} = 16,088 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \text{ On prend } St = 10 \text{ cm}$$

VIII-4-2-2-2 Bande de largeur 1,00 m parallèle à IY :

2-1 ELU :

$$M_y = U_y \times M_x = 0,69 \times 151,4074 = 104,4711 \text{ kN.m}$$

2-1-A en travée

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 78,3533 \text{ kN.m}$$

$$U_U = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,27 \text{ m}$$

$$U_U = \frac{0,078}{1 \times 0,27^2 \times 14,16} = 0,075$$

$$U_U \leq U_R \quad \longrightarrow \quad 0,075 \leq 0,392$$

La section est de simple armature

$$A_{st} = \frac{M_{travée}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,078}{0,26 \times 348} = 1,25 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 12,59 \text{ cm}^2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,098) = 0,26 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,098$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1 \% B (voile) = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{on choisit 8T16 avec : } A_{st} = 16,088 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \text{ On prend } St = 10 \text{ cm}$$

2-1-B) En appuis :

$$M_{Ay} = 0,5 M_y = 52,2355 \text{ kN.m}$$

$$U_U = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = U_U = \frac{0,052}{1 \times 0,27^2 \times 14,16} = 0,05$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,27 \text{ m}$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,05 \leq 0,392$$

Section de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_{appuis}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,052}{0,263 \times 348} = 0,56 \times 10^{-3} m^2 = 5,7 cm^2$$

Avec :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,064) = 0,263 m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 Mpa$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,064$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1 \% B (voile) = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 cm^2$$

on choisit 5T16 avec : $A_{st} = 10,055 cm^2$

$St \leq \min(2h_0, 25 cm)$ On prend $St = 10 cm$

2 ELS :

$$My = 0,69 \times 112,1537 = 77,3861 kN.m/ml$$

2-a)En travée :

$$Mty = 0,75 Mx = 58,0395 kN.m$$

$$U_U = \frac{0,058}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 Mpa \quad ; \quad b = 1ml \quad ; \quad d = 0,9h = 0,27 m$$

$$U_U = \frac{0,058}{1 \times 0,27^2 \times 14,16} = 0,056$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,056 \leq 0,392$$

La section est de simple armature

$$A_{st} = \frac{M_{travée}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,058}{0,26 \times 348} = 0,64 \times 10^{-3} m^2 = 6,4 cm^2$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,072) = 0,26 m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 Mpa$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,072$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1 \% B \text{ (voile)} = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

on choisit 6T14 avec : $A_{st} = 9,234 \text{ cm}^2$

$St \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm})$ On prend $St = 10 \text{ cm}$

2-b) En appuis :

$$M_{ty} = 0,5 M_y = 38,6930 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$U_U = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = U_U = \frac{0,038}{1 \times 0,27^2 \times 14,16} = 0,037$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,27 \text{ m}$$

$$U_U \leq U_R \quad 0,037 \leq 0,392$$

Section de simple armature :

$$A_{st} = \frac{M_{appuis}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0,038}{0,265 \times 348} = 0,42 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 4,2 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,047) = 0,265 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2U_U}) = 0,047$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1 \% B \text{ (voile)} = 0,001 \times 100 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

on choisit 5T16 avec : $A_{st} = 10,055 \text{ cm}^2$

$St \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm})$ On prend $St = 10 \text{ cm}$

VIII-4-3 Les pieux :

VIII-4-3-1 Introduction :

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « pieux ». Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter les contraintes dues à la masse du bâtiment ou de l'ouvrage. Pour renforcer des fondations existantes, on peut aussi réaliser les pieux, en béton, acier bois ou mixte en fonction des besoins de la nature du terrain ou des moyens disponibles.

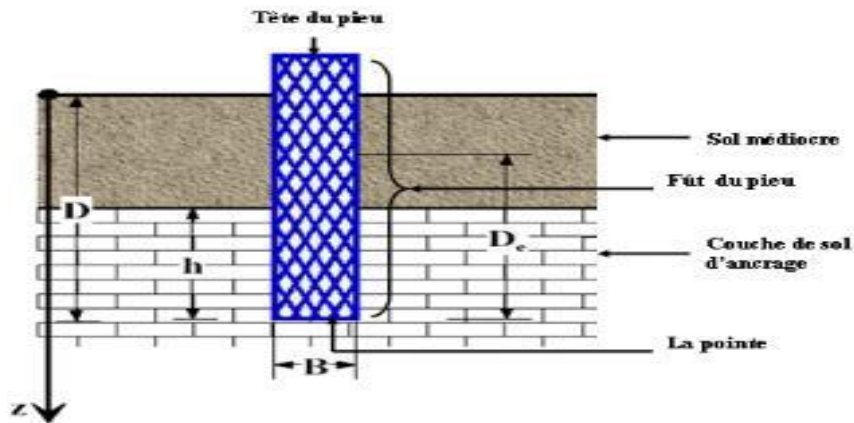


Figure VIII -5 Schéma représentant les différentes parties d'un pieu.

