

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب -البليدة-1

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité: construction métallique et mixte

ÉTUDE D'UN HOTEL EN L (R+9+SOUS-SOL)

EN CHARPENTE MÉTALLIQUE

Par

Krika ASMA

Si ahmed SOUMIA

Devant le jury composé de :

Mme F. HALFAYA

U. Saad Dahleb-Blida

Présidente

Mme D. BERBAR

U. Saad Dahleb-Blida

Examinatrice

Mr O. AMELLAL

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Mr K. RAHMANI

U. Saad Dahleb-Blida

Co- Promoteur

Blida, juillet 2023

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة فندق ذو بنية حديدية (طابق ارضي + 9 +طابق تحت ارضي). الواقع بولاية عين تيموشنت ذات منطقة متوسطة الزلزال **IIa** وفقا للقواعد **RPA99 version2003** .

يتكون هذا العمل من مقدمة ووصف لمكونات الهيكل وكذلك خواص المواد المستعملة (الحديد والخرسانة) والمراجع المعتمدة في المشروع. تم أيضا حساب وتحليل التأثيرات المناخية حسب قواعد **RNV 2013**.

تم التصميم المبدئي للعناصر الحاملة والتحقق منها وفقا للمراجع التالية **EC3**، **RPA99 version 2003** ، **CCM97**. اما التحليل الزلزالي للمنشأة فقد تم بواسطة برنامج **Robot Structural Analysis 2018** للتحليل الديناميكي .

ختمنا هذه الدراسة بحساب أنماط الربط بين مختلف العناصر الانشائية باستخدام برنامج **Robot Structural 2018** بالإضافة الى دراسة أساسات الهيكل.

RESUMÉ

Le présent mémoire, consiste à étudier un hôtel (R+9+sous-sol) en charpente métallique situé à Ain Temouchent classée comme zone de moyenne sismicité **IIa** selon le **RPA99 version 2003**.

Il concerne en premier l'introduction et la description des éléments de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés et les règlements adoptés. L'étude climatique a été faite également selon le **RNV2013**.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **CCM97**, **BAEL91**, **EC3** et **RPA99 version 2003**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée en utilisant le logiciel **Robot Structural Analysis 2018**.

Cette étude termine par le calcul des assemblages des différents éléments structuraux, en utilisant le logiciel **Robot Structural Analysis 2018**. Ainsi que l'étude des fondations.

ABSTRACT

As part of our graduation project, we have studied a steel hotel (Ground floor + 9+ under ground floor). This building is located in Ain Temouchent , which is classified in a average seismicity area **IIa**, according to the **RPA99 version2003**.

The work consists of the introduction and description of the elements of the structure as well as the characteristics of the used materials and the adopted regulations. The climatic study was also performed according to the **RNV2013**.

The pre design and verifications of the load bearing elements was done according to **CCM97**, **BAEL91**, **EC3** and **RPA99 version2003**. The seismic analysis of the structure was performed using the **Robot Structural Analysis 2018** software.

This study concludes with the design of the steel connections of the various structural elements using **Robot Structural Analysis2018** software and the study of the foundations.

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions Allah le tout puissant de nous avoir donné la volonté, le courage et la patience pour réaliser ce travail.

Nous adressons nos plus sincères remerciements et le plus grand respect et nos vifs remerciements à notre promoteur «Mr Amellal Omar» et co-Promoteur «Mr Rahmani Khaled » pour leur aide, leur patience, leur volonté et leur surveillance éclairée tout au long de la rédaction de cette lettre pour sa compréhension ,sa patience et son œil critique pour structurer le travail et pour améliorer la qualité des différentes sections de notre projet de fin d'études.

Nos remerciements vont à« Mme Bentlemcen nadia », chef de département Génie Civil à l'université Saad Dahleb, Blida1.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Enfin, Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.



DEDICACES

﴿ وما توفيتي إلا بالله ﴾

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie Du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Avec tout respect et amour je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents qui m'ont guidé et soutenu durant tout mon parcours, mes sœur Maroua et Khaoula pour leurs soutiens moral et leurs affections À mes chères et mes meilleures amies Marwa et widad .

À celle qui a partagé ce travail avec moi ma binôme Soumia et sa famille respective .

À tous mes amis en souvenir des plus beaux instants qu'on a passés ensemble.

Et à tous les enseignants et enseignantes qui nous ont éduqués et guidés de la première année primaire jusqu'au master.

ASMA

DEDICACES

﴿وما توفيتي إلا بالله﴾

Je tiens à dédier ce modeste travail à :

À *Ma famille*

A mes parents, qui m'ont doté d'une éducation digne, leur amour fait de moi ce que je suis aujourd'hui, qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Chers frères que je leurs souhaite pleins de succès et de réussites dans la vie.

Je dédie également ce travail à ma tendre grand-mère (Dounia) Sa prière et sa bénédiction m'ont accompagné durant toutes mes années d'étude.

Que dieu la protège et préserve leur santé.

À ma famille, qui m'ont toujours soutenues dans mon parcours.

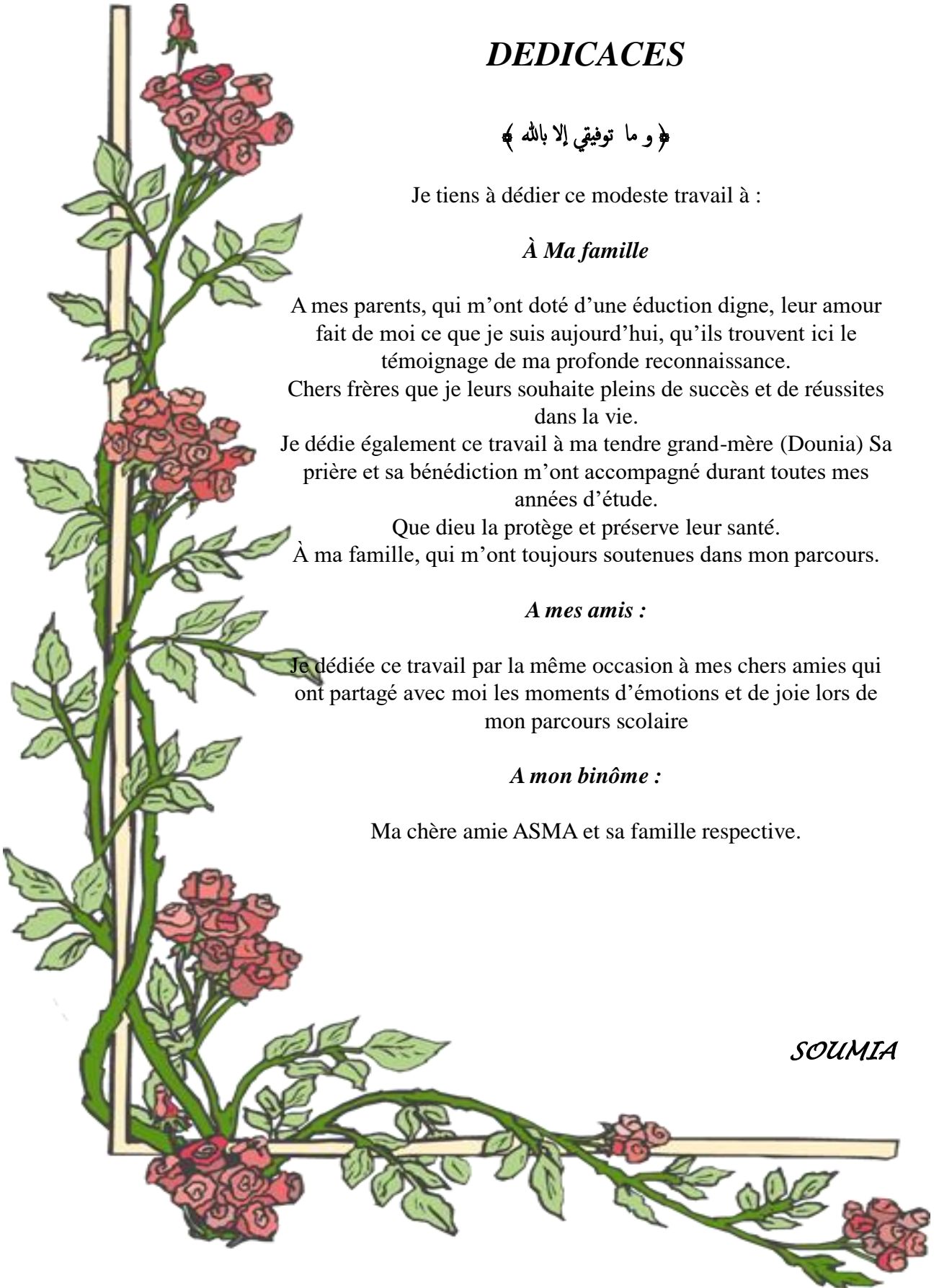
A mes amis :

Je dédie ce travail par la même occasion à mes chers amies qui ont partagé avec moi les moments d'émotions et de joie lors de mon parcours scolaire

A mon binôme :

Ma chère amie ASMA et sa famille respective.

SOUMIA



LISTE DES FIGURES

• CHAPITRE I PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

| | |
|-----------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I. 1 : Coupe B-B..... | 4 |
| Figure I. 2 : Etage courant | 5 |
| figure I. 3 : Etage RDC..... | 6 |
| Figure I. 4 : composition de plancher collaborant. | 8 |
| Figure I.5 : caractéristiques de HI-BOND55-750. | 8 |
| Figure I.6: Connecteur de type Nelson (goujon à tête). | 9 |
| Figure I.7 : Types des fondations..... | 11 |
| Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier a E.L.U..... | 13 |
| Figure I.9 : Diagramme contraintes-déformation E.L.U..... | 14 |

• CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure II.1 : la dalle collaborant..... | 17 |
| Figure II.2 : tableau d'épaisseur de la dalle en fonction de degré de résistance au feu..... | 17 |
| Figure II.3 : Schéma statique de la solive..... | 20 |
| Figure II.4: Schéma des solives plancher terrasse..... | 20 |
| Figure II.5 : Largeur de plancher collaborant..... | 24 |
| Figure II.6: les dimensions de goujon. | 29 |
| Figure II.7 : Diagramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement..... | 29 |
| Figure II.8 : schéma des positions des connecteurs de solive..... | 31 |
| Figure II.9: Schéma statique de la poutre principale..... | 32 |
| Figure II.10 : Largeur de plancher collaborant..... | 36 |
| Figure II.11: schéma des positions des connecteurs de la poutre..... | 42 |
| Figure II.12 : vue en plan de poteau centrale C-4..... | 44 |
| Figure II.13: surface reprise par le poteau central..... | 45 |
| Figure II.14 : schéma statique du poteau pour RDC..... | 49 |
| Figure II.15 : surface reprise par le poteau de rive..... | 51 |
| Figure II.16 : vue en plan de poteau d'angle A-1. | 55 |
| Figure II.17 : surface reprise par le poteau d'angle. | 55 |

• **CHAPITRE III ETUDE CLIMATIQUE**

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure III.1 : Effet de Neige sur Toiture. | 60 |
| Figure III.2: direction de vent du bâtiment étudié. | 61 |
| Figure III.3: hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique..... | 62 |
| Figure III.4 : Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V1..... | 64 |
| Figure III. 5 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V1).... | 64 |
| Figure III .6: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties..... | 65 |
| Figure III.7: Schéma de la toiture pour V1..... | 66 |
| Figure III.8 : Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V2..... | 67 |
| Figure III. 9 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V2)..... | 68 |
| Figure III.10 : l'élancement effectif λ_e | 72 |
| Figure III.11 : Facteur d'élancement $\psi\lambda$ | 73 |
| Figure III.12 : Coefficient de force des constructions $C_{f,0}$ à base rectangulaire | 73 |
| Figure III.13 : Coefficient de force des constructions $C_{f,0}$ à base rectangulaire | 74 |

• **CHAPITRE IV CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES**

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure IV.1 : L'acrotère..... | 75 |
| Figure IV.2 : Dimensions de l'acrotère. | 76 |
| Figure IV.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère..... | 82 |
| Figure IV.4 : Les éléments d'un escalier. | 83 |
| Figure IV.5: schéma statique représentant les dimensions de l'escalier (RDC)..... | 84 |
| Figure IV.6 : limon de volée UAP100..... | 91 |

• **CHAPITRE V ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE**

| | |
|-------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure V.1 : carte de zonage sismique de l'Algérie..... | 94 |
| Figure. V.2 : Modélisation de la structure..... | 98 |
| Figure V.3: Spectre de réponse..... | 104 |
| Figure V. 4: vue en 3d du modèle initial..... | 105 |
| Figure V. 5 : les trois formes de déformation..... | 106 |
| Figure V. 6 : Structure avec palées triangulées en X et en V..... | 107 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure V. 7 : les trois formes de déformation avec palées triangulées en X et en V... | 108 |
| Figure V.8 : disposition des contreventements..... | 109 |

• **CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS**

| | |
|-------------------------------------------------------------|-----|
| Figure VI.1 : Phénomène du flambement..... | 118 |
| Figure VI.2 : Phénomène du déversement..... | 118 |
| Figure VI. 3 : Facteurs de distribution de la rigidité..... | 121 |
| Figure VI. 4: Schéma statique de la poutre principale..... | 127 |
| Figure VI.5: Poutre principale IPE400. | 127 |
| Figure VI.6 : Poutre secondaire IPE330. | 131 |
| Figure VI.7: Système de contreventement en X. | 135 |
| Figure VI.8: Système de contreventement en V. | 138 |

• **CHAPITRE VII ETUDES DES ASSEMBLAGES**

| | |
|---------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure VII.1.Fonctionnement des boulons HR et Ordinaires..... | 142 |
| Figure VII.2. La soudure d'angle. | 143 |
| Figure VII.3. La soudure en bout à bout..... | 143 |
| Figure VII.4 : Assemblage poteau-poutre IPE400- HEA400..... | 146 |
| Figure VII.5 : Assemblage Poteau – Poutre..... | 149 |
| Figure VII.6 : assemblage de diagonale X..... | 150 |
| Figure VII.7 :L’assemblage au gousset X(2UPN220)..... | 152 |
| Figure VII.8 : Assemblage de contreventement en V. | 152 |
| Figures VII. 9 : L’assemblage de contreventement en V (2UPN220)..... | 154 |
| Figures VII. 10 : assemblage poutre solive IPE400-IPE300..... | 154 |
| Figures VII. 11 : Vérification d’assemblage solive-poutre..... | 157 |
| Figure VII. 12: Assemblage Poteau-Poteau (HEA400-HEA400)..... | 158 |
| Figures VII. 13: Assemblage Poteau-Poutre secondaire (HEA400-IPE330)..... | 159 |

• **CHAPITRE VIII CALCUL LES ELEMENTS DU SOUS-SOL**

| | |
|-------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure VIII.1: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité..... | 161 |
| Figure VIII.2: Ferrailage du voile périphérique..... | 167 |
| Figure VIII.3: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé..... | 170 |

• **CHAPITRE IX ETUDE DE FONDATION**

| | |
|-------------------------------------------------------------------|-----|
| FigureIX.1: Schéma représentant les 3 types de fondation..... | 174 |
| FigureIX.2: Schéma représentant le classement des fondations..... | 175 |
| FigureIX.3: Semelles isolée sous poteaux..... | 176 |
| FigureIX.4 : contraintes sous le radier..... | 185 |
| FigureIX.5 :Le panneau le plus sollicité..... | 187 |
| Figure IX.6 : Schéma du radier..... | 188 |
| Figure IX.7 : Ferrailage de la dalle du radier sens x-x | 192 |
| Figure IX.8 : Ferrailage de la dalle du radier sens y-y..... | 192 |
| Figure IX.9 : Ferrailage des nervures sens x-x..... | 197 |
| Figure IX.10 : Ferrailage des nervures sens y-y..... | 197 |
| Figure IX.11 : Schéma statique des débords..... | 198 |
| Figure IX.12 : Ferrailage du débord..... | 199 |

LISTE DES TABLEAUX

• CHAPITRE I PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

| | |
|--------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau I.1 : Les caractéristiques géométriques de bâtiment..... | 3 |
| Tableau I. 2 : caractéristiques de HI-BOND55-750..... | 9 |
| Tableau I. 3: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson. | 9 |
| Tableau I. 4 : Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés..... | 12 |

• CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau II.1 : Charge permanente de la terrasse..... | 18 |
| Tableau II.2 : Charge permanente de plancher courant..... | 19 |
| Tableau II.3 : Charge permanente de plancher sous sol..... | 19 |
| Tableau II.4 : Les caractéristiques du profilé IPE160..... | 21 |
| Tableau II.5 : flèche admissible donné par EC3 table 4.1..... | 23 |
| Tableau II.6 : Les vérifications dues la solive IPE160 (plancher courant)..... | 27 |
| Tableau II.7 : Les vérifications dues la solive IPE160 (plancher sous-sol)..... | 28 |
| Tableau II.8 : Les caractéristiques du profilé IPE240..... | 32 |
| Tableau II.9: Les vérifications dues la solive IPE240 (plancher courant)..... | 39 |
| Tableau II.10 : Les vérifications dues la poutre IPE240 (plancher sous-sol)..... | 40 |
| Tableau II.11 : Tableau Récapitulatif pour les poutres secondaires en phase de construction..... | 42 |
| Tableau II.12 : Tableau Récapitulatif pour les poutres secondaires en phase finale... | 42 |
| Tableau II.13 : Tableau récapitulatif pour les poutres et les solives de chaque étage..... | 43 |
| Tableau II.14 : Charges de poteaux centraux..... | 46 |
| Tableau II.15 : Surcharge de poteaux centraux..... | 47 |
| Tableau II.16 : Choix de profilé..... | 48 |
| Tableau II.17 : caractéristiques géométriques du profilé HEA240..... | 49 |
| Tableau II.18 : Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux..... | 50 |
| Tableau II.19 : Charges de poteaux de rive..... | 52 |
| Tableau II .20: surcharges de poteaux de rive | 53 |
| Tableau II .21: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux de rive.. | 54 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau II .22 : Choix de profilé des poteaux de rive..... | 54 |
| Tableau II .23: Charges de poteaux d'angle..... | 56 |
| Tableau II .24: surcharges de poteaux d'angle..... | 57 |
| Tableau II .25 : Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux d'angles..... | 58 |
| Tableau II .26: Choix de profilé des poteaux d'angles..... | 58 |
| Tableau II.27 : Le choix finals des poteaux..... | 59 |

• CHAPITRE III ETUDE CLIMATIQUE

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau III .1 : Définition des catégories de terrain | 61 |
| Tableau III.2: valeur de pression dynamique (qp)..... | 63 |
| Tableau III.3 : coefficient de pression extérieure..... | 64 |
| Tableau III. 4: Pression aérodynamique de V1..... | 66 |
| Tableau III.5: Pression aérodynamique de la toiture | 66 |
| Tableau III .6: coefficient de pression extérieure..... | 68 |
| Tableau III. 7: Pression aérodynamique de V2..... | 68 |
| Tableau III.8: Récapitulatif pour les valeurs de Cd dans les deux directions..... | 72 |
| Tableau III.9: Force d'application d'ensemble direction V1..... | 74 |
| Tableau III.10: Force d'application d'ensemble direction V2..... | 74 |

• CHAPITRE IV CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau IV.1: les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissant.... | 77 |
|------------------------------------------------------------------------------------|----|

• CHAPITRE V ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau V. 1: Pourcentage de participation massique..... | 106 |
| Tableau V.2 : Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique..... | 108 |
| Tableau V. 3: valeurs des périodes caractéristiques..... | 110 |
| Tableau V. 4: Choix de la période de calcul | 111 |
| Tableau V.5 : Valeurs des pénalités Pq | 113 |
| Tableau V. 6: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente..... | 114 |
| Tableau V. 7 : Vérification de l'effort tranchant..... | 114 |
| Tableau V. 8: Vérification de l'effort tranchant..... | 114 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau V. 9: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X..... | 115 |
| Tableau V. 10 : Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y..... | 115 |
| Tableau V. 11 : Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant les axes X-X et Y-Y... | 116 |
| Tableau V. 12 : Profilés finaux adoptés. | 117 |

• **CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS**

| | |
|---------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VI.1: Efforts maximaux..... | 121 |
| Tableau VI. 2 : Vérification du flambement suivant Y-Y..... | 124 |
| Tableau VI. 3 : Vérification du flambement suivant Z-Z..... | 124 |
| Tableau VI. 4 : Vérification du flambement sous Nsd^{max} | 124 |
| Tableau VI. 5 : Vérification du flambement suivant Y-Y..... | 125 |
| Tableau VI. 6 : Vérification du flambement suivant Z-Z..... | 125 |
| Tableau VI. 7 : Vérification du flambement sous $My.sd^{max}$ | 125 |
| Tableau VI.8 : Vérification du flambement suivant Y-Y. | 126 |
| Tableau VI.9 : Vérification du flambement suivant Z-Z..... | 126 |
| Tableau VI.10: Vérification du flambement sous $Mz.sd^{max}$ | 126 |
| Tableau VI. 11: Caractéristiques de profilé UPN220..... | 135 |
| Tableau VI. 12 : Tableau récapitulatif des profilés adoptés..... | 140 |

• **CHAPITRE VII ETUDES DES ASSEMBLAGES**

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VII.1:Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier... | 141 |
| Tableau VII.2:Caractéristiques géométriques des boulons..... | 142 |

• **CHAPITRE VIII CALCUL LES ELEMENTS DU SOUS-SOL**

| | |
|-----------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VIII.1: Ferrailage du voile périphérique..... | 164 |
| Tableau VIII. 2: Vérification des contraintes à ELS..... | 166 |
| Tableau VIII. 3: Choix final de ferrailage de voile périphérique..... | 166 |

• **CHAPITRE IX ETUDE DE FONDATION**

| | |
|-------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau IX.1:dimensions des semelles filantes dans le sens x..... | 178 |
|-------------------------------------------------------------------|-----|

| | |
|---------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau IX .2: dimensions des semelles filantes dans le sens y..... | 178 |
| Tableau IX .3 : pourcentage des semelles filantes..... | 179 |
| Tableau IX.4 : Contrainte sous le radier à l'ELU. | 185 |
| Tableau IX.5 : Contrainte sous le radier à l'ELS. | 186 |
| Tableau IX.6 : Calcul des moments à l'ELU. | 187 |
| Tableau IX.7 : Calcul des moments à l'ELS. | 188 |
| Tableau IX.8 : Ferrailage des panneaux du radier. | 189 |
| Tableau IX.9: Vérification des contraintes à ELS. | 191 |
| Tableau IX.10: Choix final de ferrailage de radier. | 191 |
| Tableau IX.11: Ferrailage des nervures (sens porteur x-x)..... | 193 |
| Tableau IX.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur y-y)..... | 193 |
| Tableau IX.13 : Vérification des contraintes à ELS. | 195 |
| Tableau IX.14 : Calcul du ferrailage du débord..... | 198 |
| Tableau IX.15 : Vérifications des contraintes à l'ELS. | 199 |

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATION

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_s : Aire d'une section d'acier.

φ : Angle de frottement.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a la base.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

fadm : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.

I : Moment d'inertie.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (E = 210 000 MPa).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier (G = 84 000 MPa).

F_p : Effort de précontrainte dans les boulons.

M : Moment sollicitant, en générale.

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement.

Mel : Moment élastique.

Mpl : Moment plastique.

MR : Moment résistant.

Npl : Effort normal de plastification.

f_u : Contrainte de rupture d'une pièce.

f_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon.

f_y : Limite d'élasticité d'une pièce.

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.

k_s : Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.

k_y Coefficient de flambement –flexion.

m : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

n : Nombre de boulons.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

β_w : Facteur de corrélation (soudure).

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

η : Facteur de distribution de rigidité (flambement).

λ : Elancement.

λ_k : Elancement eulérien.

λ : Elancement réduit.

λ_{LT} : Elancement de déversement.

μ : Coefficient de frottement.

χ : Coefficient de réduction de flambement.

χ_{LT} : Coefficient de réduction de déversement.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_s : Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_y : Moment d'inertie de flexion maximale.

I_z : Moment d'inertie de flexion minimale.

W_{eff} : Module de résistance efficace.

W_{el} : Module de résistance élastique.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

b : Largeur d'une semelle de poutre.

D : Diamètre nominale des tiges des boulons

d_0 : Diamètre de perçage des trous de boulonnage.

i : Rayon de giration d'une section.

l : Largeur d'une poutre.

t : Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.

t_f : Epaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Epaisseur d'une âme de poutre.

v_s : Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.

v_i : Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.

α : Angle en général.

γ_{Mb} Résistance des boulons au cisaillement.

γ_{Mb} Résistance des boulons au à la traction.

F_v : Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.

F_B : Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.

F_T : Résistance des boulons en traction.

α : Facteur d'imperfection (flambement).

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

F_y : Limite d'élasticité.