VIII-4-3-2 Principe de fonctionnement :

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées :

- Par résistance en pointe.
- Par frottement latéral.
- Par résistance de pointe et frottement latéral.

L'effort de pointe est proportionnel à :

- La section de la base du pieu.
- La résistance du substratum.

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- La surface de contact entre le pieu et sol.
- Au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient).

Pour fondations profondes : $D/B > 6$ et $D > 3$

B : la largeur de fondation

D : longueur de fondation enterrée dans le sol

VIII-4-3-3 système de fondation :

D'après le rapport géotechnique du **LTPO** concernant le sol de site de BAB-EL-DJIAD :

Les pieux sont en béton armé **forés tubés**

Le diamètre : $d = 1,2$ m

Niveau d'ancrage : à partir de 20 m de profondeur dans une couche de marne sableuse.

Ancrage du pieu D (m)	Formation géologique	Diamètre Ø (m)	Effort à la pointe Q _{pu} (ton)	Effort latéral Q _{su} (ton)	Charges portantes admissibles Q _c (ton)
14m	Sable	1.20m	130	120	169
		1.00m	59	100	100
		0.80m	37	80	74,5
21m	Marne sableuse indurée	1.20m	192	331	327
		1.00m	73.5	276	220
		0.80m	47	220	177

Tab.VIII.1 Résulta de calcules des pieux par **LTPO**.

Les hypothèses de calcules par **LTPO** sont : $Q_c = 0,5Q_{pu} + 0,7Q_{su}$

Pieux forés tubés :

Dans le cas de sols de faible cohésion, un tubage permet d'assurer la tenue des terres durant les opérations de forage. On parle alors de pieux forés tubés. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage.

VIII-4-3-4 Détermination du nombre des pieux :

Les pieux ont été positionnés suivant la géométrie de la structure (sous les poteaux)

D'après le rapport géotechnique on prend un entre axe entre pieux $3\phi = 3,6 \text{ m}$ pour éviter la réduction de la portance par l'effet du groupe et pour que la réaction de chaque pieux due au chargement répartie ne dépasse pas la capacité portante 327tonnes.

Le nombre des poteaux pour chaque niveau : 56

Le nombre des pieux : $56+7 = 63$ (On a 7 travées de distance 7,1 m)

On a 63 pieux forés comme fondation profond de diamètre de 1,2 m, supporter une charge de 720 tonnes.

VIII-4-3-5 détermination de ferrailage des pieux :

a) Effort sollicitant :

$$N_{sd} = N_{ELU} + 1,35 \text{ poids du radier (panneaux plus sollicité)}$$

$$N_{radier} = S_{rd} \times hr \times \gamma_b = 29,84 \times 0,8 \times 25 = 596,80 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2928,4 + 1,35 \times 596,80 = 3734,08 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3,735 \text{ MN} \quad . \quad M_{sd} = 0,03149 \text{ MN.m} \quad . \quad V_{sd} = 0,02109 \text{ MN}$$

b) Calcule de l'excentricité : « CBA 93 »

$$e = e_1 + e_2 \quad e_1 = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} + ea \quad e_2 = \frac{3I_{fh}}{10 \times h} (2 + \alpha\theta) \quad 0 < \alpha < 1 \quad \theta = 2$$

ea : exentricité accidentelle $\max(2 \text{ cm}, l/250)$ on prend $ea = 2 \text{ cm}$

e_1 : exentricité globale du 1° ordre

I_{fh} : l'effet du second ordre $I_{fh} < 15$ et $20e_1/h$

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} + ea = \frac{0,03149}{3,735} + 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3I_{fh}}{10 \times h} (2 + \alpha\theta) = \frac{3 \times 0,03}{10 \times h} (2 + 0,5 \times 2) = 0,0014 \text{ m}$$

$$e_G = e_1 + e_2 = 0,03 + 0,0014 = 0,0314 \text{ m}$$

$e_G < \frac{h}{6} = 0,2 \text{ m}$ la section est entièrement comprimé

$$d = 0,9h = 1,08 \text{ m} \quad d' = 0,1h = 0,12 \text{ m}$$

$$e_a = d - \frac{h}{2} + e = 1,08 - 0,6 + 0,0314 = 0,6 \text{ m}$$

$e_c < e_G \longrightarrow N$ est effort de compression $\longrightarrow C$ est au dessus de G

$$M_A = N_u \times e_a = 3,735 \times 0,6 = 2,241 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

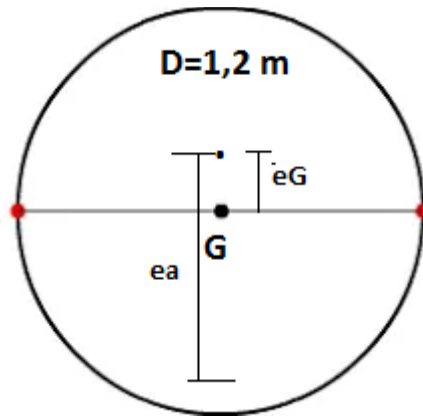


Figure VIII -6 Section de ferrailage du pieu.

$$N_u \times (d - d') - M_A < (0,5h - d')bh f_{bc}$$

$$3,735 \times (1,08 - 0,12) - 0,03149 < (0,5 \times 1,2 - 0,12)1,2 \times 1,2 \times 14,16$$

$$3,55 < 9,98 \quad \text{condition vérifiée}$$

Nous avons donc:

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d - d')N_u - M_A}{bh^2f_{bc}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 - \frac{0,12}{1,08} - \frac{(1,08 - 0,12)3,735 - 2,241}{1 \times 1,2^2 \times 14,16}}{\frac{6}{7} - \frac{0,12}{1,2}} = 0,44$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A'_1 = 0 \\ \text{et} \\ A'_2 = \frac{1}{\sigma_{sc}} (N_u - (1 - \chi)bhf_{bc}) = \frac{1}{348} (3,735 - (1 - 0,44)1,2^2 \times 14,16) = -0,022 < 0 \end{array} \right.$$

On prend le ferrailage minimum

Ferrailage longitudinale :

$$A_{min} = 0,5 \% A = 0,5 \frac{1}{100} \times \pi \times \frac{\theta^2}{4} = 56,52 \text{ cm}^2$$

On choisit : 20T20 = 62,84 cm²

Espacement : 20 cm

Ferrailage transversale :

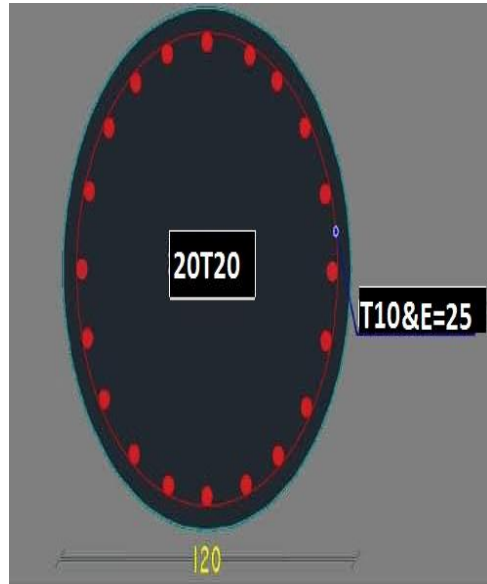
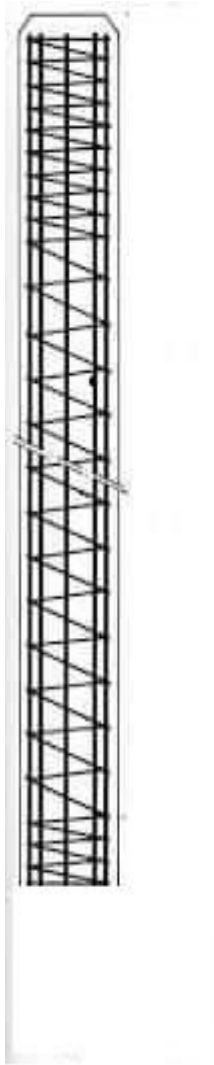
On choisit : cerces de T10

Espacement : 10 cm dans la zone critique

Espacement : 25 cm dans la zone courante

	Béton	Acier longitudinaux	Acier transversales
Pieux en béton	Granula maximum 25 mm Dosage minimum 350 kg/m ³ Affaissement ≥ 14 cm Enrobage 7 mm	Nombre minimum 6 Diamètre minimum 12mm Sol catégorie C 0,6 % Maximum 3 %	Diamètre minimale 6 mm

Tab.VIII. 2 disposition constructive des pieux forés tubés



coupe de ferrailage des pieux

Figure VIII -7 Ferrailage des pieux.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet était l'occasion idéale d'exploiter nos connaissances acquises et plus particulièrement ces deux années de master.

A travers les différentes étapes de conception et de calcul, on a pu nous familiariser avec les différents règlements et Eurocodes ainsi qu'à l'utilisation d'outils de calcul et de logiciel robot.

De par notre formation dans le domaine de la construction métallique, on a trouvé dans ce projet une opportunité d'apprendre et d'approfondir nos connaissances en béton armé et les structure en acier.

Il est difficile de parfois frustrant, pour un étudiant en master, de s'apercevoir que Dans un projet réel, il n'est pas simple de mettre en adéquation les aspects techniques esthétiques et financiers ce dernier, représente bien souvent l'enjeu majeur d'une opération de construction

En fin, nous souhaitons que modeste travail nous suive dans le futur proche de notre vie professionnelle.

Recherche bibliographique

Charges permanentes et charges d'exploitation. « D.T.R-B.C-2.2 ».

Règlement neige et vent« RNV99 version 2013 » (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles de conception et de calcul des structures en acier« CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles parasismiques algériennes« RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).

Lahlou Dahmani. (2009), « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».

Normalisation française, DTU 13.2 « FONDATIONS PROFONDES POUR LE BATIMENT ».