F_t, R_d : Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

TABLE DES MATIERES

ملخص

Résumé

Abstract

Remerciements

Dédicaces

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

INTRODUCTION GÉNÉRALE 1

CHAPITRE I PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

| | |
|--------------------------------------------|----|
| I.1.Introduction | 2 |
| I.2.Présentation de l'ouvrage | 2 |
| I.3.Données géométriques de bâtiment..... | 3 |
| I.4.Dossier graphique | 3 |
| I.5.Conception architecturale | 7 |
| I.6.Conception structurale | 7 |
| I.6.1. Superstructure horizontale..... | 7 |
| I.6.2. Superstructure verticale | 10 |
| I.7.Conception des escaliers | 11 |
| I.8. Les assemblages | 11 |
| I.9.Les fondations | 12 |
| I.10. Caractéristiques des matériaux | 15 |
| I.11.Règlements utilisés | 15 |

CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

| | |
|---------------------------------------------------------------------------|----|
| II.1. Introduction | 16 |
| II.2. Pré dimensionnement des planchers collaborant | 16 |
| II.2.1. Largeur de la dalle collaborant | 17 |
| II.2.2 Evaluation des charges et surcharges | 18 |
| II.3. Pré-dimensionnement des solives | 20 |
| II.4. Calcul des connecteurs (solives) | 28 |
| II.4.1. Détermination Résistance au cisaillement | 29 |
| II.4.2. Influence du sens du bac d'acier | 30 |
| II.4.3. Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL | 30 |
| II.4.4. Nombre de connecteurs : par demi-portée | 31 |
| II.5. Pré dimensionnement des poutres principales | 31 |
| II.6. Calcul des connecteurs (poutre principal) | 40 |
| II.6.1. Détermination Résistance au cisaillement | 40 |
| II.6.2. Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL | 41 |
| II.6.3. Nombre de connecteurs : par demi-portée..... | 41 |
| II.7. Pré dimensionnements des poutres secondaires | 42 |
| II.8. Pré dimensionnements des poteaux | 43 |
| II.8. 1.Poteaux centraux | 44 |
| II.8. 2.Poteaux de rive | 51 |

CHAPITRE III ETUDE CLIMATIQUE

| | |
|--------------------------|----|
| III.1. Introduction..... | 60 |
|--------------------------|----|

| | |
|----------------------------------------------------|----|
| III.2. Calcul de la charge de la neige « S » | 60 |
| III.3. Calcul de la charge du vent | 61 |
| III.3.1 Données relatives au site | 61 |
| III.3.2. Hypothèses de calcul | 62 |
| III.4. Calcul des forces de frottement..... | 69 |
| III.4.1 Action d'ensemble | 69 |
| III.4.2. Calculs de coefficient de forme | 72 |
| III.5. Conclusion | 74 |

CHAPITRE IV CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

| | |
|--------------------------------------------------------|----|
| IV.1. Introduction..... | 75 |
| IV.2. L'acrotère | 75 |
| IV.2.1. Introduction | 75 |
| IV.2.2. Calcul des charges sollicitant l'acrotère..... | 75 |
| IV.2.3. Détermination des efforts | 77 |
| IV.2.4. Ferrailage de l'acrotère | 77 |
| IV.3. Les escaliers métalliques..... | 82 |
| IV.3.1 Introduction | 82 |
| IV.3.2. Choix des dimensions..... | 83 |
| IV.3.3. Caractéristiques géométriques | 83 |
| IV.3.4. Dimensionnement des cornières..... | 84 |
| IV.3.5. Dimensionnement de limon de volée..... | 87 |
| IV.3.6. Etude de pallier | 88 |
| IV.3.7. Dimensionnement des cornières | 90 |
| IV.3.8. Dimensionnement de limon de volée | 90 |

CHAPITRE V ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

| | |
|-----------------------------------------------------------------|-----|
| V.1. Introduction | 93 |
| V.1.1.L'Algérie et le risque sismique | 93 |
| V.2. Objectif de l'étude dynamique | 94 |
| V.3. Description générale du logiciel ROBOT | 94 |
| V.3.1. Les étapes de modélisation | 95 |
| V.4. Etude sismique | 98 |
| V.4.1. Modélisation de rigidité..... | 98 |
| V.4.2. Modélisation de masse..... | 99 |
| V.4.3. Critères de classification par le RPA99 version2003..... | 99 |
| V.5. Choix de la méthode de calcul | 100 |
| V.5.1. Méthode statique équivalente | 100 |
| V.5.2. La méthode modale spectrale..... | 101 |
| V.6. Résultat de l'analyse dynamique | 105 |
| V.6.1. Etape 01 | 105 |
| V.6.2. Etape 02..... | 107 |

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS

| | |
|----------------------------------------------------------------------|-----|
| VI.1. Introduction | 118 |
| VI.1.1. Le flambement | 118 |
| VI.1.2. Le déversement..... | 118 |
| VI.2. Vérification des poteaux..... | 119 |
| VI.2.1. Hypothèse de calculs..... | 119 |
| VI.2.2. Les combinaisons des charges..... | 119 |
| VI.2.3. Les étapes de la vérification du flambement par flexion..... | 120 |
| VI.3. Vérification des poutres principales | 127 |
| VI.3.1 Les Sollicitations..... | 127 |
| VI.3.2 Vérification du moment fléchissant | 127 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------|-----|
| VI.3.3. Vérification de l'effort tranchant | 128 |
| VI.3.4. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant..... | 128 |
| VI.3.5. Vérification de déversement | 128 |
| VI.3.6. Calcul des connecteurs | 129 |
| VI.4. Vérification des poutres secondaires..... | 131 |
| VI.4.1 Les Sollicitations | 131 |
| VI.4.2 Vérification du moment fléchissant | 132 |
| VI.4.4. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant | 132 |
| VI.4.5. Vérification de déversement | 133 |
| VI.4.6. Calcul des connecteurs..... | 134 |
| VI.5. Vérification de système de contreventements..... | 135 |
| VI.5.1. Vérification des palées en (X) 2UPN220 | 135 |
| VI.5. 2. Vérification des palées en (V) 2UPN220..... | 138 |

CHAPITRE VII ETUDES DES ASSEMBLAGES

| | |
|-----------------------------------------------------------------|-----|
| VII .1. Introduction | 141 |
| VII.1.1. Assemblage par boulonnage | 141 |
| VII.1.2. Assemblage par soudure | 142 |
| VII.2. Etapes de la vérification des assemblages | 143 |
| VII.3. Choix du type d'assemblage..... | 143 |
| VII.4. Etudes des assemblages..... | 144 |
| VII.4.1. Assemblage poteau-poutre..... | 144 |
| VII.4.2. Contreventement en X | 149 |
| VII.4.3. Assemblage des trois barres de la stabilité en V | 152 |
| VII.4.4. Assemblage poutre-solive | 154 |
| VII.4.5. Pied de Poteau | 157 |
| VII.4.6. Assemblage poteau-poteau..... | 158 |
| VII.4.7. Poteau HEA650 – HEA650 : (par couvre joint) | 158 |
| VII.4.8. Assemblage poteau-poutre secondaire | 159 |
| VII.5. Conclusion | 159 |

CHAPITRE VIII CALCUL LES ELEMENTS DU SOUS-SOL

| | |
|-------------------------------------------------------|-----|
| VIII.1. Introduction | 160 |
| VIII .1.1. Etude les éléments du sous-sol | 160 |
| VIII.2. Etude du voile périphérique | 160 |
| VIII.2.1. Dimensionnement du voile périphérique..... | 160 |
| VIII.2.2. Méthode de calcul | 161 |
| VIII.3. Etude des poteaux mixtes | 167 |
| VIII.3. 1.Méthodes de calcul des poteaux mixtes | 168 |
| VIII.3.2. Hypothèse de calcul | 169 |

CHAPITRE IX ETUDE DE FONDATION

| | |
|----------------------------------------------|-----|
| IX.1. Introduction | 174 |
| IX.1.1. Classification de la fondation | 174 |
| IX.2. Calcul des fondations | 175 |
| IX.2.1. Semelles isolées | 176 |
| IX.2.2. Semelles filante | 177 |
| IX.2.3. Radier général | 179 |
| Conclusion générale | 200 |

Références bibliographiques

Annexes

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

De nos jours La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels dans le domaine de la construction (la rapidité, la solidité, la légèreté, la possibilité de récupérer la matière ...), elle concerne plusieurs axes à noter la charpente métallique (ponts, bâtiments, tours, hangars, réservoirs, cuves, pylônes, récipient...).

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à faire une étude et une conception d'un Hôtel (R+9+sous-sol) à usage d'habitation réalisé en charpente métallique, implanté dans la wilaya d'Ain Temouchent dans l'objectif d'apprendre et d'appliquer les différentes méthodes étudiées pendant notre cursus d'étude afin de comprendre et respecter et maîtriser les différents règlements en vigueur, et les techniques de conceptions et des constructions contemporaines dans le domaine.

Le travail de l'étude complète de cette thèse a été établie en plusieurs étapes nous donnant les principales étapes de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment qui sont :

On débutera La première par la Présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Puis on passera au pré dimensionnement des éléments de la structure, telles que les poteaux, poutres et les solives.

La troisième étape portera sur l'étude des effets climatiques sur la structure, tels que le vent et la neige. Ensuite sera l'étape de calcul des éléments non structuraux (escalier, acrotère).

La cinquième étape qui est très importante à cause de la sismicité de la région portera sur l'étude dynamique en zone sismique, qui va être faite par une analyse modale spectrale en utilisant le logiciel Autodesk Robot structural analyses 2018 pour déterminer les efforts dans les éléments. Afin de vérifier les différents éléments de la structure tels que poteaux, poutres, contreventements qui sera la sixième étape. Qui nous mènera à la septième étape qui est La conception et l'étude des assemblages des différents éléments.

La huitième étape est consacrée à l'étude des éléments du sous-sol (voile périphérique, poteau mixte).

L'étape finale sera l'étude de l'infrastructure et nous acheverons notre étude par une conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail et les constatations auxquelles nous sommes arrivés.

CHAPITRE I
PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction

L'étude de structure est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années d'étude.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à moyenne activité sismique. A chaque séisme important, on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique

Toute étude de projet d'un hôtel dont la structure est en charpente métallique et mixte, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, ...) du bâtiment sous différentes sollicitations (compression, flexion...) afin d'assurer la sécurité et la stabilité du bâtiment.

L'objectif de ce chapitre est de faire une présentation de l'ouvrage et de ses composants, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et la propriété des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un Hôtel (RDC+9+ un sous-sol) en forme L à usage d'habitation dont la structure est en charpente métallique. Ce projet sera implanté dans la **wilaya d'Ain Temouchent** qui est considéré comme une zone de moyenne sismicité, précisément **Zone IIa** selon la classification réalisée par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

- Zone sismique IIa
- Zone de ventII
- Zone de neigeB

- Le site est considéré comme meuble (S3), et la contrainte admissible du sol est 2 bars.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.3. Données géométriques de bâtiment

Notre bâtiment est en forme L en vue plan dans les dimensions suivant :

Tableau I.1 : Les caractéristiques géométriques de bâtiment.

| | |
|-------------------------|---------|
| ▪ Longueur longitudinal | 39.27 m |
| ▪ Longueur transversal | 35.37 m |
| ▪ Hauteur du RDC | 3.74 m |
| ▪ Hauteur étage courant | 3.52 m |
| ▪ Hauteur de sous-sol | 3.68 m |
| ▪ Hauteur total | 35.42 m |
| ▪ Hauteur d'acrotère | 0.6 m |

I.4. Dossier graphique

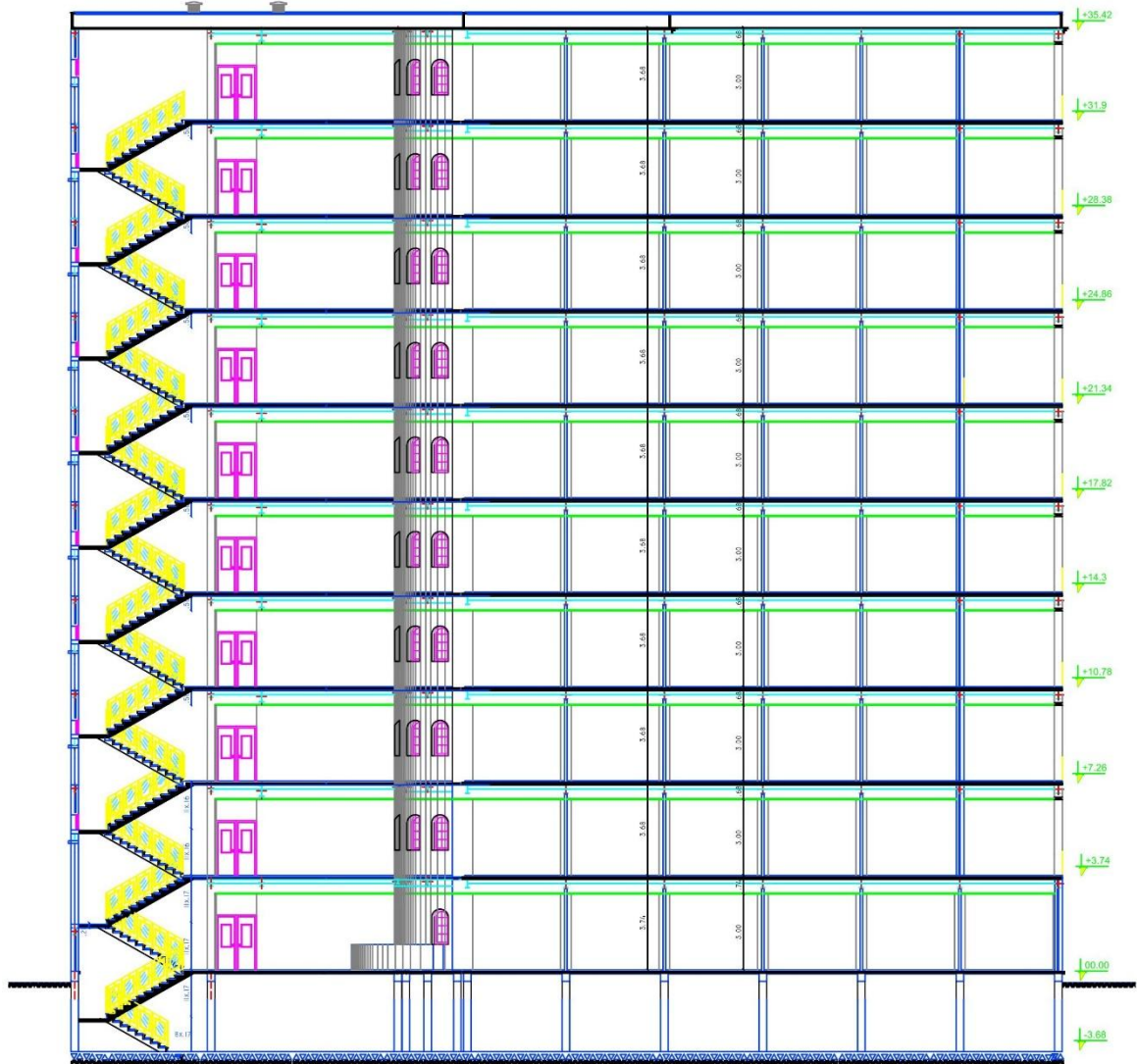


Figure I. 1 : Coupe B-B.

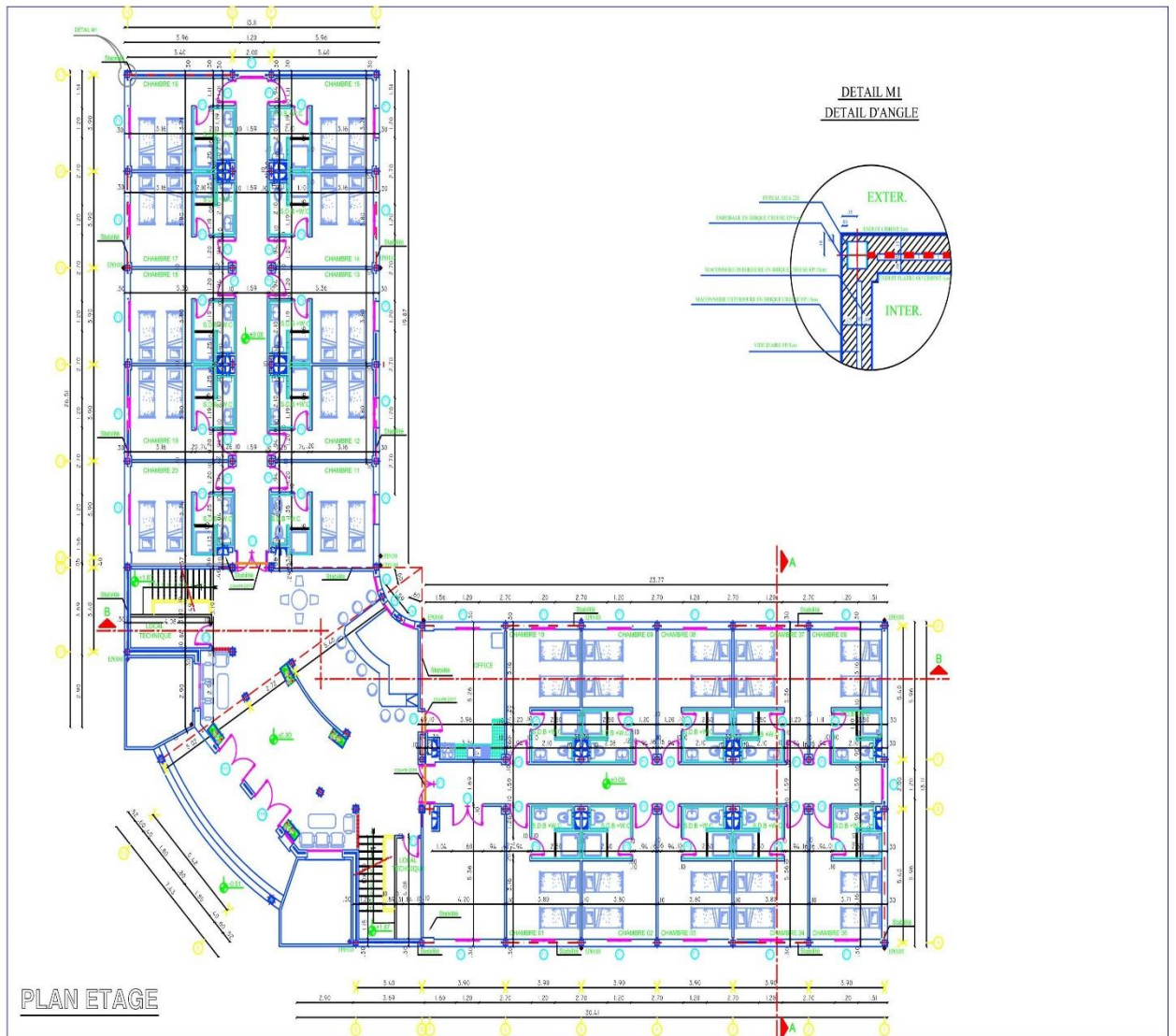


Figure I. 2 : Etage courant.

I.5. Conception architecturale

La structure est de forme L composée d'un RDC et 8 étages avec une terrasse inaccessible.

- Sous-sol : Parking.
- RDC → 9^{ème} étage : usage hébergement collectif (hôtel).

I.6. Conception structurale

I.6.1 .Superstructure horizontale

❖ Les planchers

Dans cette étude les planchers utilisés sont des planchers mixtes (dalle collaborant) pour les planchers courants et le plancher terrasse.

Le rôle essentiel des plancher collaborant, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et poteaux. On utilisera dans notre projet des planches collaborant. Les planchers collaborant sont des éléments structuraux, défini comme mixte car ils associent deux matériaux de natures et propriété différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique la meilleure partie de cette association.

- Une dalle en béton pour résister aux efforts de compression
- Des poutres en acier pour résister à l'effort de traction et à l'effort tranchant

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle, c'est le rôle du connecteur La structure verticale désigne les poteaux, les poutres les contreventements.

I.6.1.1. Plancher courant

La composition de plancher courant est illustré dans la figure suivante

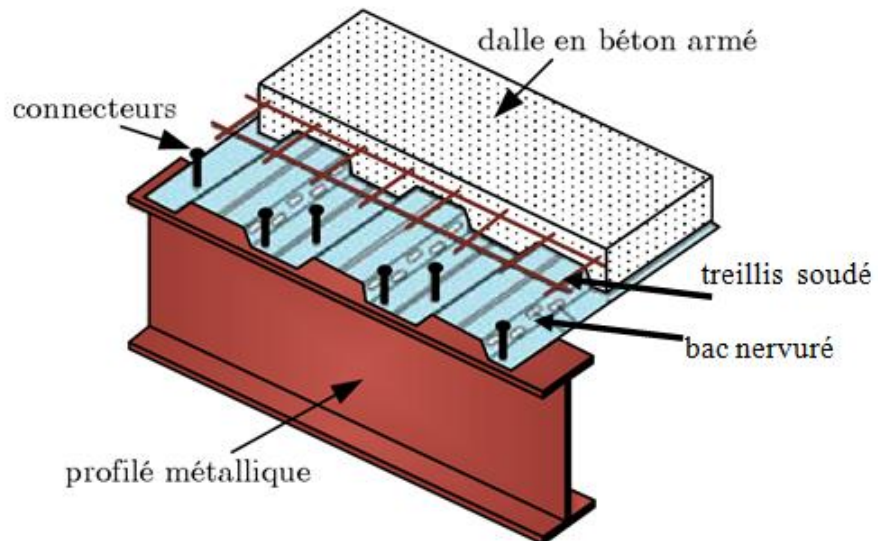


Figure I. 4 : composition de plancher collaborant.

Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et des solives métalliques, la liaison entre la dalle, le bac d'acier et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

a) **Bac d'acier**

Le bac d'acier de type **HI-BOND55-750** permet :

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

Dont les caractéristiques suivantes

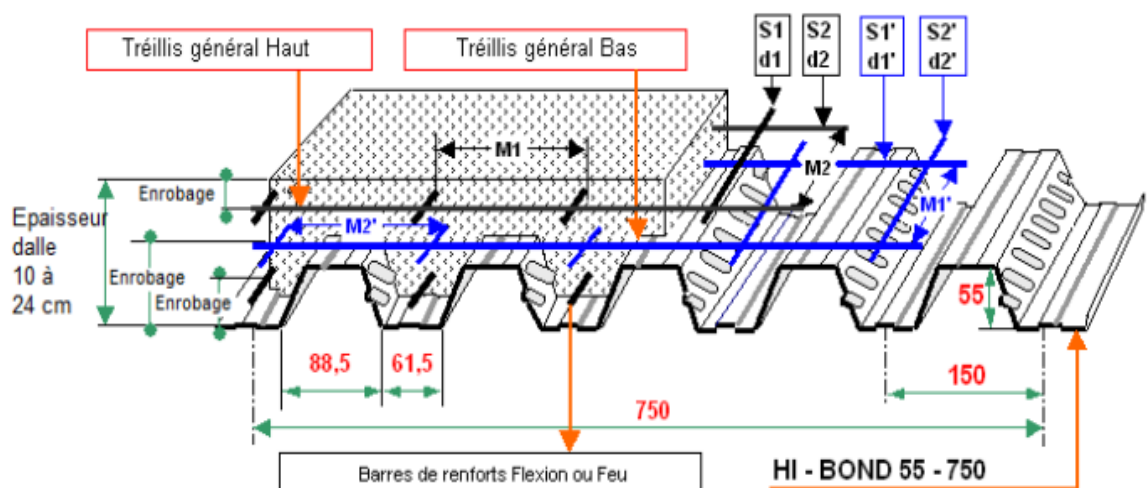


Figure I.5 : caractéristiques de HI-BOND55-750.

Le tableau suivant représente les caractéristiques du bac adopté :

Tableau I. 2 : caractéristiques de HI-BOND55-750.

| Hauteur des nervures (mm) | Nombre de nervure par bac | Espacement des nervures (mm) | Largeur outil de bac (mm) | Epaisseur de tôle (mm) | Poids (dan/m ²) |
|---------------------------|---------------------------|------------------------------|---------------------------|------------------------|-----------------------------|
| 55 | 5 | 150 | 750 | 1,2 | 15 |

b) Les connecteurs

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal.