LALOU Kamila, 2012, Etude d'un parking à étage en construction métallique à Bejaïa. Université de Bejaïa.

Bekkara manal lamia, 2013, étude d'un bâtiment R+12 avec ossature métallique. Université de Tlemcen.

Partie 1-8 : Calcul des assemblages. EUROCODE 3 « Calcul des structures en acier » et Document d'Application Nationale.

BENOZENE-AHMED MELYA, 20109, realisation de fondations spéciales sur pieux à Annaba, université de BADJI MOKHTAR ANNABA.

Manfred A.H, Michel. C (1994) « CHARPENTES METALLIQUES : Notions fondamentales de dimensionnement » Vol.10, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL).

Annexe A

Chapitre II : Evaluation des charges

A.1 Effet du vent :

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

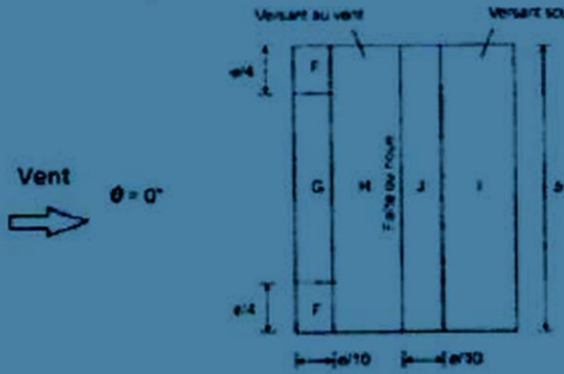
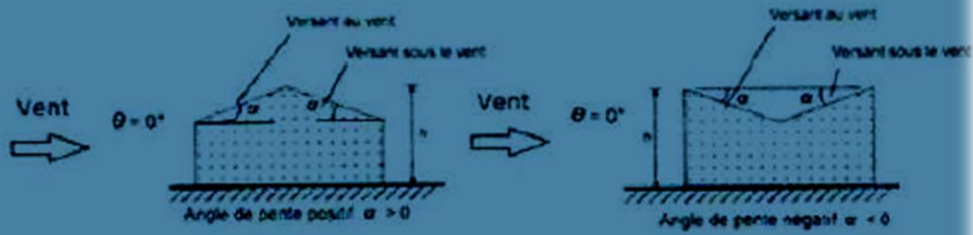
Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Hauteur z (m)	Catégories de terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	1,811	1,545	1,423	1,276	1,173
2	2,137	1,883	1,423	1,276	1,173
5	2,603	2,373	1,929	1,276	1,173
10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173
15	3,216	3,025	2,616	1,973	1,440
20	3,387	3,207	2,810	2,174	1,640
25	3,521	3,352	2,965	2,335	1,801
30	3,633	3,472	3,094	2,470	1,937
35	3,729	3,575	3,205	2,587	2,055
40	3,813	3,666	3,302	2,690	2,159
50	3,956	3,820	3,468	2,865	2,337
60	4,074	3,947	3,606	3,012	2,487
70	4,175	4,056	3,725	3,139	2,617
80	4,264	4,152	3,829	3,250	2,731
100	4,414	4,315	4,006	3,440	2,926
125	4,566	4,480	4,187	3,634	3,127
150	4,692	4,617	4,337	3,796	3,295
175	4,800	4,735	4,466	3,936	3,440
200	4,895	4,838	4,579	4,058	3,568

Tableau 2.3 : Valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_s(z) = 1$

Hauteur z (m)	Catégories de terrains				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	0,906	0,783	0,701	0,605	0,539
2	1,014	0,901	0,701	0,605	0,539
3	1,078	0,970	0,778	0,605	0,539
5	1,157	1,056	0,875	0,605	0,539
10	1,265	1,174	1,007	0,754	0,539
15	1,329	1,243	1,084	0,841	0,634
20	1,374	1,292	1,138	0,903	0,701
25	1,408	1,330	1,181	0,951	0,753
30	1,437	1,361	1,215	0,990	0,796
35	1,461	1,387	1,245	1,023	0,832
40	1,482	1,410	1,270	1,052	0,863
50	1,517	1,448	1,312	1,100	0,915
60	1,545	1,479	1,347	1,139	0,958
70	1,569	1,505	1,376	1,172	0,994
80	1,590	1,528	1,402	1,201	1,025
100	1,625	1,566	1,444	1,249	1,078
125	1,659	1,604	1,487	1,297	1,130
150	1,688	1,635	1,521	1,336	1,172
175	1,712	1,661	1,550	1,369	1,209
200	1,733	1,684	1,576	1,398	1,240

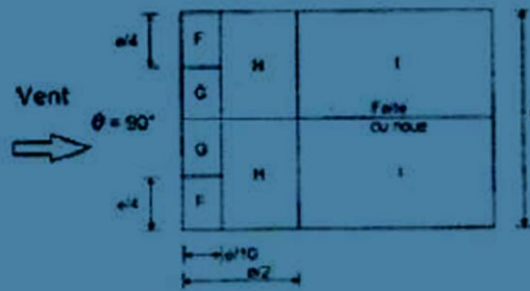
Tableau 2.5 : Valeurs du coefficient de rugosité $C_r(z)$



(a) Direction du vent $\theta = 0^\circ$

$$e = \text{Min}(b; 2h)$$

b : dimension du côté perpendiculaire au vent

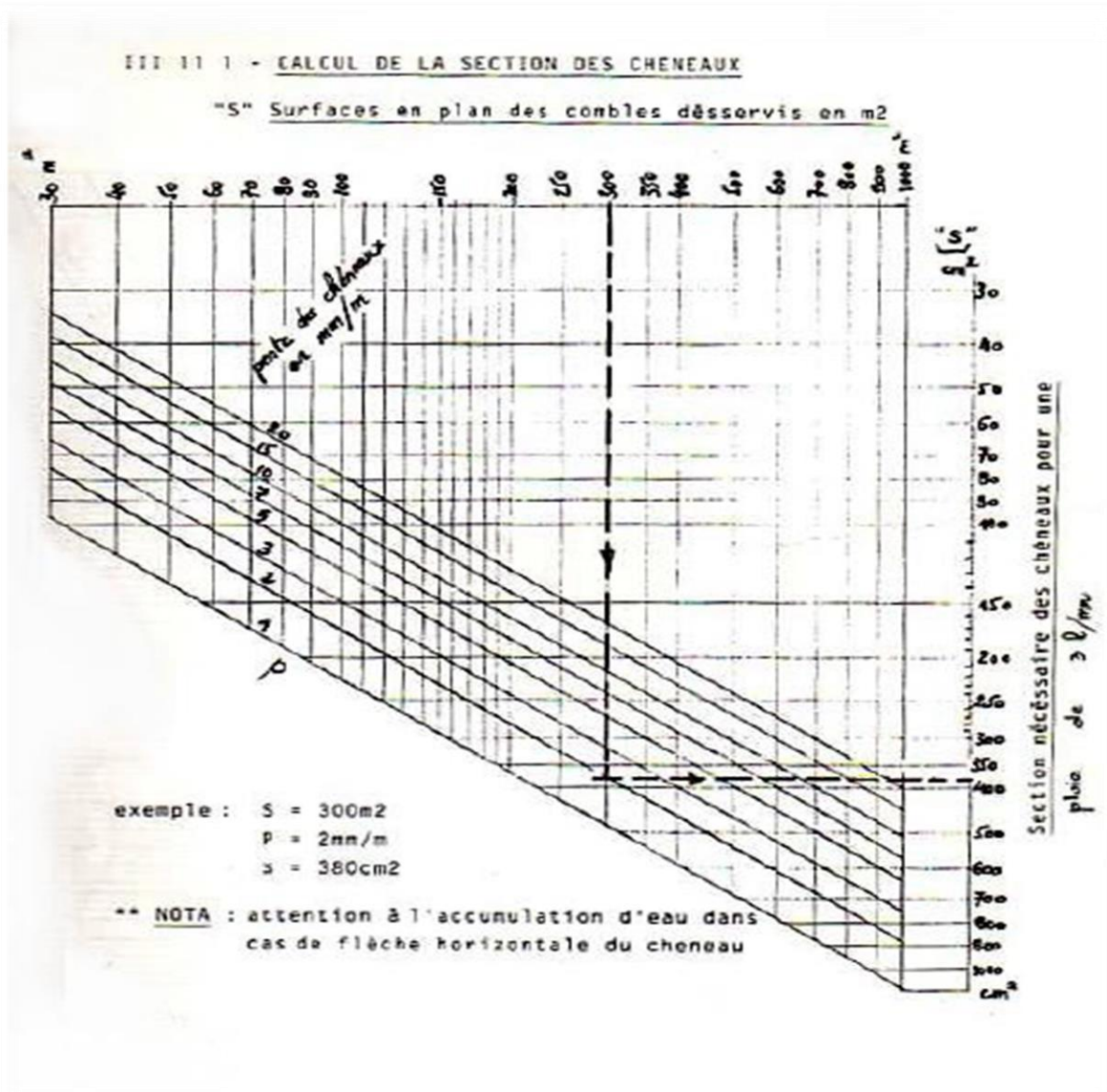


(b) Direction du vent $\theta = 90^\circ$

Figure 5.4 : Légende pour les toitures à deux versants

Annexe B

Chapitre III : Prédimensionnement



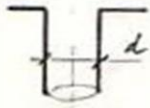
111 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)