Dans notre cas, on utilise des Connecteur de type Nelson (goujon à tête) de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessus)

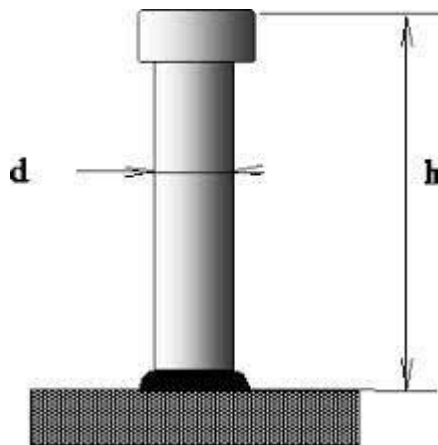


Figure I.6: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

Le tableau suivant représente les caractéristiques du goujon adopté :

Tableau I. 3: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson.

| Dénomination du goujon à tête | h_{sc} (mm) | D (mm) | F_y (N/mm ²) | F_u (N/mm ²) |
|-------------------------------------|---------------|--------|----------------------------|----------------------------|
| TRW Nelson KB ³ /4'' -95 | 95 | 19 | 350 | 450 |

c) Dalle en béton

L'épaisseur de la dalle béton armé compris entre 12 et 15 cm.

d) Les solives

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien IPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris entre 1.5m et 4m.

e) Les poutres

Les poutres, sont des éléments généralement horizontaux (IPE) qui doivent reprendre essentiellement les efforts de flexion. Leur section doit par conséquent présenter une inertie adaptée dans le sens de flexion et donc une certaine hauteur.

I.6.1.2. Plancher terrasse

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

- ❖ Etanchéité : l'étanchéité des toitures terrasses permet l'évacuation des eaux pluviales et l'étanchéité à l'eau des bâtiments.
- ❖ Gravillon : l'utilisation de gravier ou de gravillon est une formule moins chère pour protéger la membrane d'étanchéité.

➤ Résistance au feu

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, ne dépend que de l'épaisseur de la dalle L'épaisseur efficace $heff$ est donnée par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} heff = hc + 0.5hp \times \left(\frac{L1 + L2}{L1 + L3} \right) \quad \text{pour } \frac{hp}{hc} \leq 1.5 \text{ et } hc > 40 \text{ mm} \\ heff = hc [1 + 0.75 \times \left(\frac{L1 + L2}{L1 + L3} \right)] \quad \text{pour } \frac{hp}{hc} \geq 1.5 \text{ et } hc > 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Pour une classe de résistance au feu normalisé, $heff \geq 120 \text{ mm}$

On choisit : $ht = 150 \text{ mm}$, $hc = 95 \text{ mm}$ et $heff = 122.30$.

I.6.2. Superstructure verticale**• Les systèmes de stabilités**

Les contreventements dans les bâtiments servent, d'une part, à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations, d'autre part, à assurer la stabilité de l'ossature tant en service qu'au stade de montage. On examine ci-après la disposition en plan, et en élévation des contreventements dans une ossature, la répartition des efforts entre les divers contreventements, leur nature, leur influence sur la stabilité de l'ensemble du bâtiment et sur la stabilité des poteaux. La stabilité des bâtiments peut être obtenue de différentes manières : Soit par des palées de stabilité, soit par voiles en béton armé, soit

encore par des noyaux en béton armé ou cages en poutres à treillis métallique, soit par des portiques auto stables, soit enfin par toute combinaison de ces divers systèmes.

I.7. Conception des escaliers

Les escaliers permettent l'accès du niveau sous-sol vers les autres niveaux, elles sont constituées de garde-corps et d'un palier intermédiaire.

I.8. Les assemblages

Les assemblages a pour but de transmettre les efforts aux poteaux et les poutres. Dans notre étude on utilise deux types d'assemblage :

- Assemblage par boulonnage.
- Assemblage par soudure.

I.9. Les fondations

Les fondations reprenant les charges et surcharges supporter par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix de type de fondation se fait selon le rapport de bon sol et les charges supportées par la structure.

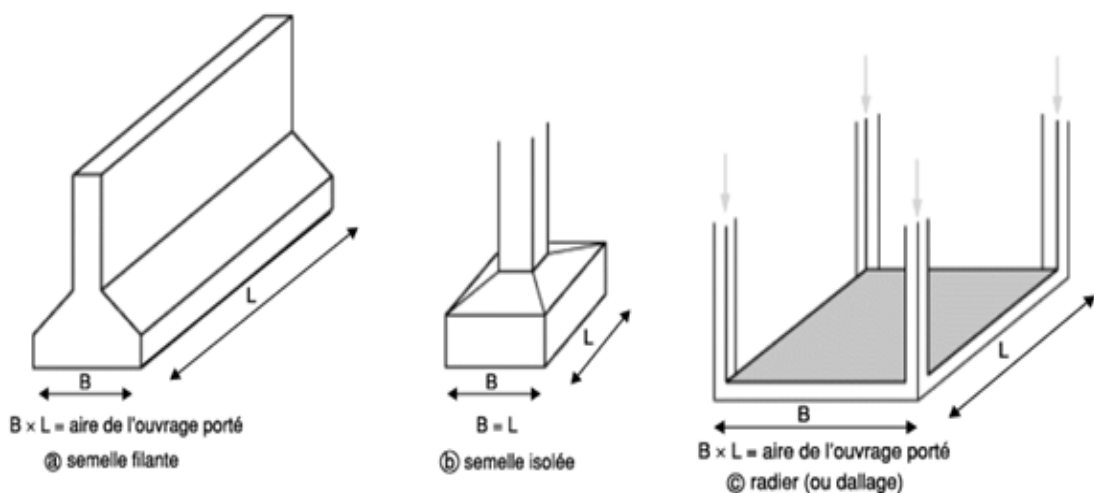


Figure I.7 : Types des fondations.

I.10. Caractéristiques des matériaux

a) Acier de Charpente métallique

Les caractéristiques mécaniques de différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Tableau I. 4 : Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés.

| Nuance d'acier | Epaisseur (mm) | | | |
|----------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------------------|----------------------------|
| | $t \leq 40\text{mm}$ | | $40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$ | |
| | F_y (N/mm ²) | F_u (N/mm ²) | F_y (N/mm ²) | F_u (N/mm ²) |
| Fe 360 | 235 | 360 | 215 | 340 |
| Fe 430 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| Fe 510 | 355 | 510 | 355 | 490 |

- La résistance à la traction : $f_u = 430$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 275$ MPa
- Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\,000$ MPa
- Densité volumique : $\rho = 7850\text{kg} / \text{m}^3$
- L'ossature métallique E28 : $\sigma_s = 0.28$ kN/mm²
- Boulons ordinaires E24 : $\sigma_s = 0.28$ kN/mm².
- Boulons à haute résistance $\begin{cases} \text{H. R 8.8} \\ \text{H. R 10.9} \end{cases}$

b) Acier pour ferrailage

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \cdot 10^5$ MPa
- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 400$ MPa.

➤ **Contrainte de l'acier à E.L.U**

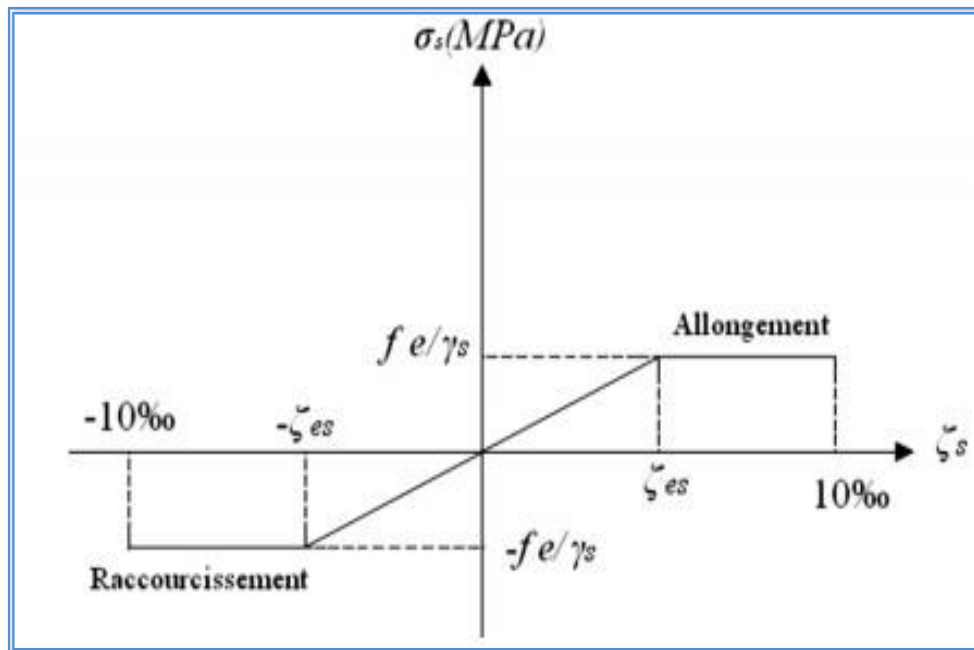


Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à E.L.U.

➤ **Contrainte de l'acier à E.L.S**

On ne limite pas la contrainte de l'acier au feu à l'état limité d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu préjudiciable : $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \geq \bar{\sigma}_{st} = \min(1/2 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$ MPa

Avec :

η Coefficient de fissuration tel que : $\begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les armatures à haute adhérence.} \end{cases}$

c) **Béton**

➤ **Résistance de béton**

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation : $F_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1$ MPa

- Densité volumique $\rho = 25000 \text{ daN/m}^3$

➤ **Contraintes limites ultime**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.
- f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\%$.
- ε_{bc} : Déformation du béton en compression.
- $\gamma_b = 1.5$ action durable
- $\gamma_b = 1.15$ action accidentelle

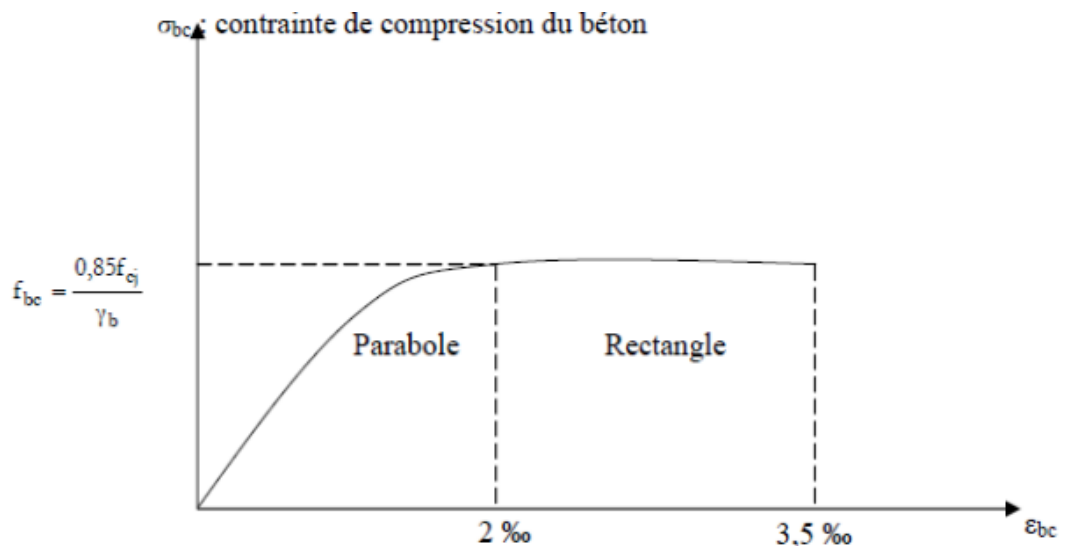


Figure I.9 : Diagramme contraintes-déformation E.L.U.

- ❖ **Diagramme parabole rectangle** : C'est un diagramme contraintes- déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

➤ **Etat limites de service**

La contrainte limites de service est donner par : $\sigma = 0.6 \times f_{c28}$

Coefficient de poisson selon BAEL, les valeurs sont :

- $v = 0$ ELU
- $v = 0.2$ ELS

I.11.Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité et la résistance de la structure, on se base sur les règlements suivants :

- ✓ **CCM97** : règles de calcul des constructions en acier.
- ✓ **DTR C 2-2** : document technique réglementaire (charges permanente et D'exploitation)
- ✓ **RPA99 V2003** : règlement parasismiques algériennes version 2003
- ✓ **RNV2013** : règles définissant les efforts de la neige et du vent version 2003
- ✓ **BAEL91** : Béton armé aux états limite.
- ✓ **EC 1** : EC1-1-4 vent.
- ✓ **EC3** : Calcul des structures en acier.
- ✓ **EC4** : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.

I.12.Logiciel utilisés

- AutodeskAUTOCAD2018:outilsdedessin (DAO).
- Autodesk Robot Structural Analysis 2018 : Logiciel d'analyse de charge structurelle qui vérifie la conformité des structures.
- Excel:tableaux pour faciliter les calculs, tels que les vérifications de l'analyse sismique, les vérifications des éléments, le calcul au vent...
- WORD 2016 : Traitement du texte.
- Power point 2016 : Présentation de projet.

CHAPITRE II
PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES
ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré-dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de DTR2.2, EC3, EC4 Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- ✓ Les planchers.
- ✓ Les poutres.
- ✓ Les poteaux.

II.2. Pré dimensionnement des planchers collaborant

Le plancher collaborant appelé aussi plancher mixte est un plancher qui est généralement utilisé dans les constructions métalliques. Il est obtenu par l'association de tôle d'acier en profilé à froid placée au-dessus de la solive et du béton, ainsi les deux collaborent par l'intermédiaire des connecteurs.

Ce dernier type de plancher est le plus répandue dans les constructions de plancher les bâtiments à structure métallique dont les dimensions et les portées sont relativement importantes. [10]

Il s'adapte parfaitement à différentes typologies de bâtiments :

- Bâtiments industriels.
- Bâtiments administratifs et bureaux.
- Bâtiments publics de grande superficie.
- Grandes surfaces et entrepôts.
- Centres commerciaux et centres de loisirs.
- Complexes sportifs....

Le calcul du plancher se fait en deux phases :

- ✚ Phase de construction :
 - Poids propre de profilé.
 - Poids propre de béton frais.
 - Surcharge de construction (ouvrier).
- ✚ Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillent ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

 - Le poids propre de profilé.

- Le poids propre de béton.
- La surcharge d'exploitation.
- Finition.

II.2.1. Largeur de la dalle collaborant :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes : [10]

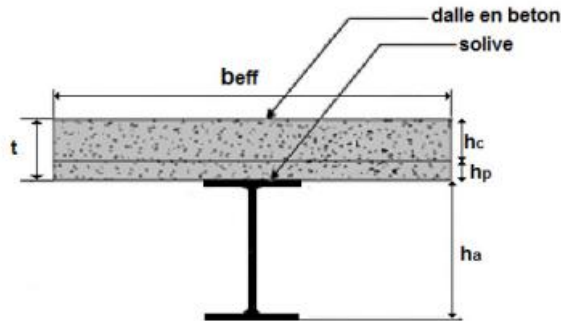


Figure II.1 : la dalle collaborant.

$$beff = \begin{cases} 2lo/8 \\ b \end{cases}$$

lo : Largeur libre d'une poutre simple appuis

b : l'entre axe entre les poutres

- Dalle en béton armé généralement pour les bâtiments d'habitation on estime qu'une résistance de 2h à 3h est suffisante donc le choix d'épaisseur en fonction de la résistance aux feux $t=12$ cm suivant le tableau suivant :

| Épaisseur d'une dalle en béton armé (en cm) selon le degré de résistance au feu exigé | | | | | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------|-------|-----|---------|-----|-----|------|
| Degré de résistance au feu | 1/2 h | 1 h | 1 h 1/2 | 2 h | 3 h | 4 h |
| Épaisseur minimale | 6 | 7 | 9 | 11 | 15 | 17,5 |

Figure II.2 : tableau d'épaisseur de la dalle en fonction de degré de résistance au feu. [12]

- Coefficient d'équivalence (acier-béton) $n = \frac{Ea}{Eb} = 15$
- Coefficient de retrait du béton $\epsilon = 2 \times 10^{-4}$
- Contraintes admissible des matériaux :
 Pour l'acier $fy = 275Mpa$ et $\tau_e = 0.85fy$
 Pour le béton : $fc_{28} = 25 Mpa$

CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

II.2.2 Evaluation des charges et surcharges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et surcharges.

➤ Charge permanente :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes). [1]

• Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : Charge permanente de la terrasse

| Matériaux | Masse volumique (KN/m ³) | G (kN/m ²) |
|---------------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| ▪ Protection en gravillon (4cm) | 17 | 0,04 × 17 = 0.68 |
| ▪ Etanchéité | | 0.12 |
| ▪ Forme de pente (e = 10 cm) | 22 | 2.2 |
| ▪ Isolation thermique (4cm) | 4 | 0.16 |
| ▪ Dalle en BA (12cm) | 25 | 2.57 |
| ▪ Bac d'acier HI-BOND 55 | | 0.15 |
| • Faux plafond (2 cm) | 10 | 0.20 |
| Total $\sum G$ | | 6.08 |

➤ Charge d'exploitation ($Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$)

CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

- Plancher courant

Tableau II.2 : Charge permanente de plancher courant.

| Matériaux | G (kN/m ²) |
|-----------------------------------------------|------------------------|
| ▪ Dalle de sol (Grès Céram) | 0.50 |
| ▪ Mortier de pose | 0.40 |
| ▪ Dalle en béton armé (12cm) | 2.57 |
| ▪ Bacd'acierHI-BOND55(1.2mm) | 0.15 |
| ▪ Faux plafond (2 cm ; 10 KN/m ³) | 0.2 |
| ▪ Cloisonnement | 1.00 |
| Total $\sum G$ | 4.82 |

➤ Charge d'exploitation : $(Q_{\text{courant}}) = 2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ usage hébergement collectif (hôtel).

- Plancher sous-sol

Tableau II.3 : Charge permanente de plancher sous sol.

| Matériaux | G (kN/m ²) |
|----------------------------------------------|------------------------|
| ▪ Carrelage | 0.44 |
| ▪ Mortier de pose | 0.40 |
| ▪ Lit de sable | 0.38 |
| ▪ Dalle en béton armé | 2.57 |
| ▪ Faux plafond (2 cm ;10 KN/m ³) | 0.2 |
| ▪ Cloisonnement | 1.00 |
| Total $\sum G$ | 4.99 |

➤ Charge d'exploitation : $(Q_{\text{sous-sol}}) 2,5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ usages parking.

II.3. Pré-dimensionnements des solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de pré dimensionnement. [4]

Il se fait par la formule simplifiée avec $L = 3.9\text{ m}$ et d'espacement entre solive de $5,4/2 = 2,70\text{ m}$ avec un étaieiment.

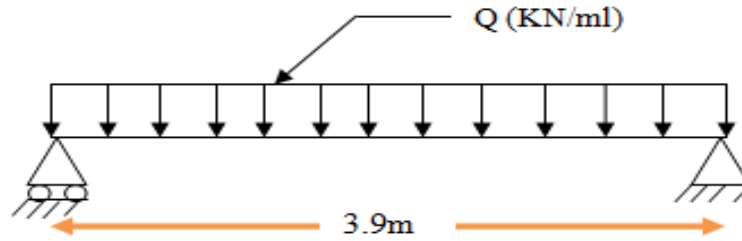


Figure II.3 : Schéma statique de la solive.

1. plancher Terrasse inaccessible

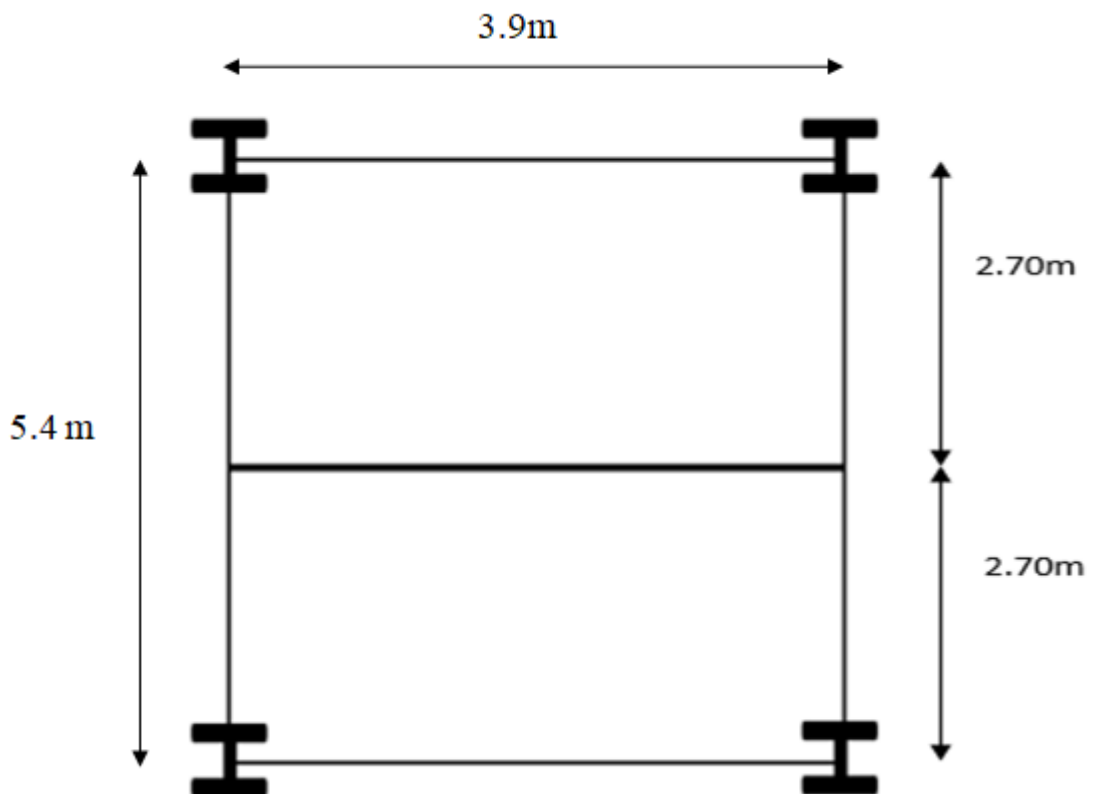


Figure II.4: Schéma des solives plancher terrasse.

$$\frac{L}{20} \leq H \leq \frac{L}{18}$$

Avec :

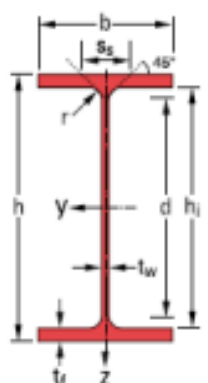
- H : la hauteur de profilé
- L : la longueur de la solive.

$$\frac{3900}{20} = 195\text{mm} \leq h \leq \frac{3900}{18} = 217.66\text{mm}$$

On choisit un IPE160

Tableau II.4 : Les caractéristiques du profilé IPE160.

| Désignation Abrégée | Poids | Section | Dimensions | | | |
|------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------------|---------------------|---------------------|------------|
| | G (kg/ml) | A (cm ²) | h (mm) | b (mm) | tf (mm) | tw (mm) |
| IPE160 | 15.8 | 20.09 | 160 | 82 | 7.4 | 5 |
| | Caractéristiques | | | | | |
| | I _y (cm ⁴) | I _z (cm ⁴) | W _{ply} (cm ³) | i _y (cm) | i _z (cm) | |
| | 869.3 | 68.31 | 123.9 | 6.58 | 1.84 | |



a. Phase de construction

- Profilé choisi : IPE160

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

- ✓ Poids propre du béton frais.....Gb = 2.57KN/m²
- ✓ Poids du bac d'acierg = 0,15 KN/m²
- ✓ GP (poids propre de profiler IPE 160 Gp=0.158KN/ml
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier).....Qc = 0,75 KN/m²

Combinaisons des charges :

ELU

$$qu = [1,35 \times G + 1,5 \times Q]$$

$$qu = [2.70 \times (2.57 + 0,15) + (0.158)] \times 1.35 + 1.5 (0.75 \times 2.70)$$

$$qu = 13.16 \text{ KN/m}$$

ELS

$$qser = [G + Q]$$

$$qser = [2.70 \times (2.57 + 0,15) + (0.158)] + (0.75 \times 2.70) \rightarrow qser = 9.53 \text{ KN/m}$$

✚ Les vérifications :

✓ Moment fléchissant

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd,y} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd,y} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{13.16 \times 3.90^2}{8} = 25.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(123.9 \times 10^3) \times 275}{1.1} \times 10^{-6} = 30.97 \text{ KN.m}$$

$M_{sd,y} < M_{pl,rd}$ Condition Vérifié

$$r = \frac{M_{sd,y}}{M_{pl,rd}} = 0.80 \rightarrow 80\%$$

✓ Effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

A_v : Aire de cisaillement.