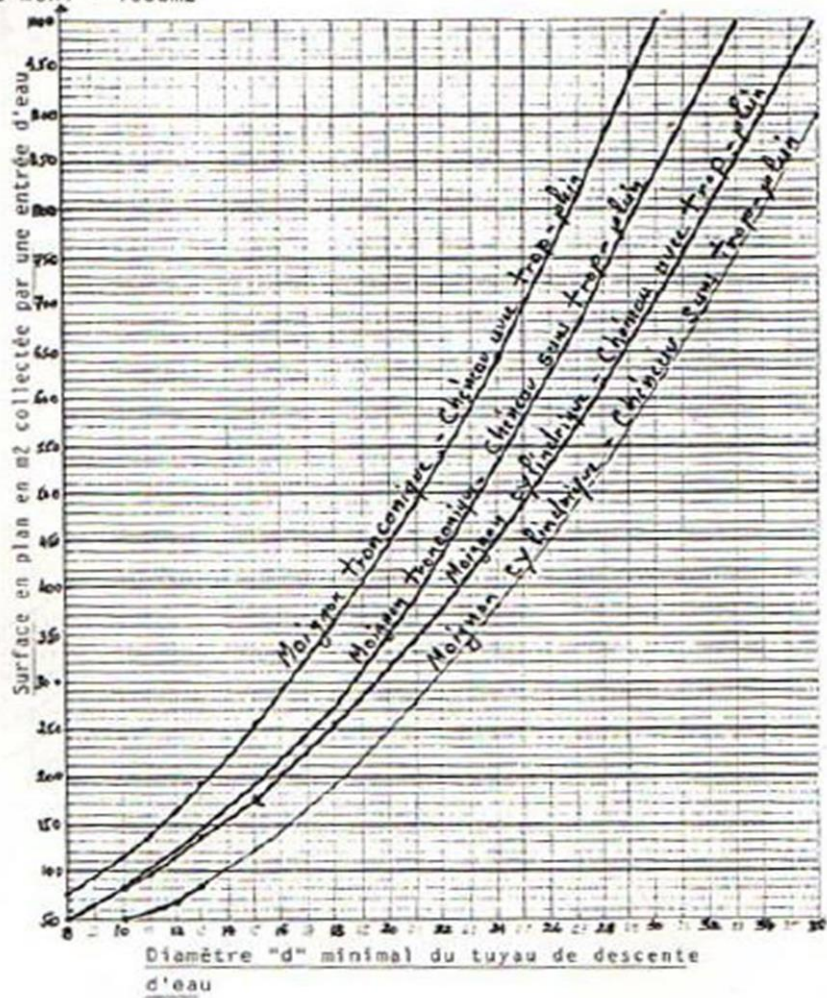
(d min = 8cm)

S maxi = 1000m²

Boignon cylindrique



Boignon tronconique



Annexe C

Chapitre IV : Étude sismique

Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

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

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

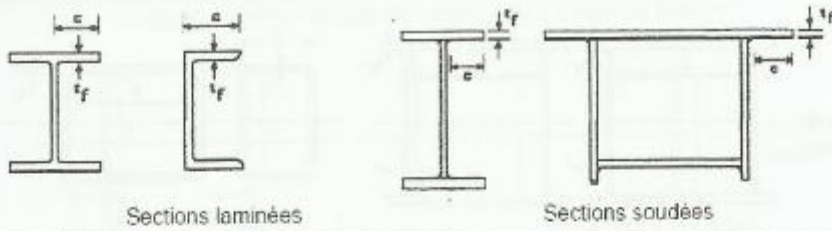
Annexe D

Chapitre V : Dimensionnement

(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) / (1 - \psi)$	
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

(b) Poutres semelles en console :



Classe	Type de section	Poutre comprimée	Poutre en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la poutre (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$ $c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$ $c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la poutre (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$ $c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ϵ	1	0,92	0,81

COURBES DE FLAMBEMENT

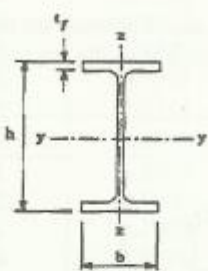
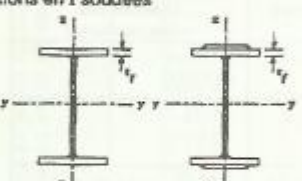



Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$: $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$: $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant (f_{yb}^*)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant (f_{yb}^*)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

Tableau 53.3 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

DEVERSEMENT

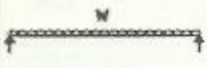
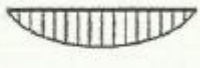

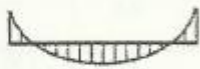
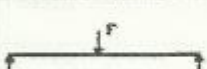
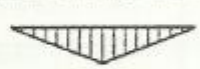
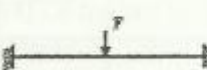

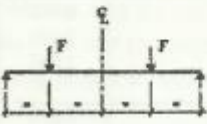

Tableau B.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau B.1.2. : Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k dans le cas de charges transversales

Annexe E

Chapitre VII : Etude des assemblages

	M 12	M 16	M 20	M 24	M 27
Diamètre tige d (mm)	12	16	20	24	27
Diamètre Trou d (mm)	14	18	22	26	30
Section Tige A (mm ²)	113	201	314	452	573
Section Résistance A _s	84	157	245	353	459

Caractéristique des boulons

Boulons	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂	P ₁ , P ₂	e ₁	e ₂
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tableau : entraxe des boulons et pinces

Annexe F

RAPPORT GEOTECHNIQUE

LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST
Entreprise Publique Economique
au capital social de 1 000 000 000 D.A.