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

$$A_v = 966 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 966 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 139.43 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{13.16 \times 3.90}{2} = 25.66 \text{ KN}$$

$V_{SD} < V_{plrd}$ Condition Vérifié

CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

✓ Vérification de la rigidité

Tableau II.5 : flèche admissible donné par EC3 table 4.1 [3].

| Conditions | Limites δ_{\max} |
|-----------------------------------------------------------------------------|-------------------------|
| ▪ Terrasse non accessible | L/200 |
| ▪ Terrasse accessible | L/250 |
| ▪ Plancher en générale | L/250 |
| ▪ Plancher et terrasse supportant de finition et cloisonnement non flexible | L/250 |
| ▪ Plancher supportant de poteaux | L/400 |

Il faut vérifiée que :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{3900}{250} = 15.6 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 9.53 \times 3900^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 15.72 \text{ mm} > f_{\text{adm}} \text{ Condition non Vérifié}$$

On utilise un étaieiment donc :

$$f_{\max} = \frac{\frac{5}{2} \times 9.53 \times \frac{3900^4}{2}}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 0.49 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} \text{ Condition Vérifié}$$

✓ Vérification du déversement

La vérification de déversement il est admis que les poutres dont le sens des nervures bac d'acier est perpendiculaire sont considéré maintenues latéralement donc pas de vérification au déversement.

b. Phase finale

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

- Poids P du profile (IPE 160) Gp=0.158KN/m
- Charge permanenteGt= 6.08 KN/m²

- Sur charge d'exploitationQ = 1 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 2.70 m

✚ Combinaisons des charges :

ELU

$$qu = 1,35 [Gp + (Gt \times 2.70)] + 1,5 (Q \times 2.70)$$

$$qu = 1,35 [0.158 + (6.08 \times 2.70)] + 1,5 (1 \times 2.70)$$

$$qu = 26.42 \text{ KN/m}$$

ELS

$$qser = Gp + (Gt + Q) \times 2.70$$

$$qser = 0.158 + (6.08 + 1) \times 2.70$$

$$qser = 19.27 \text{ KN/m}$$

✚ Largeur de la plancher collaborant :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes : [10]

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2l_0/8 \\ b \end{array} \right.$$

l_0 : Largeur libre d'une poutre simple appuis .

b : l'entre axe entre les poutres .

- Dalle en béton arme d'épaisseur $t=12 \text{ cm}$.
- Coefficient d'équivalence (acier-béton) $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$
- Coefficient de retrait du béton $\epsilon = 2 \times 10^{-4}$
- Contraintes admissible des matériaux :
 Pour l'acier $f_y = 275 \text{ Mpa}$ et $\tau_e = 0.85 f_y$
 Pour le béton : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

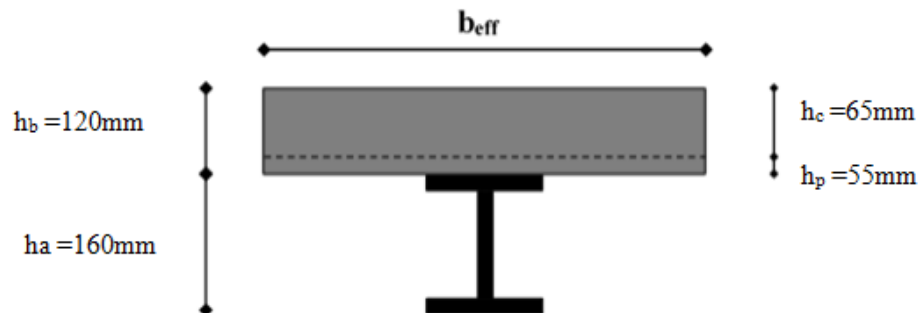


Figure II.5 : Largeur de plancher collaborant.

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \frac{3.9}{8} = 0.98 \\ 2.70 \end{array} \right. \rightarrow 0.98 \text{ m}$$

✚ Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$
 $= (0.57 \times 25 \times 980 \times 65) \times 10^{-3} = 907.73 \text{ KN}$
- $R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_0$
 $= 0.95 \times 275 \times (20.09 \times 10^2) \times 10^{-3} = 524.85 \text{ KN}$

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

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

$$M_{p.lrd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

✚ Vérifications

✓ La flexion

Il faut que : $M_{sd} < M_{p.lrd}$

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{26.42 \times 3.9^2}{8} = 50.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{p.lrd} = 524.85 \left[\frac{160}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{524.85}{907.73} \times \frac{65}{2} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{p.lrd} = 95.11 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{p.lrd} \Rightarrow$ vérifiée

$$r = 0.53 \rightarrow 53\%$$

✓ L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

A_v : Aire de cisaillement.

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

$$A_v = 966 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 966 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 139.43 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{26.42 \times 3.90}{2} = 51.52 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ Condition Vérifié

✓ Vérification de la rigidité

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq f_{\text{adm}}$$

$$q_{\text{ser}} = 19.27 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 3.9 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = I_a + \frac{hc^3 \text{ beff}}{12n} + Aa \left(\frac{ha}{2} - Zel \right)^2 + \frac{hc \cdot \text{beff}}{n} \left(\left(ha + \frac{hc + 2hp}{2} \right) - Zel \right)^2$$

$$Zel = \frac{Za \cdot Aa + Zb \cdot \frac{Ab}{n}}{Aa + \frac{Ab}{n}}$$

Avec :

$$Za = \frac{ha}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$Zb = ha + hp + \frac{hc}{2} = 247.5 \text{ mm}$$

$$Ab = hb \times \text{beff} = 120 \times 980 = 117600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } Zel = 213.33 \text{ mm}$$

$$\text{Et } I_c = 50.86 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{3900}{250} = 15.6 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 19.27 \times 3900^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 50.86 \times 10^6} = 5.43 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

$$f_{\max} = f_{\max, \text{const}} + f_{\max, \text{fin}} = 0.49 + 5.43 = 5.92 \leq f_{\text{adm}} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

2. Plancher Courant

$$G = 4.82 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

a) Phase de construction

CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher terrasse, et les résultats sont identiques.

b) Phase finale

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher terrasse sont résumés dans le tableau suivant :

$$q_u = 27.91 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 19.92 \text{ KN/m}$$

Tableau II.6 : Les vérifications dues la solive IPE160 (plancher courant).

| | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|-------------|
| Moment résistant $M_{sd,y} \leq M_{pl,Rd}$ | $M_{sd} = 53.06 \text{ KN.m}$ $M_{pl,Rd} = 95.11 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée | Ratio : 56% |
| Effort tranchant $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ | $V_{sd} = 54.42 \text{ KN}$ $V_{pl,Rd} = 139.43 \text{ KN}$ Condition vérifiée | Ratio : 39% |
| Rigidité $f_{\max} \leq \bar{f}$ | $f_{\max} = 5.62 \text{ mm}$ $\bar{f} = 15.6 \text{ mm}$ Condition vérifiée | Ratio : 36% |
| $f_{\max} = f_{\max, \text{const}} + f_{\max, \text{fin}} = 0.49 + 5.62 = 6.11 \text{ mm} \leq \bar{f}$ Condition vérifiée | | |

3. Plancher sous-sol

$$G = 4.99 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

a) Phase de construction

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher terrasse , et les résultats sont identiques.

b) Phase finale

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du plancher terrasse sont

CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

Résumés dans le tableau suivant :

$$q_u = 28.53 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 20.38 \text{ KN/m}$$

Tableau II.7 : Les vérifications dues la solive IPE160 (plancher sous-sol).

| | | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|-------------|
| Moment résistant $M_{sd,y} \leq M_{pl,Rd}$ | $M_{sd} = 54.24 \text{ KN.m}$ $M_{pl,Rd} = 95.11 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée | Ratio : 57% |
| Effort tranchant $V_{SD} \leq V_{plrd}$ | $V_{sd} = 55.63 \text{ KN}$ $V_{pl,Rd} = 139.43 \text{ KN}$ Condition vérifiée | Ratio : 40% |
| Rigidité $f_{\max} \leq \bar{f}$ | $f_{\max} = 5.75 \text{ mm}$ $\bar{f} = 15.6 \text{ mm}$ Condition vérifiée | Ratio : 21% |
| $f_{\max} = f_{\max, \text{const}} + f_{\max, \text{fin}} = 0.49 + 5.75 = 6.24 \text{ mm} \leq \bar{f}$ Condition vérifiée | | |

✚ **Conclusion** : le profilé vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement donc on opte pour les solives de terrasse, étage courant et sous-sol un IPE160.

II.4. Calcul des connecteurs : [10]

On adopte comme connecteur des goujons ductiles $\begin{cases} h : \text{hauteur du connecteur} = 95 \text{ mm} \\ d : \text{diamètre du fût} = 19 \text{ mm} \end{cases}$

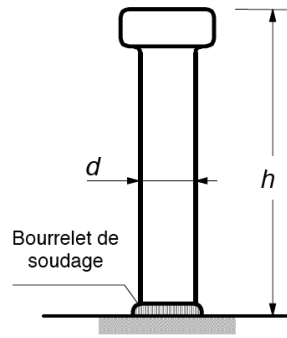


Figure II.6: les dimensions de goujon.

II.4.1. Détermination Résistance au cisaillement :

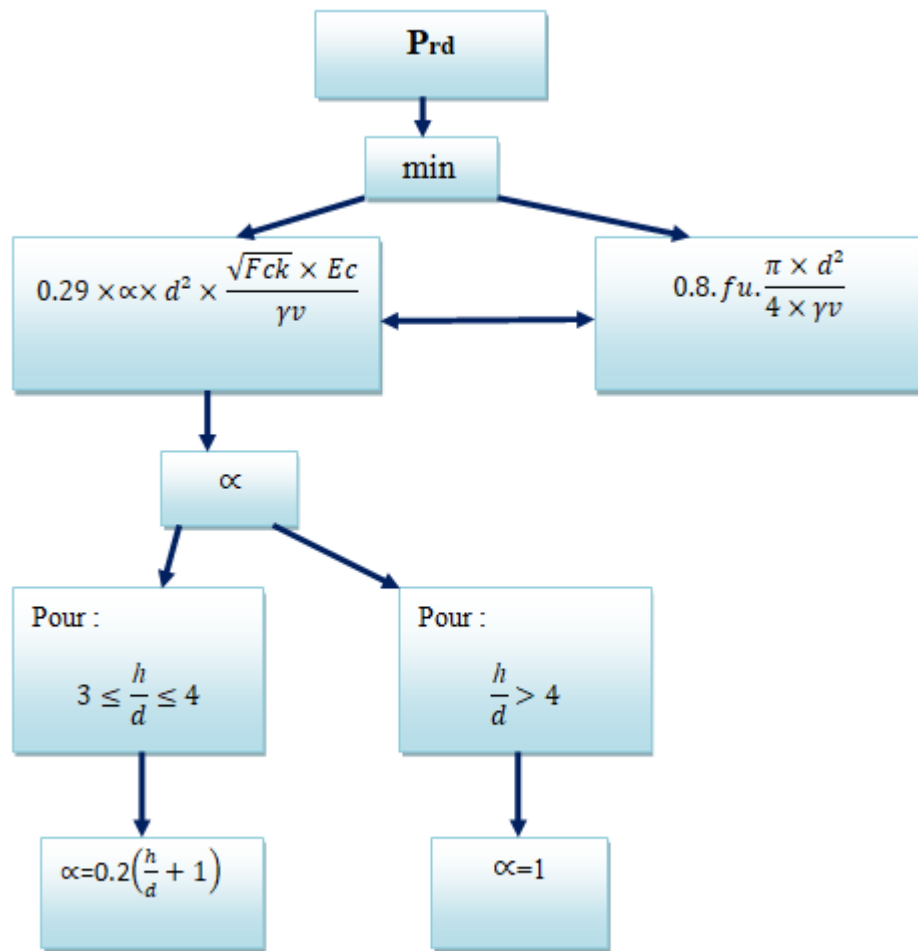


Figure II.7 : Diagramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement.

Avec :

- **d** : le diamètre du fût du goujon.
- **h** : hauteur hors tout du goujon.
- **fck** : La résistance caractéristique du béton en compression 25KN/mm².
- **Ec** : : module de Young du béton 30.5 KN /m².
- **Fu** : résistance caractéristique des connecteurs 450 N/mm² .
- **γv** : Le facteur partiel de sécurité, pris égale à 1.25 dans les deux formules (en conformité avec l'indice de fiabilité adopté dans les Eurocodes structuraux.
- **α** : Un facteur correctif.

Dans notre cas $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5 \times 10^3}}{1.25} = 73.13 \text{ KN} \\ 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 81.65 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow 73.13 \text{ KN}$$

II.4.2. Influence du sens du bac d'acier :

K_t : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} \right] - 1$$

- **Nr** = 1: Nombre de goujon par nervure
- **hp** = 55 mm
- **hc** = 95 mm (hauteur du connecteur)
- **b0** = 88,5 mm Largeur moyenne de la nervure

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \left[\frac{95}{55} \right] - 1 = 0.819 \leq 1$$

Donc

$$Prd \text{ (Résistance au cisaillement)} \times K_t \longrightarrow 73.13 \times 0.82 = 59.90 \text{ KN}$$

II.4.3. Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL

$$RL = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acier}})$$

$$RL = \inf (907.73 \text{ KN} ; 524.85 \text{ KN}) \longrightarrow RL = 524.85 \text{ KN}$$

II.4.4. Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{RL}{Prd} = \frac{524.85}{59.90} = 8.76$$

On prend 9 goujons sur la demi portée, c'est-à-dire 18 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

➤ L'espacement minimal des connecteurs

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

$$E_{max} \geq 6.h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{\text{Nbr} - 1} = \frac{3900}{18 - 1} = 229.41 \text{ mm}$$



$$95 \text{ mm} \leq 229.41 \text{ mm} \leq 570 \text{ mm}$$

on opte un $Esp = 225 \text{ mm}$

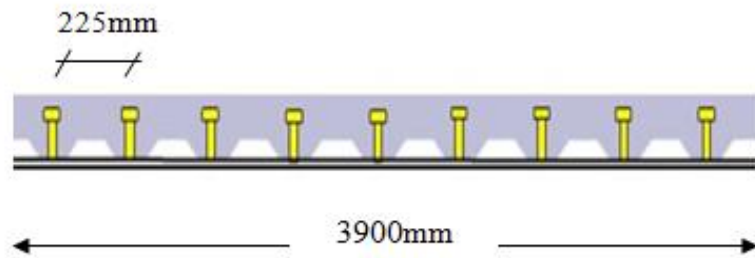


Figure II.8 : schéma des positions des connecteurs de solive.

II.5. pré dimensionnements des poutres principales :

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. Elles sont constituées généralement en profils IPE, HEA ou HEB. La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse, courant ou plancher sous-sol à une portées de 5.4m et un espacement de 3.9 m. [4]

Elle reprend une charge concentrées qui représentent la réaction de solive, et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de béton frais sur la largeur de la semelle.

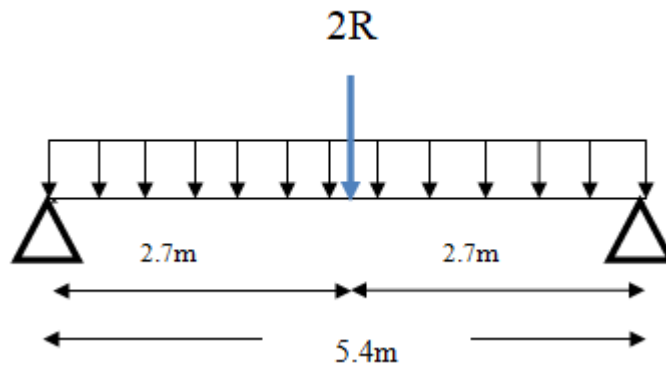


Figure II.9: Schéma statique de la poutre principale.

1. plancher Terrasse inaccessible

$$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{15}$$

Avec :

- H : la hauteur de profilé.
- L : la longueur de la poutre.

$$\frac{5400}{25} = 216\text{mm} \leq h \leq \frac{5400}{15} = 360\text{mm}$$

On choisit un IPE240

Tableau II.8 : Les caractéristiques du profilé IPE240.

| Désignation Abrégée | Poids | Section | Dimensions | | | |
|------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------------|---------------------|---------------------|--------------------------------------|
| | G (kg/ml) | A (cm ²) | h (mm) | b (mm) | tf (mm) | tw (mm) |
| IPE240 | 30.7 | 39.12 | 240 | 120 | 9.8 | 6.2 |
| | Caractéristiques | | | | | |
| | I _y (cm ⁴) | I _z (cm ⁴) | W _{ply} (cm ³) | i _y (cm) | i _z (cm) | A _v (cm ²) |
| | 3892 | 283.6 | 366.6 | 9.97 | 2.69 | 19.14 |

a. Phase de construction

- Profilé choisi : IPE240

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

- ✓ Poids propre du béton frais..... $G_b = 2.57 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Poids du bac d'acier $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- ✓ GP (poids propre de profiler IPE 240 $G_p = 0.307 \text{ KN/ml}$
- ✓ Surcharge de construction (ouvriers)..... $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

✚ Calcul les réactions des solives :

ELU
 $qu = 13.25 \text{ KN/m}$

$$R_u = \frac{qu (\text{solive}) \times L(\text{solive})}{2} \times 2$$

$$R_u = \frac{13.25 \times 3.9}{2} \times 2 = 51.68 \text{ KN}$$

ELS
 $q_{ser} = 9.59 \text{ KN/m}$

$$R_s = \frac{q_s (\text{solive}) \times L(\text{solive})}{2} \times 2$$

$$R_s = \frac{9.59 \times 3.9}{2} \times 2 = 37.4 \text{ KN}$$

✚ Combinaisons des charges :

ELU

$$qu = [1,35 \times G + 1,5 \times Q]$$

$$qu = [0.12 \times (2.57 + 0,15) + (0.307)] \times 1.35 + 1.5 (0.75 \times 0.12)$$

$$qu = 0,99 \text{ KN/m}$$

ELS

$$q_{ser} = [G + Q]$$

$$q_{ser} = [0.12 \times (2.57 + 0,15) + (0.307)] + (0.75 \times 0.12)$$

$$q_{ser} = 0.72 \text{ KN/m}$$

✚ Les vérifications :

- ✓ Moment fléchissant

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd, y} \leq M_{pl, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd, y} = \frac{qu \times L^2}{8} + \frac{Ru \times L}{4} = \frac{0.99 \times 5.4^2}{8} + \frac{51.68 \times 5.4}{4} = 73.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl, rd} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(366.6 \times 10^3) \times 275}{1.1} \times 10^{-6} = 91.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd, y} < M_{pl, rd} \quad \text{Condition Vérifié}$$

$$r = \frac{M_{sd,y}}{M_{pl,Rd}} = 0.80 \rightarrow 80\%$$

- ✓ Effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{Sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

A_v : Aire de cisaillement.

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

$$A_v = 1914.76 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 19.14 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} = 276.26 \text{ KN}$$

$$V_{Sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{R_u}{2} = \frac{0.99 \times 5.4}{2} + \frac{51.68}{2} = 28.51 \text{ KN}$$

$V_{Sd} < V_{plrd}$ **Condition Vérifié**

$$V_{Sd} < 0,5V_{plrd} \Rightarrow 28.51 \text{ KN} < 138.13 \text{ KN} \quad r = 10\%$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- ✓ Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que :

$$f_{\max} = f_1 + f_2 \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.72 \times 5400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 0.98 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{R_s \times l^3}{48 \times E \times I_y} = \frac{37.4 \times 10^3 \times 5400^3}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 15.01 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0.98 + 15.01 = 15.99 \leq f_{\text{adm}} \text{ Donc la flèche est vérifier.}$$

- ✓ Vérification du déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considéré qui la poutre ne risque pas de se déverser.

b. Phase finale

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

- Poids P du profile (IPE 240) $G_p=0.307\text{KN/m}$
- Charge permanente $G_t= 6.08 \text{ KN/m}^2$
- Sur charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

✚ Calcul les réactions des solives :

ELU
 $qu = 26.51 \text{ KN/m}$

$$Ru = \frac{qu (\text{solive}) \times L(\text{solive})}{2} \times 2$$

$$Ru = \frac{26.51 \times 3.9}{2} \times 2 = 103.38 \text{ KN}$$

ELS
 $q_{ser} = 19.34 \text{ KN/m}$

$$Rs = \frac{qs (\text{solive}) \times L(\text{solive})}{2} \times 2$$

$$Rs = \frac{19.34 \times 3.9}{2} \times 2 = 75.42 \text{ KN}$$

✚ Combinaisons des charges :

ELU

$$qu = 1,35 [G_p + (G_t \times 0.12)] + 1,5 (Q \times 0.12)$$

$$qu = 1,35 [0.307 + (6.08 \times 0.12)] + 1,5 (1 \times 0.12)$$

$$qu = 1.58 \text{ KN/m}$$

ELS

$$q_{ser} = G_p + (G_t + Q) \times 0.12$$

$$q_{ser} = 0.307 + (6.08 + 1) \times 0.12$$

$$q_{ser} = 1.16 \text{ KN/m}$$

✚ Largeur de la dalle collaborant :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes : [10]

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2l_o/8 \\ b \end{array} \right.$$

l_o : Largeur libre d'une poutre simple appuis

b : l'entre axe entre les poutres

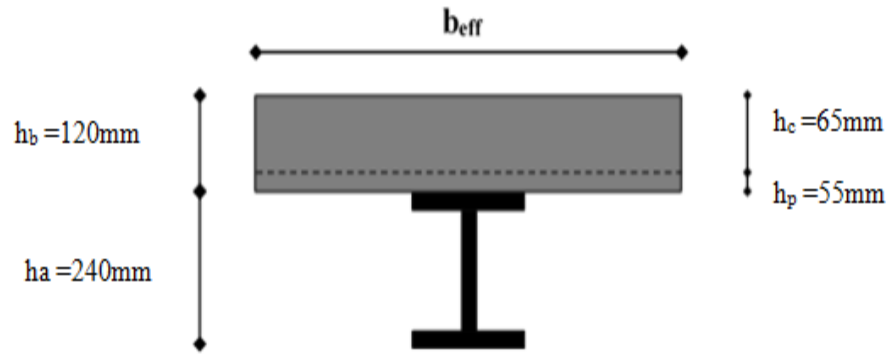


Figure II.10 : Largeur de plancher collaborant.

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \frac{5.4}{8} = 1.35 \text{ m} \\ 3.9 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow 1.35 \text{ m}$$

✚ Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$
 $= (0.57 \times 25 \times 1350 \times 65) \times 10^{-3} = 1250.43 \text{ KN}$
- $R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_0$
 $= 0.95 \times 275 \times 3912 \times 10^{-3} = 1022.01 \text{ KN}$

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

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

$$M_{p.lrd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}}}{R_{\text{béton}}} \times \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

✚ Vérifications

✓ La flexion

Il faut que : $M_{sd} < M_{p.lrd}$

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} + \frac{Ru \times L}{4} = \frac{1.58 \times 5.4^2}{8} + \frac{103.38 \times 5.4}{4} = 145.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{p.lrd} = 1022.01 \left[\frac{240}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{1022.01}{1250.43} \times \frac{65}{2} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{p.lrd} = 218.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{p.lrd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = 0.66 \rightarrow 66\%$$

✓ L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

A_v : Aire de cisaillement.

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

$$A_v = 1914.76 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = 276.26 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{R_u}{2} = \frac{1.58 \times 5.4}{2} + \frac{103.38}{2} = 55.95 \text{ KN}$$

$$V_{SD} \leq V_{plrd} \text{ Condition Vérifié}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{plrd} \Rightarrow 55.95 \text{ KN} < 138.13 \text{ KN}$$

$$r = 20\%$$

Donc Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance de la flexion.

✓ Vérification de la rigidité

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq f_{\text{adm}}$$

$$q_{\text{ser}} = 1.16 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5.4 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = I_a + \frac{hc^3 \cdot beff}{12n} + Aa \left(\frac{ha}{2} - Zel \right)^2 + \frac{hc \cdot beff}{n} \left(\left(ha + \frac{hc + 2hp}{2} \right) - Zel \right)^2$$

$$Zel = \frac{Za \cdot Aa + Zb \cdot \frac{Ab}{n}}{Aa + \frac{Ab}{n}}$$

Avec :

$$Za = \frac{ha}{2} = 120 \text{ mm}$$

$$Zb = ha + hp + \frac{hc}{2} = 327.5 \text{ mm}$$

$$Ab = hb \times beff = 120 \times 1350 = 162000 \text{ mm}^2$$

Donc : $Z_{el} = 272.32 \text{ mm}$

Et $I_c = 149.55 \times 10^6 \text{ mm}^4$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$$f_1 = \frac{5 \times 1.16 \times 5400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 149.55 \times 10^6} = 0.40 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

$$f_2 = \frac{R_s \times l^3}{48 \times E \times I_y} = \frac{75.42 \times 10^3 \times 5400^3}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 149.55 \times 10^6} = 7.87 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = f_{\text{max, const}} + f_1 + f_2 = 15.99 + 0.40 + 7.87 = 24.26 \leq f_{\text{adm}} \rightarrow \text{Condition non Vérifié}$$

Donc on utilise un étaielement dans la phase de construction :

$$f_1 = \frac{5 \times q_{\text{ser}} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{\frac{5}{2} \times 0.72 \times \frac{5400^4}{2}}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 0.030 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{R_s \times l^3}{48 \times E \times I_y} = \frac{37.4 \times 10^3 \times \frac{5400^3}{2}}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 1.87 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max, cons}} = 0.030 + 1.87 = 1.9 \leq f_{\text{adm}} \text{ Donc la flèche est vérifiée}$$

$$f_{\text{max}} = f_{\text{max, const}} + f_1 + f_2 = 1.9 + 0.40 + 7.87 = 10.17 \leq f_{\text{adm}} \rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

2. Plancher Courant

$$G = 4.82 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

a) Phase de construction

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher terrasse, et les résultats sont identiques.

b) Phase finale

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les poutres du plancher sous-sol sont

Résumés dans le tableau suivant :

$$q_u = 1.65 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 1.19 \text{ KN/m}$$

-Les réactions des solives : $R_u = 54.58 \text{ KN}$, $R_s = 38.98 \text{ KN}$

Tableau II.9: Les vérifications dues la solive IPE240 (plancher courant).

| | | |
|----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| Moment résistant $M_{sd,y} \leq M_{pl,Rd}$ | $M_{sd} = 153.38 \text{ KN.m}$ $M_{pl,Rd} = 218.34 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée | Ratio : 70 % |
| Effort tranchant $V_{SD} \leq V_{plrd}$ | $V_{sd} = 59.035 \text{ KN}$ $V_{pl,Rd} = 276.26 \text{ KN}$ Condition vérifiée | Ratio : 21% |
| Rigidité $f_{\max} \leq \bar{f}$ | $f_1 = 0.42 \text{ mm}$ $f_2 = 8.14 \text{ mm}$ $f_{\max, \text{const}} = 1.9 \text{ mm}$ $f_{\max} = 10.46 \text{ mm}$ $\bar{f} = 21.6 \text{ mm}$ Condition vérifiée | Ratio : 48 % |

3. Plancher sous-sol

$$G = 4.99 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

a) Phase de construction

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher terrasse, et les résultats sont identiques.

b) Phase finale

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les poutres du plancher sous-sol sont Résumés dans le tableau suivant :

$$q_u = 1.67 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 1.20 \text{ KN/m}$$

-Les réactions des solives : $R_u = 111.57 \text{ KN}$, $R_s = 79.75 \text{ KN}$

Tableau II.10 : Les vérifications dues la poutre IPE240 (plancher sous-sol).

| | | |
|----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|
| Moment résistant $M_{sd,y} \leq M_{pl,Rd}$ | $M_{sd}=156.70 \text{ KN.m}$ $M_{pl,rd}=218.13 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée | Ratio : 71% |
| Effort tranchant $V_{SD} \leq V_{plrd}$ | $V_{sd}=60.26 \text{ KN}$ $V_{pl,rd}= 276.26 \text{ KN}$ Condition vérifiée | Ratio : 22% |
| Rigidité $f_{\max} \leq \bar{f}$ | $f_1 =0.42 \text{ mm}$ $f_2=8.33 \text{ mm}$ $f_{\max, \text{const}}=1.9 \text{ mm}$ $f_{\max}=10.65 \text{ mm}$ $\bar{f}=21.6 \text{ mm}$ Condition vérifiée | Ratio : 49% |

✚ **Conclusion** : le profilé vérifie tout les conditions de résistance, rigidité et déversement donc on opte pour les poutres de terrasse, étage courant et sous- sol un IPE240.

II.6.Calcul des connecteurs : [10]

On adopte comme connecteur des goujons ductiles $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{ hauteur du connecteur} = 95 \text{ mm} \\ d : \text{ diamètre du fût} = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$

II.6.1.Détermination Résistance au cisaillement :

Dans notre cas $\alpha= 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25} \times 30.5 \times 10^3}{1.25} = 73.13 \text{ KN} \\ 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 81.65 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow 73.13 \text{ KN}$$

II.6.2. Influence du sens du bac d'acier :

K_t : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} \right] - 1$$

- $N_r = 1$: Nombre de goujon par nervure
- $h_p = 55$ mm
- $h_c = 95$ mm (hauteur du connecteur)
- $b_0 = 88,5$ mm Largeur moyenne de la nervure

$$k_t = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \times \left[\frac{95}{55} \right] - 1 = 0.702 \leq 1$$

Donc

Prd (Résistance au cisaillement) $\times K_t \longrightarrow 73.13 \times 0.702 = 51.34$ KN

II.6.3. Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL

$$RL = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}})$$

$RL = \inf(1250.43 \text{ KN} ; 1022.01 \text{ KN}) \longrightarrow RL = 1022.01 \text{ KN}$

II.6.4. Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{RL}{Prd} = \frac{1022.01}{51.34} = 19.91$$

On prend 20 goujons sur la demi porté , c'est-à-dire 40 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre .

➤ L'espacement minimal des connecteurs

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

$$E_{max} \geq 6. h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{Nbr - 1} = \frac{5400}{40 - 1} = 138.46 \text{ mm}$$



$$95 \text{ mm} \leq 138.46 \text{ mm} \leq 570 \text{ mm}$$

on opte un $Esp = 135$ mm

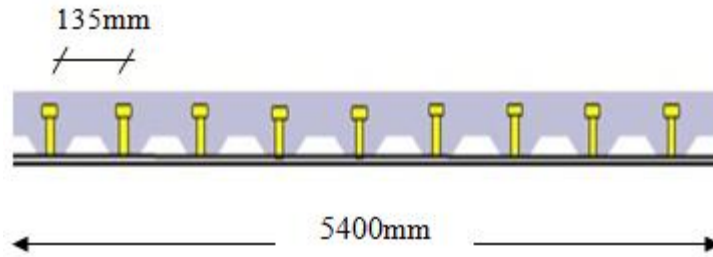


Figure II.11: schéma des positions des connecteurs de la poutre.

II.7. pré dimensionnements des poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont calculées de la même manière que les solives. Pour le calcul qui suit, on prend en considération les poutres secondaires médiane, avec un espacement entre deux poutre secondaires 5.4 m. Les résultats obtenus sont résumée dans le tableau suivant :

1. Phase de construction

Tableau II.11 : Tableau Récapitulatif pour les poutres secondaires en phase de construction.

| Niveau | Profilé | qs (KN/ml) | qu (KN/ml) | Flèche adm (mm) | Flèche max (mm) |
|--------------------------|---------|---------------|---------------|-----------------------|-----------------------|
| Sous-sol | IPE160 | 9.53 | 13.16 | 15.6 | 0.49 |
| Etage courant | IPE160 | 9.53 | 13.16 | 15.6 | 0.49 |
| Terrasse inaccessible | IPE160 | 9.53 | 13.16 | 15.6 | 0.49 |

2. Phase finale

Tableau II.12 : Tableau Récapitulatif pour les poutres secondaires en phase finale.

| Niveau | Profilé | qs (KN/ml) | qu (KN/ml) | Flèche adm (mm) | Flèche max (mm) |
|--------------------------|---------|---------------|---------------|-----------------------|-----------------------|
| Sous-sol | IPE160 | 20.38 | 28.53 | 15.6 | 5.75 |
| Etage courant | IPE160 | 19.92 | 27.91 | 15.6 | 5.62 |
| Terrasse inaccessible | IPE160 | 19.27 | 26.42 | 15.6 | 5.43 |

Choix final

Tableau II.13 : Tableau récapitulatif pour les poutres et les solives de chaque étage.

| Étage | Poutre principale | Poutre secondaire | Solive |
|-----------------------|-------------------|-------------------|--------|
| Terrasse inaccessible | IPE240 | IPE160 | IPE160 |
| Étage courant | IPE240 | IPE160 | IPE160 |
| Sous-sol | IPE240 | IPE160 | IPE160 |

II.8. pré dimensionnements des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmettre aux fondations. [4]

- **Principe de calcul**

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge

- **Étapes de pré dimensionnement**

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

- G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.
- Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

- **Loi de dégression des surcharges [1]**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_3, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment. [1]

On adoptera pour le calcul Loi de dégression conformément à ; l'article stipule que, pour les bâtiments a même usage, et dont les niveaux dépassent 5 étages, on applique une réduction de 10% sur les charges d'exploitations, comme la proposition ci-dessous

| | | |
|----------|-----|-------------------------------------------------|
| Q_0 | (0) | Q_0 |
| Q_1 | (1) | $Q_0 + Q_1$ |
| Q_2 | (2) | $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2$ |
| Q_3 | (3) | $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3$ |
| Q_4 | (4) | $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.7Q_4$ |
| Q_5 | (5) | $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4$ |
| Q_6 | (6) | $Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_6$ |
| Q_7 | (7) | |
| Q_8 | (8) | |
| Q_9 | (9) | |
| Q_{10} | | |

II.8. 1.Poteaux centraux

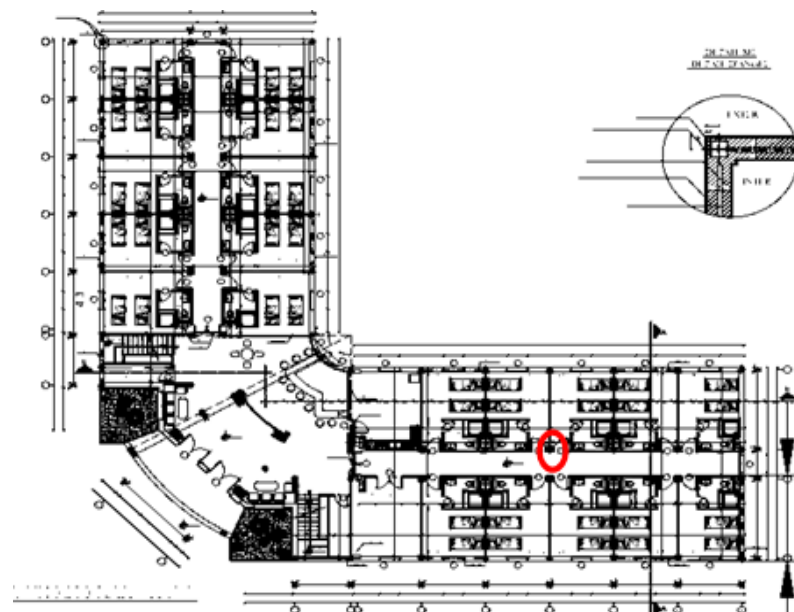


Figure II.12 : vue en plan de poteau centrale C-4.

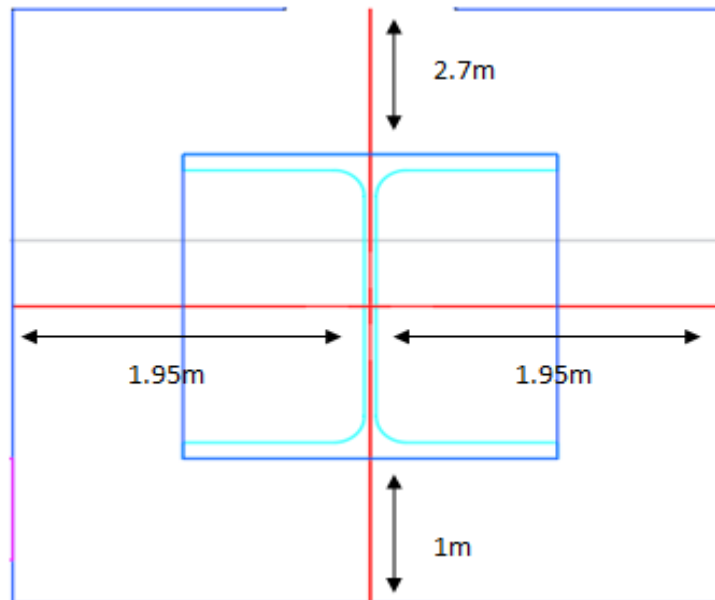


Figure II.13: surface reprise par le poteau central.

II.8. 1.1.Descente de charge :

$$S = (2.7 + 1) \times (1.95 + 1.95) = 14.43 \text{ m}^2$$

a) Charge permanent :

➤ Pour terrasse :

- poutre principale (IPE240) = $0.307 \times 5.4 = 1.66 \text{ kN}$
- poutre secondaire (IPE160) = $0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- solive(IPE160) = $1 \times 0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- $G_{\text{terrasse}} = 6.08 \times 14.43 = 87.75 \text{ kN}$
- Poids terrasse = $1.66+0.62+87.75+0.62 = 90.65 \text{ kN}$

➤ Pour étage courant :

- poutre principale (IPE240) = $0.307 \times 5.4 = 1.66 \text{ kN}$
- poutre secondaire (IPE160) = $0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- solive(IPE160) = $1 \times 0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- $G_{\text{étage courant}} = 4.82 \times 14.43 = 69.55 \text{ kN}$
- Poids étage courant = $1.66+0.62+69.55+0.62 = 72.45 \text{ kN}$

➤ Pour sous-sol :

- poutre principale (IPE240) = $0.307 \times 5.4 = 1.66 \text{ kN}$
- poutre secondaire (IPE160) = $0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- solive(IPE160) = $1 \times 0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- $G_{\text{sous-sol}} = 4.99 \times 14.43 = 72.005 \text{ kN}$

▪ $Poids_{\text{sous-sol}} = 1.66+0.62+72.005+0.62 = 74.91 \text{ kN}$

On regroupe les résultats dans un tableau

Tableau II.14 : Charges de poteaux centraux.

| Niveau | Surface (m ²) | Charge (kN) |
|----------|---------------------------|-------------|
| 9ème | 14.43 | 163.1 |
| 8ème | 14.43 | 235.55 |
| 7ème | 14.43 | 308 |
| 6ème | 14.43 | 380.45 |
| 5ème | 14.43 | 452.9 |
| 4ème | 14.43 | 525.35 |
| 3ème | 14.43 | 597.8 |
| 2ème | 14.43 | 670.25 |
| 1er | 14.43 | 742.7 |
| RDC | 14.43 | 815.15 |
| Sous-sol | 14.43 | 890.06 |

b) Charge d'exploitation :

On a :

- ✓ Plancher terrasse : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.
- ✓ Plancher étage courant : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.
- ✓ Plancher sous-sol : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

Les charges d'exploitation

- ✓ Plancher terrasse..... $1 \times 14.43 = 14.43 \text{ kN}$
- ✓ Plancher courant..... $2.5 \times 14.43 = 36.075 \text{ kN}$
- ✓ Sous-sol..... $2.5 \times 14.43 = 36.075 \text{ KN}$

Tableau II.15 : Surcharge de poteaux centraux.

| Niveau | Surcharge | \sum Surcharge | Poteaux centraux |
|----------|-----------|----------------------------------------------------|------------------|
| Terrasse | Q0 | $\Sigma_0 = Q_0=1$ | 14.43 |
| 9ème | Q1 | $\Sigma_1 = Q_0+Q_1=3.5$ | 50.50 |
| 8ème | Q2 | $\Sigma_2 = Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=5.75$ | 86.58 |
| 7ème | Q3 | $\Sigma_3 = Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)=7.75$ | 122.65 |
| 6ème | Q4 | $\Sigma_4 = Q_0+0.85 (Q_1+..+Q_4)=9.5$ | 158.73 |
| 5ème | Q5 | $\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1+.. +Q_5) = 11$ | 194.8 |
| 4ème | Q6 | $\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1+.. +Q_6) = 12,25$ | 230.88 |
| 3ème | Q7 | $\Sigma_7 = Q_0 + 0,71(Q_1+.. +Q_7) = 13,425$ | 266.95 |
| 2ème | Q8 | $\Sigma_8 = Q_0 + 0,687(Q_1+.. +Q_8) = 14,74$ | 303.025 |
| 1er | Q9 | $\Sigma_9 = Q_0 + 0,66(Q_1+.. +Q_9) = 15,85$ | 339.1 |
| RDC | Q10 | $\Sigma_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1+.. +Q_{10}) = 17,25$ | 375.17 |
| Sous-sol | Q11 | $\Sigma_{11} = Q_0 + 0,63(Q_1+.. +Q_{11}) = 18,32$ | 411.25 |

C) Pré dimensionnement des poteaux

$$N = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 890.06) + (1,5 \times 411.25) = 1818.46 \text{ KN}$$

$$N = 1818.46 \text{ kN}$$

On a :

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

$$A \geq \frac{1818.46 \times 10 \times 1.1}{275} = 72.74 \text{ cm}^2$$

Les résultats des poteaux sont regroupés dans le tableau

Tableau II.16 : Choix de profilé.

| Niveau | G (KN) | Q (KN) | Nsd(KN) | A(cm ²) | Choix de profilé |
|----------|--------|---------|---------|---------------------|------------------|
| 9ème | 163.1 | 50.50 | 295.94 | 11.83 | HEA120 |
| 8ème | 235.55 | 86.58 | 447.86 | 17.91 | HEA120 |
| 7ème | 308 | 122.65 | 599.77 | 24 | HEA120 |
| 6ème | 380.45 | 158.73 | 751.70 | 30.06 | HEA160 |
| 5ème | 452.9 | 194.8 | 903.61 | 36.14 | HEA160 |
| 4ème | 525.35 | 230.88 | 1055.54 | 42.22 | HEA180 |
| 3ème | 597.8 | 266.95 | 1207.45 | 48.29 | HEA200 |
| 2ème | 670.25 | 303.025 | 1359.37 | 54.37 | HEA220 |
| 1er | 742.7 | 339.1 | 1511.29 | 60.45 | HEA220 |
| RDC | 815.15 | 375.17 | 1663.20 | 66.52 | HEA240 |
| Sous-sol | 890.06 | 411.25 | 1818.46 | 72.74 | HEA240 |

II.8.1. 2. Vérification de la résistance au flambement :

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$

- $\gamma_{m1} = 1,1$
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1 , 2 et 3

➤ Vérification du flambement

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification de la résistance au flambement. [4]

Le flambement est un phénomène très dangereux, il affecte les pièces simplement comprimées ainsi que les pièces comprimées et fléchies. Il est dit simple pour les pièces comprimées sans flexion.

Pour la réalisation il faut que la largeur de poteau égal à la largeur de poutre donc profilé adopter HEA120 → A choisi= 25.34 cm² {b Poteau (HEA120) = 120mm ≥ b Poutre (IPE240) = 120 mm}.

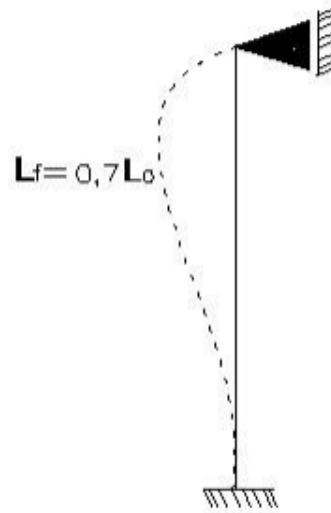


Figure II.14 : schéma statique du poteau pour RDC

Pour le niveau du RDC $L = 3.74$ m. (Encastrée - Articulé)

Tableau II.17 : caractéristiques géométriques du profilé HEA240.

| Profilé | H (mm) | b (mm) | tf (mm) | tw (mm) | A (cm ²) | Iy (cm ⁴) | Iz (cm ⁴) |
|---------|--------|--------|---------|---------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| HEA240 | 230 | 240 | 12 | 7.5 | 25.34 | 7763 | 2769 |

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ avec } f_y = 275 \text{ MPa donc } \varepsilon = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.91 \times \varepsilon = 93.91 \times 0.92 = 86.39$$

$$\chi_{\min}(\chi_y ; \chi_z) \leq 1$$

✓ Longueur flambement

$$l_{fy} = 0,7l_0 \text{ (Encastrée - Articulé)}$$

$$l_{fy} = 0,7 \times 3,74 \rightarrow l_{fy} = 2,618 \text{ m}$$

✓ Elancement maximale

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 94,54 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{2,618 \times 10^3}{94,54} = 27,69$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 60,02 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2.618 \times 10^3}{60.02} = 43.62 \text{ mm}$$

$\lambda_y < \lambda_z$ plan de flambement y-y et Axe de flambement z-z .

✓ Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0.50 > 0.2$$

Y'a un risque de flambement.

✓ Vérification de flambement

Choix de la courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = 0.95 < 1.2$$

$$t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

→ Courbe de flambement c ⇒ $\alpha = 0,49$

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

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0.50 - 0,2) + 0.50^2] = 0.70$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.84$$

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{sd} \leq \left[\frac{0.84 \times 1 \times (76.84 \times 10^2) \times 275}{1.1} \right] \times 10^{-3}$$

$$N_{sd} \leq 1613.64 \text{ KN}$$

1663.20 KN ≥ 1613.64 KN Condition non vérifiée

✚ Remarque : Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant.

Tableau II.18 : Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux.

| Niveau | H (m) | Profilé | Nsd (KN) | Nbrd (kN) | Vérifier | Profilé | Nbrd (KN) | Vérifier |
|----------|-------|---------|----------|-----------|----------|---------|-----------|----------|
| 9ème | 3.68 | HEA120 | 295.94 | 348.42 | Oui | HEA120 | 348.42 | Oui |
| 8ème | 3.68 | HEA120 | 447.86 | 348.42 | Non | HEA160 | 668.78 | Oui |
| 7ème | 3.68 | HEA120 | 599.77 | 348.42 | Non | HEA160 | 668.78 | Oui |
| 6ème | 3.68 | HEA160 | 751.70 | 668.78 | Non | HEA180 | 837.125 | Oui |
| 5ème | 3.68 | HEA160 | 903.61 | 668.78 | Non | HEA200 | 1049.68 | Oui |
| 4ème | 3.68 | HEA180 | 1055.54 | 837.125 | Non | HEA220 | 1302.88 | Oui |
| 3ème | 3.68 | HEA200 | 1207.45 | 1049.68 | Non | HEA220 | 1302.88 | Oui |
| 2ème | 3.68 | HEA220 | 1359.37 | 1302.88 | Non | HEA240 | 1613 | Oui |
| 1er | 3.68 | HEA220 | 1511.29 | 1302.88 | Non | HEA240 | 1613 | Oui |
| RDC | 3.74 | HEA240 | 1663.20 | 1613 | Non | HEA260 | 1844.92 | Oui |
| Sous-sol | 3.68 | HEA240 | 1818.46 | 1613 | Non | HEA260 | 1844.92 | Oui |

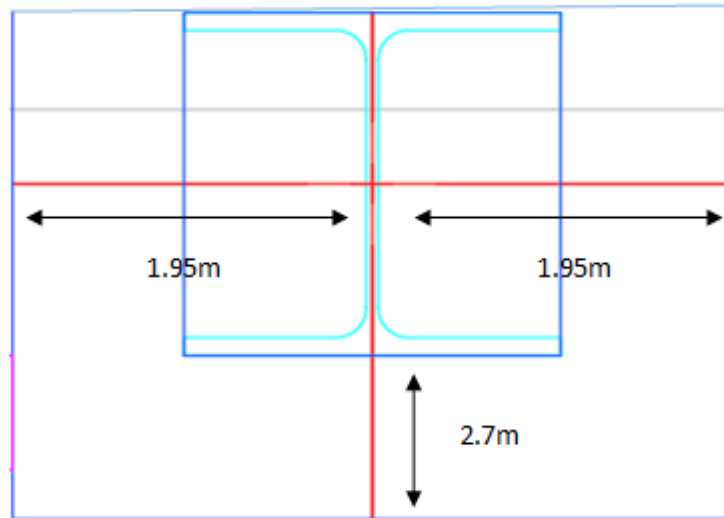
II.8. 2.Poteaux de rive

Figure II.15 : surface reprise par le poteau de rive.

$$S = 2.7 \times (1.95 + 1.95) = 10.53 \text{ m}^2$$

a) Charge permanent :➤ Pour terrasse :

- Poutre principale (IPE240) = $0.307 \times 5.4 = 1.66 \text{ kN}$
- Poutre secondaire (IPE160) = $0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- Solive (IPE160) = $1 \times 0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- $G_{\text{terrasse}} = 6.08 \times 10.53 = 64.02 \text{ kN}$
- Poids terrasse = $1.66+0.62+64.02+0.62 = 66.92 \text{ kN}$

➤ Pour étage courant :

- Poutre principale (IPE240) = $0.307 \times 5.4 = 1.66 \text{ kN}$
- Poutre secondaire (IPE160) = $0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- Solive (IPE160) = $1 \times 0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- $G_{\text{étage courant}} = 4.82 \times 10.53 = 50.75 \text{ kN}$
- Poids étage courant = $1.66+0.62+50.75+0.62 = 53.65 \text{ kN}$

➤ Pour sous-sol :

- Poutre principale (IPE240) = $0.307 \times 5.4 = 1.66 \text{ kN}$
- Poutre secondaire (IPE160) = $0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- Solive (IPE160) = $1 \times 0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$
- $G_{\text{sous-sol}} = 4.99 \times 10.53 = 52.54 \text{ kN}$
- Poids sous-sol = $1.66+0.62+52.54+0.62 = 55.44 \text{ kN}$

On regroupe les résultats dans un tableau

Tableau II.19 : Charges de poteaux de rive.