Unité de Tlemcen
Adresse: Route Abou Yachoua, BP 154, 34000 Tlemcen, Algérie
Email: spc.tlemcen@ltp-o.com
Téléphone: +213 (0) 43 26 65 42
Téléfax: +213 (0) 43 26 61 72

Registre de commerce 09 B 0103534 - Identification fiscale 099031010019009
Article d'inscription: 1301 8101001 - Identification statistique 099031010019007

BT No 1051 del 9-ou-12



CLIENT : AISSAT BENALI
Référence de Commande : LC N° 01/16 DU 25/09/2016

RAPPORT GEOTECHNIQUE

ETUDE DE SOL

PROJET :

**PARKING A ETAGES
BAB-EL DJIAD-TLEMCEM**



Dossier N° : 65/ES/UT/2016
Etabli le : 30 OCTOBRE 2016

RETOUR

PLAN SCHEMATIQUE D'IMPLANTATION SONDAGES ET PENETROMETRIE

Projet: Parking à Etages à Bab El Djiad - Tlemcen



N°	Date	Objet ou modification	Conçu	Etabli	Vérifié	Approuvé	N° Pièce	N° Plan	Echelle	
	24/10/2016	30/10/2016	R.D	R.D	H.D	N.B	AT	AT/ATB	SCHEMATIQUE	
BAB EL DJIAD			ETUDE DE SOL : PARKING A ETAGES				PLAN SCHEMATIQUE			

Soit pour un pieu foré ou battu de diamètre $\varnothing = 1,20\text{m}$, un tassement maximal, respectivement, de 1,2cm et 1,44cm pourrait être produit en tête de pieu. Ces valeurs des tassements sont suffisamment faibles, et peuvent répondre aux exigences courantes.

3° - Précautions particulières :

Compte tenu des incertitudes affectant inévitablement les calculs de portance des pieux, il est conseillé de procéder à un essai de chargement d'un ou plusieurs pieux, en vraie grandeur, qui pourra offrir une garantie réelle dans la définition de la portance.

Dans le but de rechercher une représentativité convenable, le chargement doit :

- Porter sur un pieu de même diamètre que ceux qui vont être effectivement utilisés sous les appuis de l'ouvrage projeté.
- Porter sur un pieu exécuté par la même entreprise dans des conditions de mise en œuvre strictement identiques à celles qui serviront à la réalisation des pieux de fondations pour les appuis de l'ouvrage.
- Être exécuté sur le site même de la future fondation pour éviter tout risque de modification du contexte géologique.

Ainsi nous recommandons vivement :

- Prévoir un entre axe entre pieux d'au moins trois diamètres pour éviter une réduction de portance par effet de groupe.
- Assurer la stabilité des talus contre les risques d'éboulement qui peuvent causée des dégâts vis-à-vis les constructions mitoyennes et les voies existantes en cas d'opération de terrassement en grande masse des remblais, pour la projection d'un ou des sous-sols.
- Tenir compte des recommandations du RPA 99, version 2003, qui stipule que la région de Bab El Djiad, ville de Tlemcen se trouve dans la zone sismique « I ».

Enfin, le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour toute information utile.

L'ingénieur Chargé de L'Etude

R. DIB




Le Chef Département Technique

H. DAHMANI



Le Directeur d'Unité

N. BOUSSEMAHA

SONDAGE CAROTTE						FORAGE		TUBAGE		
Dossier N° : 65/ES/UT/2016						Ø mm	Jusqu'à	Ø mm	Jusqu'à	
Projet : PARKING A ETAGES à Bab El Djyd - Tlemcen										
Chef de Poste :										
Ingénieur Chef de Projet : Mr R. DIB										
Coordonnées			Sondeuse : TEREDO...1							
Date	Echantillons Paraffines (m)	Piézo	Carottage		Stratigraphie	Prof (m)	N.G.F (m)	DESCRIPTION		
28-29/09/2016	7.35-7.45 7.50-7.65 8.20-8.40		Passé (m)	Récup (%)		1		Remplir argilo-sableux		
				70%		2				
						3				
						4				
					75%		6		Marne sableuse jaunâtre	
						8				
							10			
					80%		11.5		Sable fin jaunâtre avec une passée de calcaire gréseux entre 17.20-17.50m	
							12			
							14			
				100%		15		Marne sableuse bicolore		
				100%		19.7				
						20.2		Calcaire gréseux		
				80%		22		Marne sableuse grisâtre raide à indurée		
						24				
Niveau d'eau (m)			Remarques				Pertes d'Eau (m)			
			Fin de sondage à 24.00 m							