| Niveau | Surface (m ²) | Charge G (kN) |
|------------------|---------------------------|---------------|
| 9 ^{ème} | 10.53 | 120.57 |
| 8 ^{ème} | 10.53 | 174.22 |
| 7 ^{ème} | 10.53 | 227.97 |
| 6 ^{ème} | 10.53 | 281.52 |
| 5 ^{ème} | 10.53 | 335.17 |
| 4 ^{ème} | 10.53 | 388.82 |
| 3 ^{ème} | 10.53 | 442.47 |
| 2 ^{ème} | 10.53 | 496.12 |
| 1 ^{er} | 10.53 | 549.77 |
| RDC | 10.53 | 603.42 |
| Sous-sol | 10.53 | 658.86 |

b) Charge d'exploitation :

On a :

- ✓ Plancher terrasse : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.
- ✓ Plancher étage courant : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.
- ✓ Plancher sous-sol : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

Les charges d'exploitation

- ✓ Plancher terrasse..... $1 \times 10.53 = 10.53 \text{ kN}$
- ✓ Plancher courant..... $2.5 \times 10.53 = 26.33 \text{ kN}$
- ✓ Sous-sol..... $2.5 \times 10.53 = 26.33 \text{ KN}$

Tableau II .20: surcharges de poteaux de rive.

| Niveau | Surcharge | Σ Surcharge | Poteaux de rive |
|----------|-----------|----------------------------------------------------|-----------------|
| Terrasse | Q0 | $\Sigma_0 = Q_0=1$ | 10.53 |
| 9ème | Q1 | $\Sigma_1 = Q_0+Q_1=3.5$ | 36.86 |
| 8ème | Q2 | $\Sigma_2 = Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=5.75$ | 63.19 |
| 7ème | Q3 | $\Sigma_3 = Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)=7.75$ | 89.52 |
| 6ème | Q4 | $\Sigma_4 = Q_0+0.85 (Q_1+..+Q_4)=9.5$ | 115.85 |
| 5ème | Q5 | $\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1+.. +Q_5) = 11$ | 142.18 |
| 4ème | Q6 | $\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1+.. +Q_6) = 12,25$ | 168.51 |
| 3ème | Q7 | $\Sigma_7 = Q_0 + 0,71(Q_1+.. +Q_7) = 13,425$ | 194.84 |
| 2ème | Q8 | $\Sigma_8 = Q_0 + 0,687(Q_1+.. +Q_8) = 14,74$ | 221.17 |
| 1er | Q9 | $\Sigma_9 = Q_0 + 0,66(Q_1+.. +Q_9) = 15,85$ | 247.5 |
| RDC | Q10 | $\Sigma_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1+.. +Q_{10}) = 17,25$ | 273.83 |
| Sous-sol | Q11 | $\Sigma_{11} = Q_0 + 0,63(Q_1+.. +Q_{11}) = 18,32$ | 300.16 |

c) Pré dimensionnement des poteaux

$$N = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 658.86) + (1,5 \times 300.16) = 1339.70 \text{ KN}$$

$$N = 1339.70 \text{ kN}$$

On a :

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

$$A \geq \frac{1339.70 \times 10 \times 1.1}{275} = 53.59 \text{ cm}^2$$

Les résultats des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivant

CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

Tableau II .21: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux de rive.

| Niveau | G (KN) | Q (KN) | Nsd (KN) | A(cm ²) | Choix de profilé |
|------------------|--------|--------|----------|---------------------|------------------|
| 9 ^{ème} | 120.57 | 36.86 | 218.06 | 8.72 | HEA100 |
| 8 ^{ème} | 174.22 | 63.19 | 329.98 | 13.19 | HEA120 |
| 7 ^{ème} | 227.97 | 89.52 | 442.04 | 17.68 | HEA120 |
| 6 ^{ème} | 281.52 | 115.85 | 553.82 | 22.15 | HEA160 |
| 5 ^{ème} | 335.17 | 142.18 | 665.74 | 26.22 | HEA160 |
| 4 ^{ème} | 388.82 | 168.51 | 777.67 | 31.10 | HEA180 |
| 3 ^{ème} | 442.47 | 194.84 | 889.59 | 35.58 | HEA180 |
| 2 ^{ème} | 496.12 | 221.17 | 1001.51 | 40.06 | HEA200 |
| 1 ^{er} | 549.77 | 247.5 | 1113.43 | 44.54 | HEA200 |
| RDC | 603.42 | 273.83 | 1225.36 | 49.01 | HEA220 |
| Sous-sol | 658.86 | 300.16 | 1339.70 | 53.59 | HEA220 |

Tableau II .22 : Choix de profilé des poteaux de rive.

| Niveau | H | Profilé | Nsd(kN) | Nbrd(kN) | Vérifier |
|------------------|------|---------|---------|----------|----------|
| 9 ^{ème} | 3.68 | HEA100 | 106.14 | 228.33 | Oui |
| 8 ^{ème} | 3.68 | HEA100 | 218.06 | 228.33 | Oui |
| 7 ^{ème} | 3.68 | HEA120 | 329.98 | 384.425 | Oui |
| 6 ^{ème} | 3.68 | HEA160 | 442.04 | 668.78 | Oui |
| 5 ^{ème} | 3.68 | HEA160 | 553.82 | 668.78 | Oui |
| 4 ^{ème} | 3.68 | HEA160 | 665.74 | 668.78 | Oui |
| 3 ^{ème} | 3.68 | HEA180 | 777.67 | 837.125 | Oui |
| 2 ^{ème} | 3.68 | HEA200 | 889.59 | 1049.68 | Oui |
| 1 ^{er} | 3.68 | HEA200 | 1001.51 | 1049.68 | Oui |
| RDC | 3.74 | HEA220 | 1113.43 | 1302.88 | Oui |
| Sous-sol | 3.68 | HEA220 | 1225.36 | 1302.88 | Oui |

II.8. 3.Poteaux d'angles

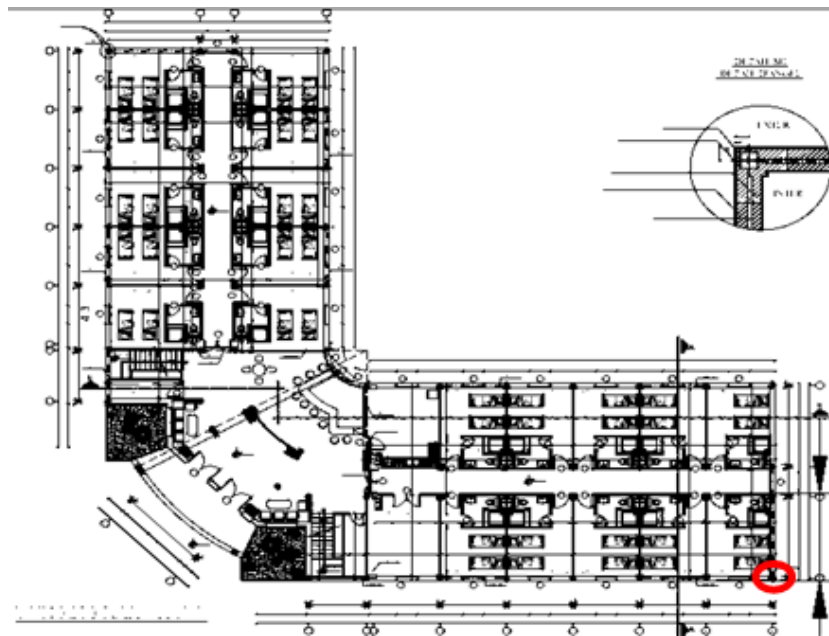


Figure II.16 : vue en plan de poteau d'angle A-1.

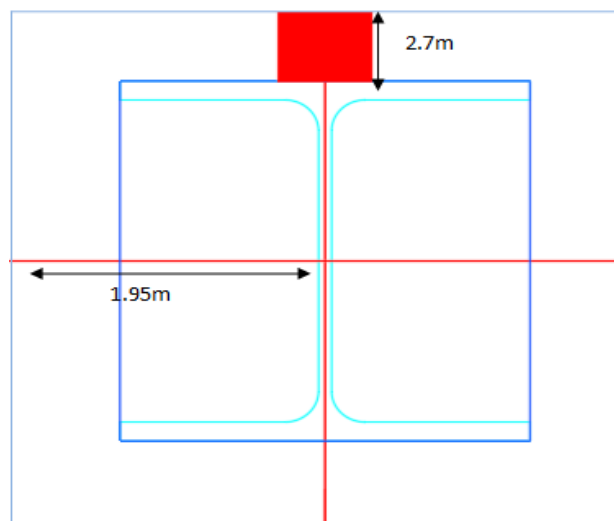


Figure II.17 : surface reprise par le poteau d'angle.

$$S = 2.7 \times 1.95 = 5.27 \text{ m}^2$$

a) Charge permanent :

➤ Pour terrasse :

- poutre principale (IPE240) = $0.307 \times 5.4 = 1.66 \text{ kN}$
- poutre secondaire (IPE160) = $0.158 \times 3.9 = 0.62 \text{ kN}$

- solive(IPE160) = $1 \times 0.158 \times 3.9 = 0.62$ kN
- $G_{\text{terrasse}} = 6.08 \times 5.27 = 32.042$ kN
- Poids terrasse = $1.66+0.62+32.042+0.62 = 34.934$ kN

➤ Pour étage courant :

- poutre principale (IPE240) = $0.307 \times 5.4 = 1.66$ kN
- poutre secondaire (IPE160) = $0.158 \times 3.9 = 0.62$ kN
- solive(IPE160) = $1 \times 0.158 \times 3.9 = 0.62$ kN
- $G_{\text{étage courant}} = 4.82 \times 5.27 = 25.401$ kN
- Poids étage courant = $1.66+0.62+25.40+0.62 = 28.293$ kN

➤ Pour sous-sol :

- poutre principale (IPE240) = $0.307 \times 5.4 = 1.66$ kN
- poutre secondaire (IPE160) = $0.158 \times 3.9 = 0.62$ kN
- solive(IPE160) = $1 \times 0.158 \times 3.9 = 0.62$ kN
- $G_{\text{sous-sol}} = 4.99 \times 5.27 = 26.297$ kN
- Poids sous-sol = $1.66+0.62+26.297+0.62 = 29.189$ kN

On regroupe les résultats dans un tableau

Tableau II .23: Charges de poteaux d'angle.

| Niveau | Surface (m ²) | Charge G (kN) |
|----------|---------------------------|---------------|
| 9ème | 10.53 | 63.227 |
| 8ème | 10.53 | 91.52 |
| 7ème | 10.53 | 119.813 |
| 6ème | 10.53 | 148.106 |
| 5ème | 10.53 | 176.399 |
| 4ème | 10.53 | 204.692 |
| 3ème | 10.53 | 232.985 |
| 2ème | 10.53 | 261.278 |
| 1er | 10.53 | 289.571 |
| RDC | 10.53 | 317.864 |
| Sous-sol | 10.53 | 347.053 |

b) Charge d'exploitation :

On a :

- ✓ Plancher terrasse : $Q = 1$ kN/m².
- ✓ Plancher étage courant : $Q = 2,5$ kN/m².
- ✓ Plancher sous-sol : $Q = 2,5$ kN/m².

Les charges d'exploitation

- ✓ Plancher terrasse..... $1 \times 5.27 = 5.27$ kN
- ✓ Plancher courant..... $2.5 \times 5.27 = 13.175$ kN
- ✓ Sous-sol..... $2,5 \times 5.27 = 13.175$ KN

Tableau II .24: surcharges de poteaux d'angle.

| Niveau | Surcharge | Σ Surcharge | Poteaux d'angle |
|----------|-----------|----------------------------------------------------------|-----------------|
| Terrasse | Q0 | $\Sigma_0 = Q_0 = 1$ | 5.27 |
| 9ème | Q1 | $\Sigma_1 = Q_0 + Q_1 = 3.5$ | 18.445 |
| 8ème | Q2 | $\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 5.75$ | 31.62 |
| 7ème | Q3 | $\Sigma_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 7.75$ | 44.795 |
| 6ème | Q4 | $\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + \dots + Q_4) = 9.5$ | 57.97 |
| 5ème | Q5 | $\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5) = 11$ | 71.145 |
| 4ème | Q6 | $\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) = 12,25$ | 84.32 |
| 3ème | Q7 | $\Sigma_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7) = 13,425$ | 97.495 |
| 2ème | Q8 | $\Sigma_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8) = 14,74$ | 110.67 |
| 1er | Q9 | $\Sigma_9 = Q_0 + 0,66(Q_1 + \dots + Q_9) = 15,85$ | 123.845 |
| RDC | Q10 | $\Sigma_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10}) = 17,25$ | 137.02 |
| Sous-sol | Q11 | $\Sigma_{11} = Q_0 + 0,63(Q_1 + \dots + Q_{11}) = 18,32$ | 150.195 |

c) Pré dimensionnement des poteaux

$$N = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 347.053) + (1,5 \times 150.195)$$

$$N = 693.814 \text{ kN}$$

On a:

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

CHAPITRE II PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

$$A \geq \frac{693.814 \times 10 \times 1.1}{275} = 27.75 \text{ cm}^2$$

Les résultats des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants

Tableau II .25 : Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux d'angles.

| Niveau | Charge G (kN) | Charge Q (kN) | Nsd(kN) | A(cm ²) | Choix de profilé |
|----------|---------------|---------------|---------|---------------------|------------------|
| 9ème | 63.227 | 18.445 | 113.024 | 4.521 | HEA100 |
| 8ème | 91.52 | 31.62 | 170.982 | 6.839 | HEA120 |
| 7ème | 119.813 | 44.795 | 228.940 | 9.157 | HEA120 |
| 6ème | 148.106 | 57.97 | 286.898 | 11.675 | HEA120 |
| 5ème | 176.399 | 71.145 | 344.856 | 13.794 | HEA140 |
| 4ème | 204.692 | 84.32 | 402.814 | 16.112 | HEA140 |
| 3ème | 232.985 | 97.495 | 460.772 | 18.430 | HEA160 |
| 2ème | 261.278 | 110.67 | 518.730 | 20.749 | HEA160 |
| 1er | 289.571 | 123.845 | 576.688 | 23.067 | HEA160 |
| RDC | 317.864 | 137.02 | 634.646 | 25.385 | HEA180 |
| Sous-sol | 347.053 | 150.195 | 693.814 | 27.75 | HEA100 |

Tableau II .26: Choix de profilé des poteaux d'angles.

| Niveau | H | Profilé | Nsd(kN) | Nbrd(kN) | Vérifier |
|----------|------|---------|---------|----------|----------|
| 9ème | 3.68 | HEA100 | 113.024 | 228.33 | Oui |
| 8ème | 3.68 | HEA100 | 170.982 | 228.33 | Oui |
| 7ème | 3.68 | HEA120 | 228.940 | 384.425 | Oui |
| 6ème | 3.68 | HEA120 | 286.898 | 384.425 | Oui |
| 5ème | 3.68 | HEA120 | 344.856 | 348.425 | Oui |
| 4ème | 3.68 | HEA140 | 402.814 | 487.01 | Oui |
| 3ème | 3.68 | HEA140 | 460.772 | 487.01 | Oui |
| 2ème | 3.68 | HEA160 | 518.730 | 668.78 | Oui |
| 1er | 3.68 | HEA160 | 576.688 | 668.78 | Oui |
| RDC | 3.74 | HEA160 | 634.646 | 668.78 | Oui |
| Sous-sol | 3.68 | HEA180 | 693.814 | 837.125 | Oui |

✓ Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le pré dimensionnement des éléments principaux en appliquant les formules existantes dans les règlements.

Cette étude nous a permis de choisir les éléments adéquats qui peuvent tenir la structure stable, le choix des profilés finals est comme suit :

- Les poutres principales IPE 240.
- Les poutres secondaires IPE 160.
- Les solives IPE 160.
- Les poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.27 : Le choix finals des poteaux.

| Les étages | Les profilés |
|--------------------------------------------------------|--------------|
| 7 ^{ème} , 8 ^{ème} , 9 ^{ème} | HEA160 |
| 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} | HEA220 |
| 1 ^{ère} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} | HEA240 |
| Sous sol, RDC | HEA260 |

CHAPITRE III
ETUDE CLIMATIQUE

III.1. Introduction

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent, Le règlement RNV 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie dont la hauteur est inférieure à 200 m .[2]

III.2. Calcul de la charge de la neige « S » :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante : $S = \mu \times S_k$

- S_k (kN/m²) : charge de neige sur le sol, par unité de « KN/m² » DTR RNV2013.
- μ : est le coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture.(Tableau 6.2. [2]).

Le bâtiment étudié se situe dans la wilaya d'Ain temouchent avec les données suivantes :

- Zone : B $\rightarrow S_k = \frac{0.04H+10}{100}$
- Altitude (H) : 250m .
- $\alpha = 0^\circ$ (Toiture plate) On suppose que la neige est sur toute la toiture $\rightarrow \mu = 0.8$ Pour $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$.

$$S_k = \frac{0.04 \times 250 + 10}{100} = 0.2 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.8 \times 0.2 = 0.16 \text{ KN/m}^2$$



Figure III.1 : Effet de Neige sur Toiture.[12]

III.3.Calcul de la charge du vent

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent au toutes les directions possibles. L'effet Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :[8]

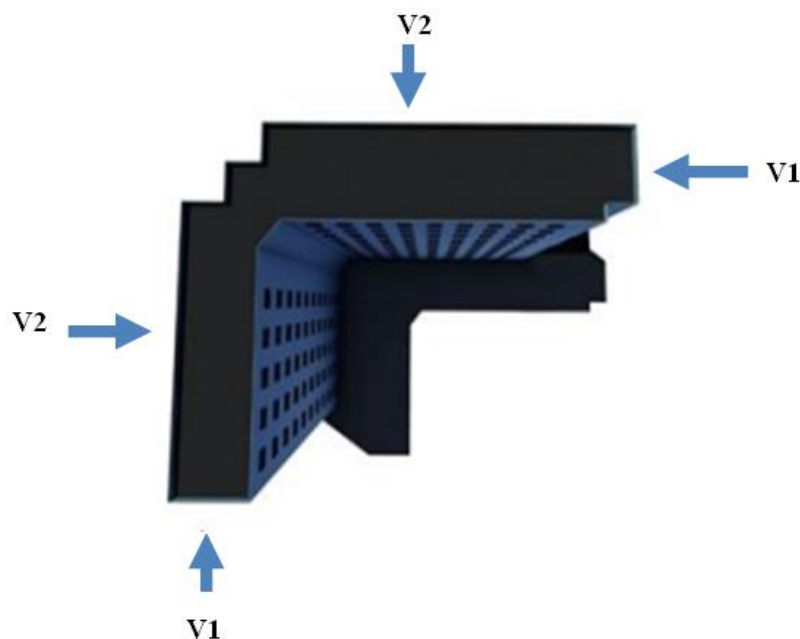
- La direction
- L'intensité
- La région
- Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

III.3.1 Données relatives au site

- Site plat : $C_t(Z) = 1$ pour $\phi \leq 0,05$
- Zone II : $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$, $V_{réf} = 27 \text{ m/s}$
- Catégories de terrain IV

Tableau III .1 : Définition des catégories de terrain.[2]

| Catégorie de terrain | K_t | Z_0 (m) | Z_{min} (m) | ϵ |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|-----------|---------------|------------|
| Zone 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 |



FigureIII.2: direction de vent du bâtiment étudié.

III.3.1. Hypothèses de calcul

On suppose que notre structure est du forme régulière (le vent souffle dans les deux directions).

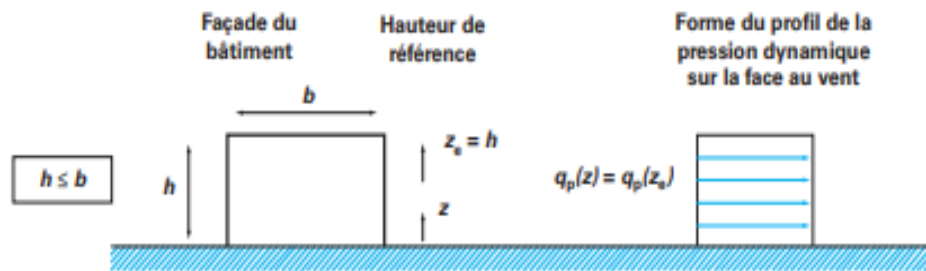


Figure III.3: hauteur de référence Ze et profil correspondant de la pression dynamique.[2]

✚ Direction V1 On a :

- La hauteur de référence est : $h < b$
- $h = 35.42\text{m}$; $b = 39.17\text{ m}$.
- $z_e = h \Rightarrow q_p(z) = q_p(z_e)$

❖ Pression dynamique de pointe La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par : [2]

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

❖ Coefficient de rugosité : Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, Il est défini par la loi suivant : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots\dots\dots \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200\text{m} . \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) \dots\dots\dots \text{pour } Z < Z_{min} . \end{array} \right.$$

❖ Coefficient de topographie : Le site où notre projet se situe est plat $C_t = 1$

❖ Intensité de turbulence : L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation : [2]

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) \times \ln\frac{z}{z_0}} \text{ pour } Z > Z_{min} \\ \frac{1}{C_t(z) \times \ln\frac{Z_{min}}{z_0}} \text{ pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

TableauIII.2: valeur de pression dynamique(qp).

| Ze (m) | $Iv(z)$ | $Cr(z)$ | $Ce(z)$ | $qréf$ (N/m ²) | qp (N/m ²) |
|----------|---------|---------|---------|----------------------------|--------------------------|
| 35.42 | 0.280 | 0.835 | 2.064 | 435 | 897.84 |

- ❖ Détermination de la pression dynamique : La pression dynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :[2]

$$W(z_j) = qp(z_e) \times [Cpe - Cpi] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

- ❖ Coefficients de pressions extérieures Cpe : Le coefficient de pression extérieure s'obtient à partir des formules suivantes : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} Cpe = Cpe,1 \text{ si : } S < 1 \text{ m}^2 \\ Cpe = Cpe,1 + (Cpe,10 - Cpe,1) \times \log_{10}(S) \text{ si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \\ Cpe = Cpe,10 \text{ si : } S > 10 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

1) Paroi Verticale

On a :

$$d=39.27\text{m} ; b=35.42\text{m} ; h=35.42\text{m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (35.42 ; 70.34) \text{ d'où : } e=35.42\text{m}$$

On a : $e > d$ donc il existe trois zones A, B, C.

$$S_A = e/5 \times h = 250.91 \text{ m}^2$$

$$S_B = (e - e/5) \times h = 1003.66 \text{ m}^2$$

$$S_C = (d-e) \times h = 136.36 \text{ m}^2$$

$$S_D = S_E = e \times h = 1254.57 \text{ m}^2$$

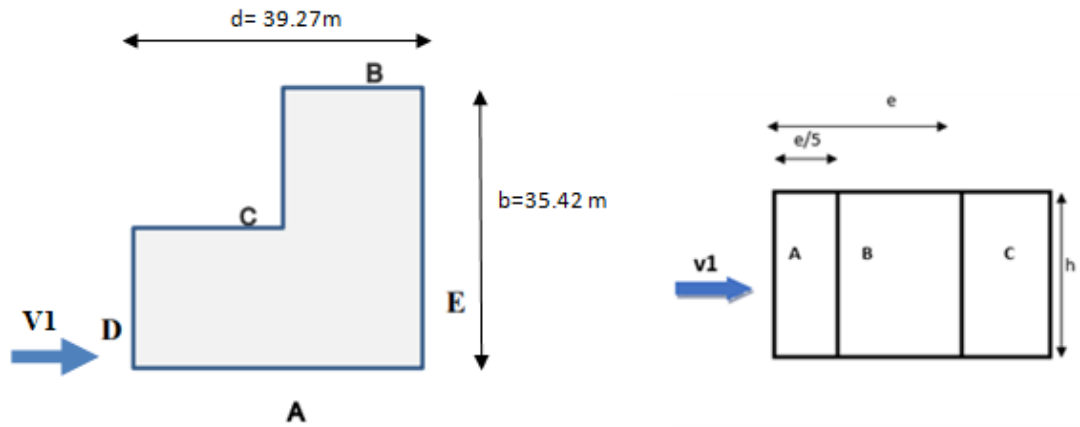


Figure III.4 : Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V1.

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3 : coefficient de pression extérieure.

| Zone | Surface (m ²) | Cpe |
|------|----------------------------------|------|
| A | 250.91 > 10 = Cpe ₁₀ | -1 |
| B | 1003.66 > 10 = Cpe ₁₀ | -0.8 |
| C | 136.36 > 10 = Cpe ₁₀ | -0.5 |
| D | 1254.57 > 10 = Cpe ₁₀ | +0.8 |
| E | 1254.57 > 10 = Cpe ₁₀ | -0.3 |

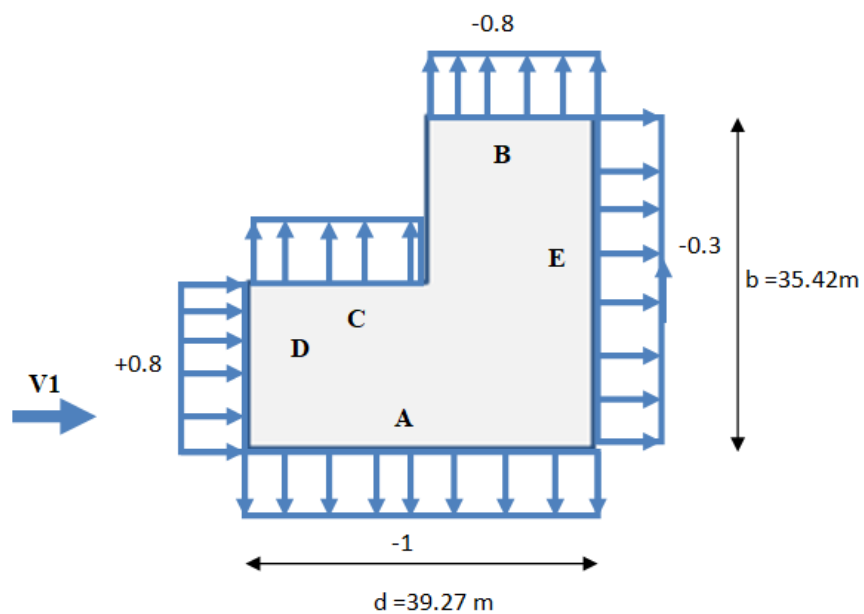


Figure III. 5 : Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V1)

- ❖ Coefficient de pression intérieure : Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la Figure 5,14 du [2] avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :[2]

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } cpe < 10}{\sum \text{des surfaces de toute les ouvertures}}$$

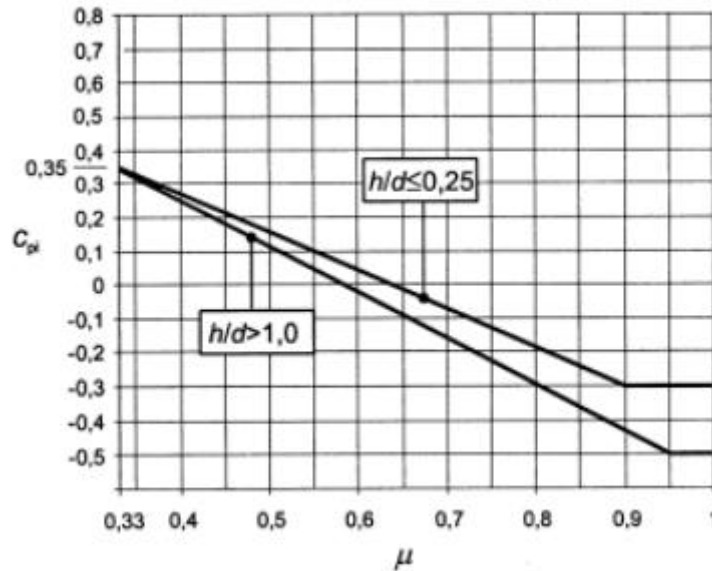


Figure III.6: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.[2]

On a : $\mu_p = \frac{373,61}{781,41} = 0,48$

$h/d = 0,90$

$0,25 < \frac{h}{d} = 0,90 < 1$ donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de C_{pi} est :

$\mu_p = 0,48$ et $h/d < 1 \rightarrow C_{pi} = 0,1$

$\mu_p = 0,48$ et $h/d = 0,25 \rightarrow C_{pi} = 0,15$

$\mu_p = 0,48$ et $h/d = 0,90 \rightarrow C_{pi} = 0,10$

$c_{pi} = 0,1 + \frac{0,15 - 0,1}{0,25 - 1} \times (0,90 - 1) = 0,10$

- ❖ Pression aérodynamique $W(z_e)$: Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la formule : [2]

$$W(z_e) = q_p \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

Les résultants de $W(Z_e)$ [N/m²] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 4: Pression aérodynamique de V1.

| Zone | Cpe | Cpi | qp (z) | W(ze) |
|------|------|------|--------|----------|
| A | -1 | 0.10 | 995.71 | -1095.28 |
| B | -0.8 | 0.10 | 995.71 | -896.139 |
| D | +0.8 | 0.10 | 995.71 | 696.99 |
| E | -0.3 | 0.10 | 995.71 | -398.28 |

2) Toiture plate

On a

- Acrotère → hp=0.60 m

-hp/h = 0.01 → hp/h=0.025 (DTR page 82)

e=35.42 m; d=39.27m

TableauIII.5: Pression aérodynamique de la toiture .

| Zone | Aire | Cpe | Cpi | qp (z) | W(ze) |
|------|--------|------|------|--------|----------|
| F | 31.36 | -1.6 | 0.10 | 897.84 | -1526.32 |
| G | 62.73 | -1.1 | 0.10 | 897.84 | -1077.40 |
| H | 501.83 | -0.7 | 0.10 | 897.84 | -718.272 |
| I | 627.29 | -0.2 | 0.10 | 897.84 | -269.35 |

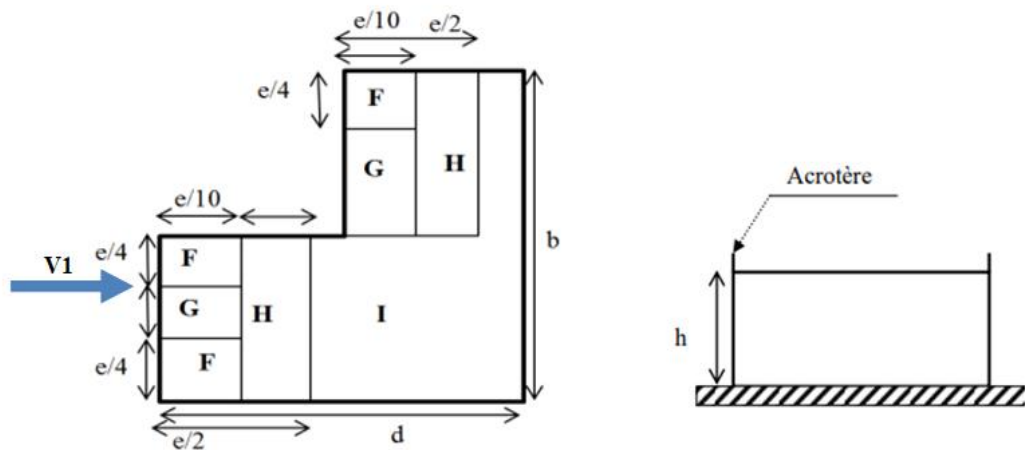


Figure III.7: Schéma de la toiture pour V1.

✚ Direction V2

On a :

- La hauteur de référence est : $h < b$

- $h = 35.42\text{m}$; $b = 39.27\text{ m}$.

1) Paroi Verticale :

On a :

$d = 35.42\text{m}$; $b = 39.27\text{m}$; $h = 35.42\text{m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(39.27 ; 70.84)$ d'où : $e = 39.27\text{ m}$

On a : $e > d$ donc il existe deux zones A' ,B'.

$$S_{A'} = \frac{e}{5} \times h = 278.18\text{ m}^2$$

$$S_{B'} = (e - \frac{e}{5}) \times h = 976.38\text{ m}^2$$

$$S_D = SE = e \times h = 1390.94\text{ m}^2$$

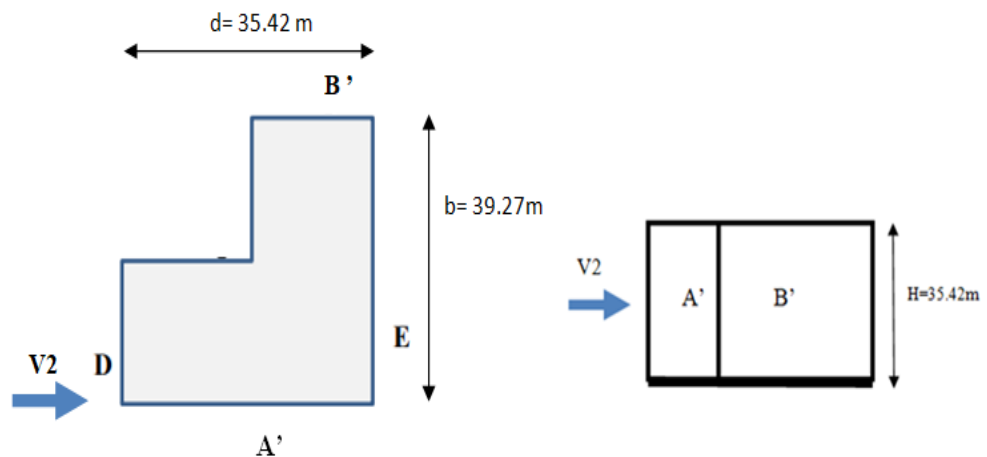


Figure III.8: Vue en élévation des zones pression des parois verticales sens V2.

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6: coefficient de pression extérieure.

| Zone | Surface (m ²) | Cpe |
|------|----------------------------------|------|
| A' | 278.18 > 10 = Cpe ₁₀ | -1 |
| B' | 976.38 > 10 = Cpe ₁₀ | -0.8 |
| D | 1390.94 > 10 = Cpe ₁₀ | +0.8 |
| E | 1390.94 > 10 = Cpe ₁₀ | -0.3 |

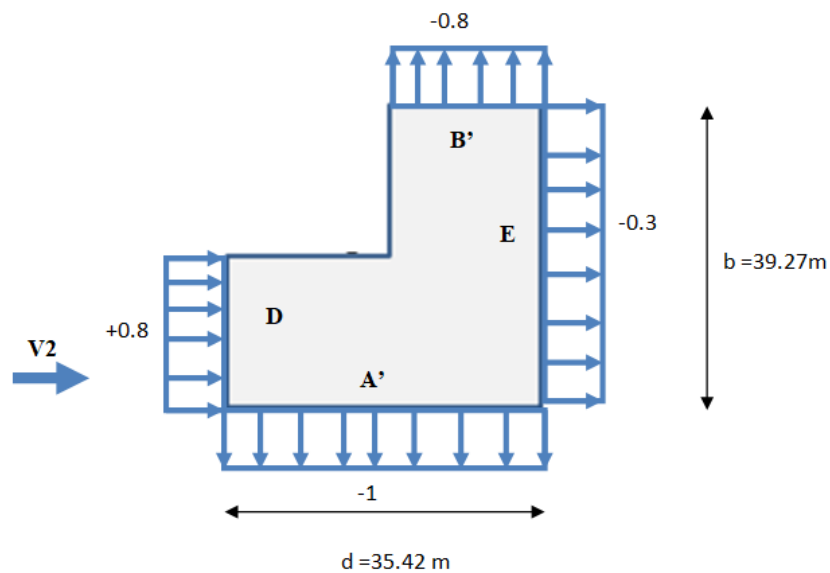


Figure III. 9 : Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V2).

- ❖ Pression aérodynamique W(ze) : Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la formule: [2]

$$W(ze) = qp \times [Cpe - Cpi].$$

Les résultants de W(Ze) [N/m²] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 7: Pression aérodynamique de V2.

| Zone | Cpe | Cpi | qp (z) | W(ze) |
|------|------|------|--------|----------|
| A' | -1 | 0.10 | 995.71 | -1095.28 |
| B' | -0.8 | 0.10 | 995.71 | -896.139 |
| D | +0.8 | 0.10 | 995.71 | 696.99 |
| E | -0.3 | 0.10 | 995.71 | -398.28 |

- ✓ Conclusion : Afin de prendre le cas le plus défavorable, on doit comparer les résultats de l'étude vent par rapport les résultats sortant de l'étude sismique.

III.4.Calcul des forces de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires Au vent et sous le vent.[2]

$$\text{Condition à vérifier : } 2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

- ✓ Direction V1

$$2 \times (39.27 \times 39.17) = 3076.41 \leq 4 \times (2 \times 35.42 \times 39.17) = 11099.21 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ Direction V2

$$2 \times (35.42 \times 35.42) = 2509.15 \leq 4 \times ((2 \times 39.27) \times 35.42) = 11127.54 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

III.4.1 Action d'ensemble

La force exercée par le vent **Fw** agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante : [2]

$$FW = Cd \times Cf \times qp(Zj) \times Aref$$

- Cd : Coefficient dynamique.
- Cf : Coefficient de force.
- Aref : l'aire de référence de la surface élémentaire.

- ❖ 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.[2]

Il est donné par la formule suivant :

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

- Z_{eq}(En m) : Hauteur équivalente de la construction.
- Iv (Z_{eq}) : Intensité de la turbulence pour Z= Z_{eq}.

- Q^2 : Partie quasi-statique.
- R^2 : Partie résonante.
- g : Facteur de pointe.

-Construction verticales telles que bâtiments.

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$$

$$Z_{eq} = 0,6 \times 35.42 = 17.71 \text{ m} > 10 \text{ m}$$

a. Partie quasi-statique

Elle est donnée par la formule suivant :[2]

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{(b+h)}{Li(z_{eq})} \right)^{0.63}}$$

Avec :

- b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction $b = 35.42$ et $h = 35.42\text{m}$
- $Li(Z_{eq})$ est l'échelle de turbulence pour $Z = Z_{eq}$ donnée par : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} Li(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{Z}{200} \right)^\epsilon \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ Li(z) = Li(Z_{min}) \quad \text{Pour } Z \leq Z_{min} \end{array} \right.$$

$$10 \leq 35.42 \leq 200 \text{ m} \rightarrow Li(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{35.42}{200} \right)^{0.67} = 94.06$$

$$\rightarrow Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{(35.42 + 35.42)}{94.06} \right)^{0.63}} = 0.57$$

b. Partie résonnante

Elle est donnée par la formule suivant :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_n \times R_h \times R_b [2]$$

- δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural $\delta = \delta_s + \delta_a$
- δ_s : Décrément logarithmique d'amortissement structural. $\delta_s = 0,05$ (tableau 3.1§3.3. [7]).
- δ_a : Le décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0. $\delta_a = 0$ (§3.3.2. [7]).

Alors : $\delta = 0,05 + 0 = 0,05$.

- R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.[2]

$$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$$

- N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent.

$$N_x = \frac{n1, x \times Li(Z_{eq})}{V_m(Z_{eq})}$$

- $n_{1,x}$: Fréquence fondamentale [2]

$$n_{1,x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}} [HZ]$$

- f (en m) : Flèche de la structure dû au poids propre appliqué dans la direction de vibration. Pour ce cas en prendre le cas le plus défavorable avec une flèche[2]
- h : Hauteur totale de la structure.

$$f = \frac{h}{100} = \frac{35.42}{100} = 0.35m.$$

$$n_{1,x} = \frac{0.5}{\sqrt{0.35}} = 0.84 [HZ]$$

- $V_m(z) = Cr(Z) \times Ct(Z) \times V_{ref}$ Avec $V_{ref} = 27$ m/s. [2]

$$V_m(Z_{eq}) = 0.84 \times 1 \times 27 = 22.68 \text{ m/s}$$

$$Nx = \frac{0.84 \times 94.06}{22.68} = 3.84$$

$$RN = \frac{6.8 \times 3.84}{(1 + 10.2 \times 3.84)^{5/3}} = 0.055$$

- R_h et R_b sont des fonctions d'admittance aérodynamique donnée par : [2]

$$\circ R_h = \left(\frac{1}{nh}\right) - \left(\frac{1}{2 \times nh^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times nh}) \text{ avec : } nh = \frac{4.6 \times Nx \times h}{Li(Z_{eq})} = \frac{4.6 \times 3.84 \times 35.42}{94.06} = 6.65 \rightarrow R_h = 0.14$$

$$\circ R_b = \left(\frac{1}{nb}\right) - \left(\frac{1}{2 \times nb^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times nb}) \text{ avec : } nb = \frac{4.6 \times Nx \times b}{Li(Z_{eq})} = \frac{4.6 \times 3.84 \times 35.42}{94.06} = 6.65 \rightarrow R_b = 0.14$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0.05} \times 0.055 \times 0.14 \times 0.14$$

$$R^2 = 0.10$$

- Facteur de pointe g est donné par la formule suivante : [2]

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

- La fréquence moyenne v : $v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$ [2]

$$\rightarrow v = 0.84 \times \sqrt{\frac{0.10}{0.57 + 0.10}} = 0.34 [HZ] \geq 0.08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.34)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.34)}} = 3.45 \geq 3$$

$$Cd = \frac{1 + 2 \times 3.45 \times 0.28 \times \sqrt{0.57 + 0.10}}{1 + 7 \times 0.28} = 0.87 < 1$$

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques. On considère une valeur conservatrice de $Cd=1$, d'après le règlement [2] Cas d'un bâtiment à ossature

comportant des murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

Tableau III.8: Récapitulatif pour les valeurs de Cd dans les deux directions.

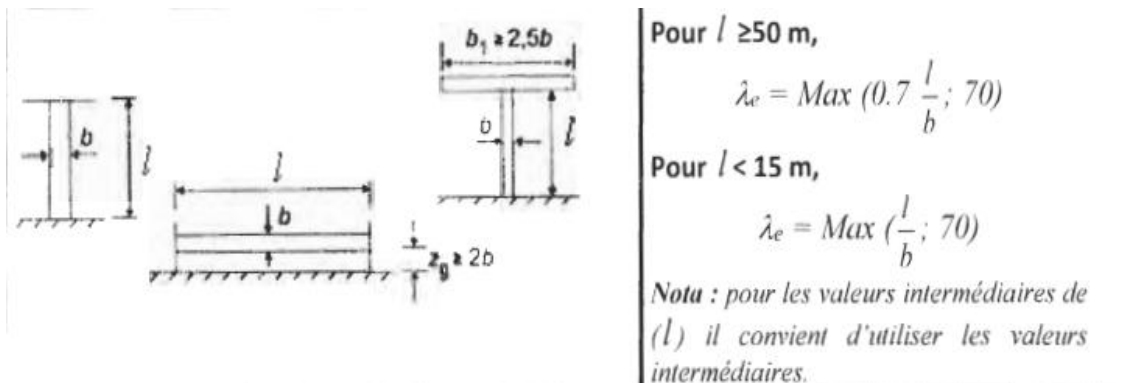
| Les caractéristiques | La direction | Le coefficient Cd |
|--------------------------|--------------|-------------------|
| H =35.42 m B =35.42 m | V1 | 0.87 |
| H =35.42m B =39.27 m | V2 | 0.86 |

III.4.2.Calculs de coefficient de forme :

✚ Direction V1 :

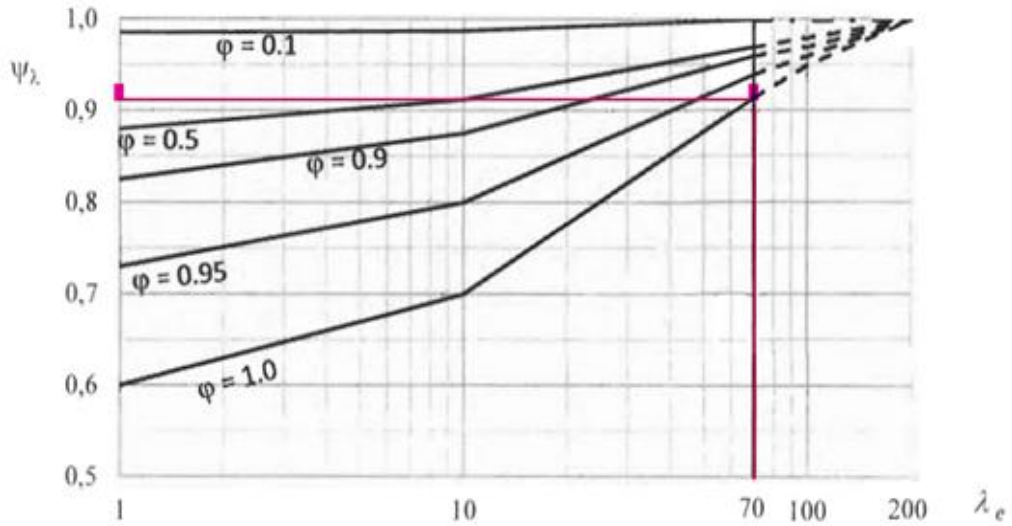
$$Cf = Cf.0 \times \psi\lambda$$

- Cf.0: Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini
- $\psi\lambda$: Facteur d'élancement donné par [2]en fonction de l'élancement effectif λ_e .



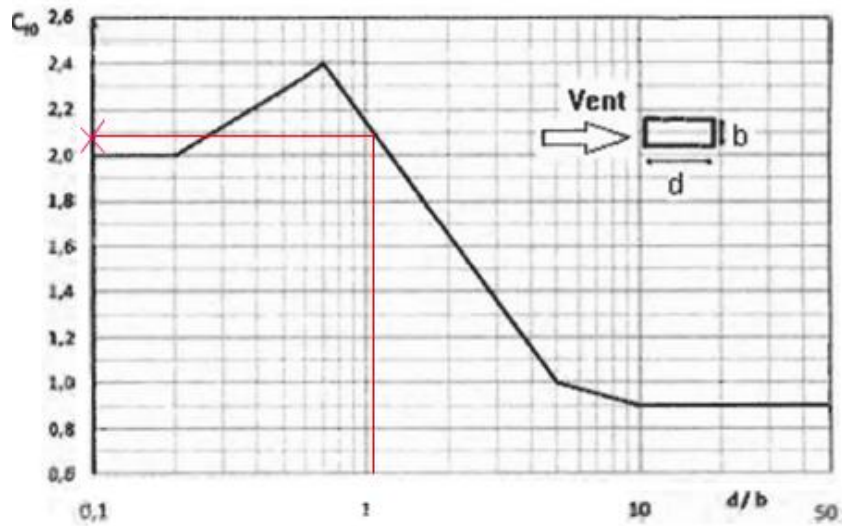
FigureIII.10 : l'élancement effectif λ_e [2].

- $\lambda_e = \max \left(0.7 \times \frac{l}{b} ; 70 \right) \rightarrow \lambda_e = 70$
- $\varphi = 1$
- $\psi\lambda = 0.92$



FigureIII.11 : Facteur d'élancement $\psi\lambda$ [2]

○ $\frac{d}{b} = \frac{39.27}{35.42} = 1.10$



FigureIII.12 : Coefficient de force des constructions $C_{f.0}$ à base rectangulaire [2]

○ $C_{f.0} = 2.1$

→ $C_f = C_{f.0} \times \psi\lambda = 2.1 \times 0.92 = 1.93$

✚ Direction V2 :

$C_f = C_{f.0} \times \psi\lambda$

○ $\lambda_e = \max\left(0.7 \times \frac{l}{b}; 70\right) \rightarrow \lambda_e = 70$

○ $\phi = 1$

○ $\psi\lambda = 0.92$

○ $\frac{d}{b} = \frac{35.42}{39.27} = 0.90$

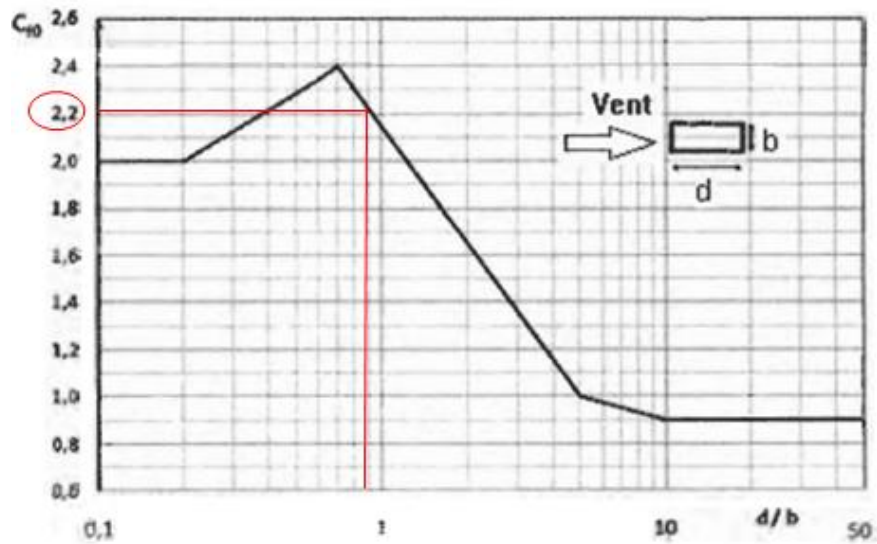


Figure III.13 : Coefficient de force des constructions $Cf.0$ à base rectangulaire [2]

○ $Cf.0 = 2.2$

→ $Cf = Cf.0 \times \psi\lambda = 2.2 \times 0.92 = 2.024$

$$FW = Cd \times Cf \times qp(Zj) \times A_{ref}$$

Avec : $A_{ref} = l \times h$

Tableau III.9: Force d'application d'ensemble direction V1.

| Tronçon | H | L (m) | Cd | Cf | Qp (N/m ²) | Aréf (m ²) | Fw (KN) |
|-----------|-------|-------|------|------|------------------------|------------------------|---------|
| 0 → 35.42 | 35.42 | 35.42 | 0.87 | 1.93 | 897.84 | 1254.58 | 1891.35 |

Tableau III.10: Force d'application d'ensemble direction V2.

| Tronçon | H | L (m) | Cd | Cf | Qp (N/m ²) | Aréf (m ²) | Fw (KN) |
|-----------|-------|-------|------|-------|------------------------|------------------------|---------|
| 0 → 35.42 | 35.42 | 35.42 | 0.86 | 2.024 | 897.84 | 1254.58 | 1960.67 |

III.5. Conclusion

Afin de prendre le cas le plus défavorable, on doit comparer les résultats de l'étude vent par rapport les résultats sortant de l'étude sismique.