LABO DE TLEMCCEN

Date : 24/10/2016

Objet : ETUDE DE SOL : PARKING A ETAGES

Site : 30/10/2016

Division : 1

BAB EL DJAD - TLEMCCEN

DPT : A B I H D / N B

A3/8

SONDAGE CAROTTE					FORAGE		TUBAGE	
Dossier N° : 65/ES/UT/2016					Ø mm	Jusqu'à	Ø mm	Jusqu'à
Projet : PARKING A ETAGES à Bab El Djyad - Tiemcen								
Chef de Poste :								
Ingénieur Chef de Projet : Mr R. DIB								
Coordonnées			Sondeuse : TEREDO ... 1					
					SONDAGE			
					SN° 01			
					Feuille N° 01			
Dates	Echantillons Paraffines (m)	Piézo	Carottage		Stratigraphie	Prof (m)	N.G.F (m)	DESCRIPTION
			Passe (m)	Récup (%)				
27/09/2016	6.90-7.50 9.40-9.75 11.40-12.00	▽ M		70%	[Hatched pattern]	1		Remblai argilo-sableux
				70%		3		
						3.50		
						4		Sable fin bicolore argileux
						5		
						6		
						7		
						7.4		
				100%	[Dotted pattern]	8		Marne sableuse jaunâtre tendre à pâteuse gravilleuse, conglomératique entre 10.00-11.40m
						9		
						10		
						11		
						12		
				100%	[Dotted pattern]	14		Sable fin jaunâtre consolidé
						15		
						17		
Niveau d'eau (m)					Pertes d'Eau (m)			
					Remarques			
					Fin de sondage à 17.00 m			

CONCLUSION

1°) - Système de fondation :

Vu la présence d'un remblai très hétérogène, de très faible compacité et d'épaisseur importante et variable allant de 3,5m à 5,00m à partir du niveau actuel des terres, et qui ne doit pas servir d'assise aux fondations de l'ouvrage projeté ; ce remblai est suivi par une marnes sableuse jaunâtre de faible portance ; au-delà de cette dernière, à savoir 12m de profondeurs se trouve une formation de sable fin jaunâtre, parfois consolidé, reposant sur une marnes sableuse grisâtre raide à indurée, à partir de 20m de profondeur ; où ces deux derniers formations présentes de bonne caractéristiques géotechniques (physique et mécanique).

Dans ce cas, les charges seront transmises au sol par l'intermédiaire de fondations profondes (pieux), qui seront reliés en têtes de pieux par un radier général rigide. On optera par conséquent pour des pieux en béton armé forés tubés (avec tubage récupéré), de différents diamètre D= 0,80m, 1,00m ou 1,20m, fichés au minimum de 14,00m dans la formation des sables, ou à 20m dans la formation des marnes indurées (le substratum).

2°) - Sécurité vis-à-vis de la rupture et des tassements :

A titre indicatif, nous avons effectué le calcul théorique de la charge portante d'un pieu isolé conformément aux règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (équipement - logement) - Fascicule N°82- titre V- de décembre 1993 : référence NOR EQUÉ 93 10 117 C, en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol obtenues et des coupes lithologiques des sondages réalisés.

Néon-moins, le bureau d'étude pourra effectuer d'autres calculs, si nécessaire, et avec d'autre méthodes existant ; selon les besoins du projet, à savoir la reprise des descendes des charges, aspect technico-économique, ... etc.

Les hypothèses de calculs considérées sont les suivantes, avec $Q_c = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$:

Ancrage du pieu D (m)	Formation géologique	Diamètre Ø (m)	Effort à la pointe Q _{pu} (ton)	Effort latéral Q _{su} (ton)	Charges portantes admissibles Q _c (ton)
14m	Sable	1,20m	130	120	169
		1,00m	59	100	100
		0,80m	37	80	74,5
21m	Marnes sableuse indurée	1,20m	192	331	327
		1,00m	73,5	276	220
		0,80m	47	220	177

NB : Veillez à ce que la charge portante théorique des pieux évaluée n'atteigne pas la contrainte du béton utilisé.

Nous signalons cependant que dans les calculs effectués, la tranche de sol altérée et susceptible de tasser à été prise égale à 5,00m (correspondant à l'épaisseur moyenne des remblais en place). Par conséquent, il n'a pas été tenu compte du frottement latéral pouvant être mobilisé par cette couche, en raison du risque de frottement négatif pouvant être engendré par les tassements de ces remblais aux niveaux des appuis de l'ouvrage projeté

En ce qui concerne l'estimation des tassements des pieux sous la charge admissible (Q) obtenue ci-dessus, nous rappelons que pour les fondations profondes, l'interprétation des résultats de l'ensemble des essais de chargement en vraie grandeur effectués par les laboratoires des ponts et chaussées montre que le tassement en tête des pieux n'excède que très rarement le centimètre et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie de 6m à 45m, et dont le diamètre est compris entre 0,30m et 1,50m. Ces résultats permettent de proposer les règles simples suivantes, pour estimer, dans les cas courants, le tassement sous la charge admissible (Q) obtenue ci-dessus :

- Pour les pieux forés : $W_0 = 0,006 \varnothing$ (avec des valeurs extrêmes de 0,003 et 0,010 \varnothing).
- Pour les pieux battus : $W_0 = 0,009 \varnothing$ (avec des valeurs extrêmes de 0,008 et 0,012 \varnothing).