CHAPITRE IV
CALCUL DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

IV.1 .Introduction

Dans ce chapitre, nous allons étudier les éléments secondaires à savoir : les escaliers & l'acrotère.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [6] , [13] et [3], en respectant le règlement parasismique algérien [5].

IV.2.l'acrotère :**IV.2.1.Introduction**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il a pour objectif l'étanchéité et notamment la protection des personnes accédant à la terrasse et de protéger le gravier de la poussée du vent. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante [1].



Figure IV.1 : L'acrotère [12].

IV.2.2.Calcul des charges sollicitant l'acrotère

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b = 100$ cm
- Hauteur $H = 60$ cm

- Epaisseur e = 10 cm

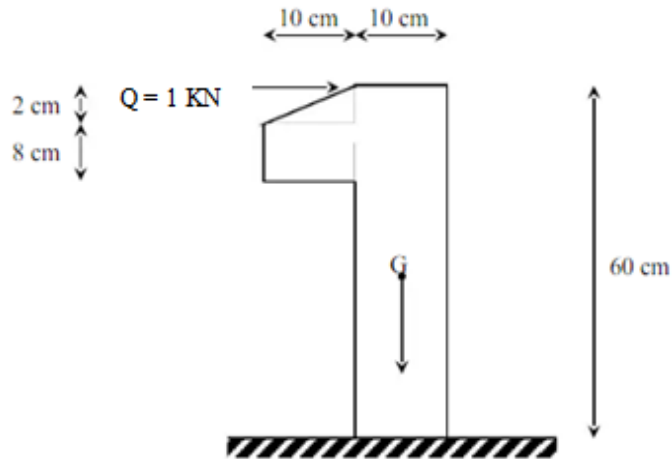


Figure IV.2 : Dimensions de l'acrotère.

a) charge permanente :

- Surface de l'acrotère: $S = (0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} = 0.069 \text{ m}^2$
- $P = (0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.02 + 0.08 + 0.5) = 1.4 \text{ m}$
- Revêtement en ciment : (e=2 cm ; $\rho = 14 \text{ KN/m}^3$)
- Poids propre de l'acrotère ($G = \rho b \times S$)..... $25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/m}$
- Revêtement en ciment $14 \times 0.02 \times 1.4 = 0.392 \text{ KN/m}$

Totale \longrightarrow $G = 2.12 \text{ kN/ml}$

b) La force horizontale due à l'effet du séisme:

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [5]$$

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1[5]) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1 [5]).
- W: Poids de l'élément considéré.

}

 Groupe d'usage 1B : $A = 0.3$; $C = 0.8$
 Zone sismique II a \longrightarrow $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 2.12 = 2.03 \text{ KN/ml}$

c) Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante D'où :

$$\left\{ \begin{array}{l} - Q = 1,00 \text{ kN/ml} \\ - Q = \text{Max} (1.5Q ; Fp) = \text{Max} (1.5 ; 2.03) \rightarrow Q = 2.03 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

✓ Donc pour une bonde de 1m de largeur : G= 2.12 KN/ml et Q= 2.03 KN/ml

IV.2.3. Détermination des efforts

• Calcul des efforts à l'ELU :

- NU = 1,35 G
- MU = 1.5 Fp×h
- TU=1.5 Fp

• Calcul des efforts à l'ELS :

- NS = G
- MS = Fp × h
- TS =Fp

Tableau IV.1: les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissant

| | ELU | ELS |
|----------------------------------|-----------|-----------|
| Efforts normaux (KN) | NU =2.86 | NS =2.12 |
| Moment fléchissant (KN.m) | MU =1.83 | MS =1.218 |
| Efforts tranchants (KN) | TU =3.045 | TS =2.03 |

IV.2.4.Ferrailage de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données[6] :

$h = 10 \text{ cm} ; b = 100\text{cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, MU = 1,83 \text{ KN.m} , NU = 2,86 \text{ kN},$

$\sigma_b = 14,17\text{MPa}, F_e = 400 \text{ MPa}, d = 0.9h = 9 \text{ cm}$

$c = c' = 2,5 \text{ cm (enrobage)}$

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

- e_1 : excentricité de la résultante.

- e_a : Excentricité dus aux effets de second ordre.

- e_2 : excentricité additionnelle.

- ϕ : rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, $\phi = 2$ (en générale).

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.83}{2.86} = 0.64 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250}\right) = \max(2 \text{ cm} ; 0.24 \text{ cm}) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_2 = lf^2 \times \frac{3(2+\alpha\phi)}{10^4 h} \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} lf = 2l_0 = 2(0.6) = 1.2 \text{ m (console)} \\ \text{et } \alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1.5 M_{ser}}\right) = 0 \rightarrow e_2 = 0.0014 \text{ m} \end{array} \right.$$

→ $e_0 = 0.661 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 66 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On a $66 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$ donc la section est partiellement comprimée .

b) Calcul du moment fictif :

$$MF = Nu \left(d - \frac{h}{2} + e\right)$$

D'après l'organigramme : $M = MF = 1.69 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{Mf}{b.d.\sigma_{bc}} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_R = 0.391 \rightarrow A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0.017$$

$$z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.89 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s f = \frac{M_f}{z \times \sigma_s} = \frac{1.69}{0.89 \times 348} = 54.56 \text{ mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = A_{s'} = 0 \\ A_{s2} = A_s f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 46.34 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

c) Condition de non fragilité :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle millièrè et par la condition de non fragilité :

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 9 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$.

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \max \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1.09 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq 1.09 \text{ cm}^2$$

Donc la section choisit 6T10, $A_s = 4.71 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$St = \frac{100-6}{6} = 15 \text{ cm}$$

d) Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

$$1.18 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2.355 \text{ cm}^2$$

La section choisie est 4T10 $\rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2$

$$St = \frac{60-4}{4} = 14 \text{ cm} \text{ on prend } st = 15 \text{ cm}$$

e) Vérifications :

❖ Vérification a L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable (selon l'organigramme de la flexion composée à l'ELS) .

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1.218}{2.12} = 0.574 \text{ on prend } e_0 = 57.4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2.5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 57.4 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2.5 \text{ cm}$ donc la section est partiellement comprimée.

f) Position de l'axe neutre :

$$Yc^3 + Pyc^2 + q = 0$$

- Yc : distance de l'axe neutre au centre de pression.

- C : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$$

$$c = \frac{h}{2} - e_0 = -52.4 \text{ cm}$$

D'après le BAEL91 (modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Yc^3 + Pyc^2 + q = 0$$

$$P = -3c^2 - \left[\frac{90As'}{b} \times (c - c') \right] + \left[\frac{90As}{b} \times (d - c) \right] \rightarrow p = -5225.54 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^3 - \left[\frac{90As'}{b} \times (c - c')^2 \right] + \left[\frac{90As}{b} \times (d - c)^2 \right] \rightarrow q = 143330.96 \text{ cm}^3$$

$$D'où l'équation (1) devient : Yc^3 - 5225.54 + 143330.96 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL91 (modifier 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -595.50 \times 10^6 < 0$$

$$D'où : \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0.985$$

$\cos\varphi = -0.985 \rightarrow \varphi = 168.52^\circ$ Après l'itération on trouve :

$$Y1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 45,84 \text{ cm}$$

$$Y2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 37,48 \text{ cm}$$

$$Y3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -83,33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2\sqrt{-\frac{p}{3}} = 83,47$$

La solution qui convient est : $Yc = 45,84 \text{ cm}$

Car : $0 < Yser = Yc + C < d$

$$0 < Yser = 3,24 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Donc : $Yser = 3,24 \text{ cm}$ et $Yc = 45,84 \text{ cm}$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{b}{3} yser^3 + n [As(d - yser)^2 + As'(yser - c')^2]$$

$$I = 3477,73 \text{ cm}^4$$

g) Vérification des contraintes

➤ Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{Nser}{I} \times y_c\right) yser \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,12 \times 10^3}{3477,73} \times 45,84 \times 10\right) 3,24 \times 10 = 0,9 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

→ Vérifié

➤ Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \left(\frac{Nser}{I} \times y_c\right) (d - yser) \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ avec : } \eta = 1,6 \text{ (acier HA)} \rightarrow \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 24,14 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérifié}$$

h) Vérification de L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau u \leq \overline{\tau u}$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{2.54 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.028 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérfié}$$

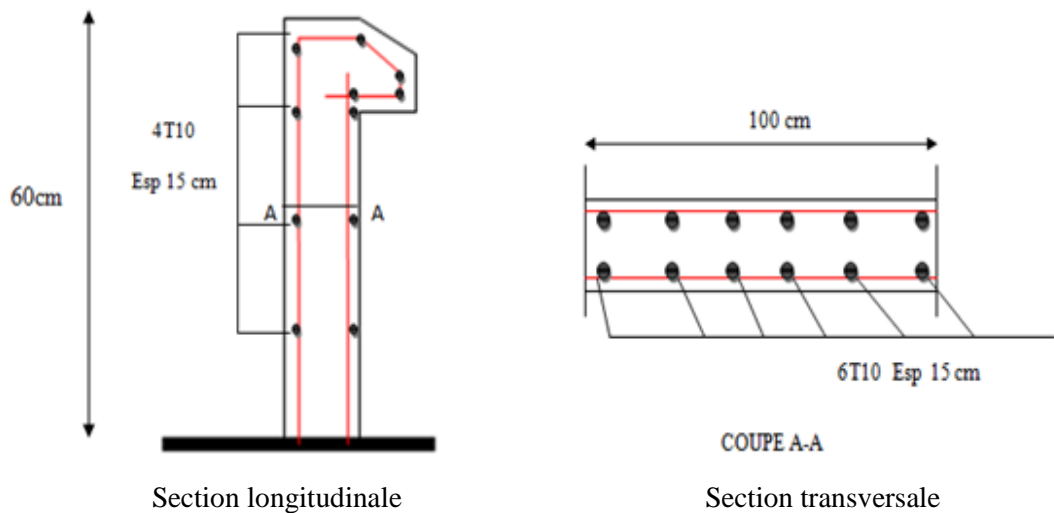


Figure IV.3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.3. Les escaliers métalliques

IV.3.1 Introduction

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (**marches et paliers**) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale

La conception d'un escalier dépend généralement de l'utilisation qu'on lui réserve et du nombre de personne qui l'empreinte simultanément.

Pour le dimensionnement des marches (g : giron) et contres marches (h), on utilise la formule de **BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm}$$

Donc :

- h : varie de 14 cm à 20 cm
- g : varie de 22 cm à 30 cm

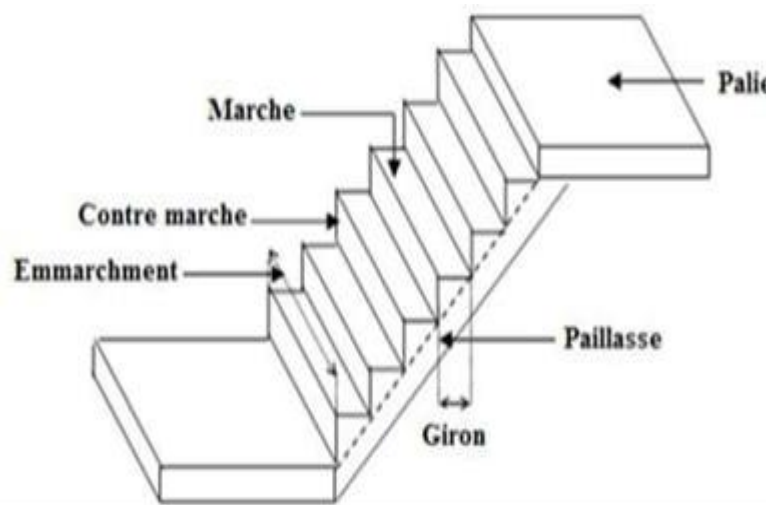


Figure IV.4 : Les éléments d'un escalier.

IV.3.2. Choix des dimensions

On a $59 \text{ cm} \leq (g+2h) \leq 66 \text{ cm}$

$59 \text{ cm} \leq (30+2 \times 17) \leq 66 \text{ cm}$

$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$

$14.5 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

Pour $h = 17 \text{ cm}$ on a :

IV.3.3. Caractéristiques géométriques :

- Hauteur de RDC : $H1 = 3.74 \text{ m}$
- Hauteur d'étage : $H2 = 3.68 \text{ m}$
- Contre marche : $h = 0.17 \text{ m}$
- Largeur de la marche : $g = 0.3 \text{ m}$

✚ Escalier RDC

✚ **Remarque :** Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de là contre marche

- Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,15$$

$$q_u = (1,35 \times 1,23 + 1,5 \times 2,5) \times 0,15$$

$$q_u = 0,81 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 0,15 + (G + Q) \times 0,17$$

$$q_s = (1,23 + 2,5) \times 0,15 + (G + Q) \times 0,17$$

$$q_s = 1,20 \text{ KN/ml}$$

- Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{I}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 1,20 \times 1250^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 3,63 \text{ cm}^4$$

$$I \geq 3,63 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **L40x40x4**.

$$I_y = 4,47 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,0246 \text{ KN/m}$$

$$W_{el} = 1,55 \text{ cm}^3$$

- Condition de la résistance

$$q_s = (1,23 \times 0,15 + 1,23 \times 0,17 + 0,0246) + 2,5 \times (0,15 + 0,17)$$

$$q_s = 1,22 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times [(1,23 \times 0,15 + 1,23 \times 0,17 + 0,0246) + 1,5 \times (2,5 \times (0,15 + 0,17))]$$

$$q_u = 1,77 \text{ KN/ml}$$

- Condition de la flèche

$$f = \frac{5 \times 1.22 \times 1250^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 4.47 \times 10^4} = 4.13 \text{ mm}$$

$$f = 4.13 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{1250}{250} = 5 \text{ mm}$$

$f \leq f_{\text{adm}}$ Condition vérifiée

- Le moment appliqué

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}}$$

1 $\frac{c}{t_f} = \frac{40-6-4}{4} = 7.5 < 10\varepsilon = 9.2$ Donc la cornière est de classe

$$M_{\text{sd}} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{1.77 \times 1.25^2}{8} = 0.34 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}} = \frac{275 \times 1.55 \times 10^3}{1.1} = 0.39 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}}$ Condition vérifiée

- Cisaillement :

$$V_{\text{sd}} < V_{\text{plrd}}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{qu \times l^2}{2} = \frac{1.77 \times 1.25^2}{2} = 1.38 \text{ KN.m}$$

$$\tau = \frac{V_{\text{sd}} \times S}{e \times l}$$

$$S = \sum A_i \times z_i$$

$$s = \frac{(40 \times 4) \times 4}{2} + \frac{(40 - 4) \times 4 \times 40}{2}$$

$$S = 3200 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{1.38 \times 3200 \times 10^3}{4 \times 4.47 \times 10^3} = 24.69$$

$$\tau' = \frac{275}{\sqrt{3}} = 158.77$$

$\tau < \tau'$ condition vérifiée

IV.3.5. Dimensionnement de limon de volée :

- Evaluation des charges :
- Charges permanente G :

Cornière $2 \times 10 \times 0,0246 \times 0,675/3 = 0.110 \text{ KN/m}$

Poids de garde-corps $0,3 \text{ KN/m}$

Revêtement + mortier de pose + tôle $1,23 \times 1,25/2 = 0.8 \text{ KN/m}$

Totale G= 1,21KN/m

- Charge d'exploitation : $Q=2,5 \times 1,25/2=1,56 \text{ KN/m}$

Donc :

$$q_s = 1,56 + 1,21 = 2.77 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times 1.21 + 1,5 \times 1.56 = 3.97$$

KN/m Donc

$$q_{u1} = q_u \times \cos \alpha = 3.19 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = q_u \times \sin \alpha = 2.36 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4 \times \cos \alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times q_s \times l^3 \times 250 \times \cos \alpha}{384E} = I \geq \frac{5 \times 2.77 \times 3150^3 \times 250 \times \cos 36.50}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 107.88 \text{ cm}^4$$

UAP100

$$I_y = 209.50 \text{ cm}^4$$

$$G = 0.105 \text{ KN/m}$$

$$W_{el} = 4.90 \text{ cm}^3$$

- Condition de la résistance

$$q_{u1} = 3,19 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 2.36 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 0.105 + 2.77$$

$$q_s = 2.875 \text{ KN/m}$$

- Condition de La flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4 \times \cos \alpha}{384EI} = \frac{5 \times 2.875 \times 3150^4 \times \cos 36.5}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 209.50 \times 10^4} = 6.73$$

mm

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{3150}{250} = 12.6 \text{ mm}$$

$f \leq f_{adm}$ Condition vérifiée

- Le moment appliqué

$$M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{3.19 \times 3.15^2}{8} = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}} = \frac{275 \times 10^3 \times 49.59 \times 10^{-6}}{1.1} = 12.40 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ Condition vérifiée

- Condition de Cisaillement :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l^2}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{2.36 \times 3.15^2}{2}$$

$$V_{sd} = 11.71 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 1338 - 2 \times 50 \times 8.5 + (5.5 + 2 \times 8.5) \times 8.5$$

$$A_v = 679.25 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{679.25 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$V_{plrd} = 98.04 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{plrd}$ Condition vérifiée

Donc On opte un **UAP100** pour le limon

IV.3.6. Etude de pallier :

- Evaluation des charges :
- Charge permanente :

| | |
|-------------------------------------|---------------------------------|
| Hi-bond55 | 0.13 KN/m ² |
| Poids de la dalle (e=8cm) | 2.00 KN/m ² |
| Mortier de pose (e=2cm) | 0.4 KN/m ² |
| Revêtement en carrelage (2cm) | 0.40 KN/m ² |
| Totale | G= 2.93 KN/m² |

➤ Charge d'exploitation : Q= 2.5 KN/m² Chargement linéaire :

$$G = 2,93 \times 2,5 = 7,32 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \times 2,5 = 6,25 \text{ KN/m ELU}$$

$$q_u = 1,35 \times 7,32 + 1,5 \times 6,25 = 19.26 \text{ KN/m}$$

ELS

$$q_s = 7,32 + 6,25 = 13.57 \text{ KN/m}$$

➤ Condition de la flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times q_s \times l^3 \times 250}{384E} = I \geq \frac{5 \times 13.57 \times 2500^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 328.67 \text{ cm}^4$$

On opte un **IPE140**

$$I_y = 541,2 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,129 \text{ KN/ml}$$

$$W_{el} = 77,32 \text{ cm}^3$$

- Condition de la résistance

$$q_s = 13.57 + 0,129$$

$$q_s = 13.699 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 19.26 + 1.35 \times 0,129$$

$$q_u = 19.43 \text{ KN/m}$$

- Condition de La flèche :

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384EI}$$

$$f = \frac{5 \times 13.699 \times 2500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4}$$

$$f = 6.13 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{adm} = 10 \text{ mm}$$

$f \leq f_{adm}$ Condition vérifiée

- Moment appliqué :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

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

$$M_{sd} = \frac{19.43 \times 2.5^2}{8} = 15.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 77.32 \times 10^{-6}}{1.1} = 19.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ Condition vérifiée

✚ Etage courant :

- Nombre des contres marches $n = \frac{3.68/2}{0.17} = 11$ contres marches
- Nombre des marches $m = n - 1 = 11 - 1 = 10$
- Emmarchement : 1.15m
- L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{1.84}{2.53} = 0.72 ; \alpha = 35.75^\circ$$

- La longueur de la paillasse : $\sqrt{1.84^2 + 2.53^2} = 3.13 \text{ m}$

IV.3.7. Dimensionnement des cornières :

Les calculs sont les mêmes avec le RDC

IV.3.8. Dimensionnement de limon de volée :

- Evaluation des charges :
- Charges permanente G :

Cornière $2 \times 10 \times 0,0246 \times 0,675/3 = 0.110$
KN/m

Poids de garde-corps 0,3 KN/m

Revêtement + mortier de pose + tôle $\times 1,23$ $\frac{1,25}{2} = 0.8\text{KN/m}$

Totale G= 1,21KN/m

➤ Charge d'exploitation : $Q=2,5 \times 1,25/2=1,56\text{KN/m}$

Donc :

$$q_s = 1,56 + 1,21 = 2.77 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1,35 \times 1,21 + 1,5 \times 1,56 = 3.97$$

KN/m Donc

$$q_{u1} = q_u \times \cos \alpha = 3.22 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = q_u \times \sin \alpha = 2.31 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4 \times \cos \alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times q_s \times l^3 \times 250 \times \cos \alpha}{384E} = I \geq \frac{5 \times 2.77 \times 3130^3 \times 250 \times \cos 35.75}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 106.86 \text{ cm}^4$$

UAP100

$$I_y = 209.50 \text{ cm}^4$$

$$G = 0.105 \text{ KN/m}$$

$$W_{el} = 4.90 \text{ cm}^3$$

- Condition de la résistance

$$q_{u1} = 3,22 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 2.31 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 0.105 + 2.77$$

$$q_s = 2.875 \text{ KN/m}$$



Figure IV.6 : limon de volée UAP100[12].

- Condition de La flèche

$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4 \times \cos \alpha}{384EI} = \frac{5 \times 2.875 \times 3130^4 \times \cos 35.75}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 209.50 \times 10^4} = 6.62 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{3130}{250} = 12.52 \text{ mm} \quad f \leq f_{adm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Le moment appliqué

$$M_{sd} = \frac{qu_1 \times L^2}{8} = \frac{3.22 \times 3.13^2}{8} = 3.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{fy \times wply}{\gamma m1} = \frac{275 \times 10^3 \times 49.59 \times 10^{-6}}{1.1} = 12.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Condition de Cisaillement :

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{qu_2 \times l^2}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{2.31 \times 3.13^2}{2}$$

$$V_{sd} = 11.32 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma m0}$$

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

$$A_v = 1338 - 2 \times 50 \times 8.5 + (5.5 + 2 \times 8.5) \times 8.5$$

$$A_v = 679.25 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{679.25 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1}$$

$$V_{plrd} = 98.04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc On opte un **UAP100** pour le limon

Etude la poutre palière

Les calculs sont les mêmes avec le RDC

CHAPITRE V
ETUDE DYNAMIQUE
ET SISMIQUE

V.1. Introduction

Le risque sismique est lié à la zone sismique et à la vulnérabilité de la construction, Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques essentiellement horizontales imposées aux fondations, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques algériennes [5].

V.1. 1.L'Algérie et le risque sismique [12]

L'Algérie a connu au cours du siècle dernier plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Le dernier séisme majeur du 21 mai 2003 de Boumerdès qui a provoqué la perte de plus de 2300 vies humaines et plus de 10000 blessés est un exemple parlant. Cependant, l'expérience algérienne dans le domaine de la réduction du risque sismique a commencé après le tremblement de terre majeur d'El-Asnam du 10 Octobre 1980 qui a entraîné la mort de plus de 3000 personnes ; suite auquel la première version des règles parasismiques algériennes, RPA 81, a été promulguée, suivi par la mise à jour de 1983 les RPA 81 - Version 1983. Ces deux règlements se basent sur la méthode statique équivalente pour le calcul de la force sismique. En 1988, viennent les RPA 88 où la méthode d'analyse modale spectrale a été introduite comme annexe. En 2000, une version plus complète des règles parasismiques Algériennes RPA 99 qui est une continuité des documents précédents avec une actualisation qui tient compte des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie et dans d'autres pays.

Dans cette version des RPA, on trouve la méthode dynamique modale spectrale et la méthode statique équivalente au même niveau. La quatrième révision a eu lieu après le séisme de Boumerdès en 2003 donnant lieu aux RPA99 - Version 2003. Dans cette version, il y a eu, principalement, la révision de la carte de zonage sismique et la restriction en hauteur du système structurel en portiques avec murs de remplissage en maçonnerie. Par conséquent, l'utilisation des voiles de contreventement dans les structures de bâtiments en béton armé a été fortement encouragée et recommandée.

Au niveau technique, les moyens nécessaires à la prise en charge du risque sismique ont été mis progressivement en place. Ces moyens concernent la formation et/ou le

perfectionnement des personnes concernées (étudiants, ingénieurs, chercheurs, gestionnaires du risque), l’augmentation et la diffusion des connaissances, la création de nouvelles institutions et le renforcement de celles déjà existantes, la mise en place des réseaux de mesures et d’équipements de recherche.

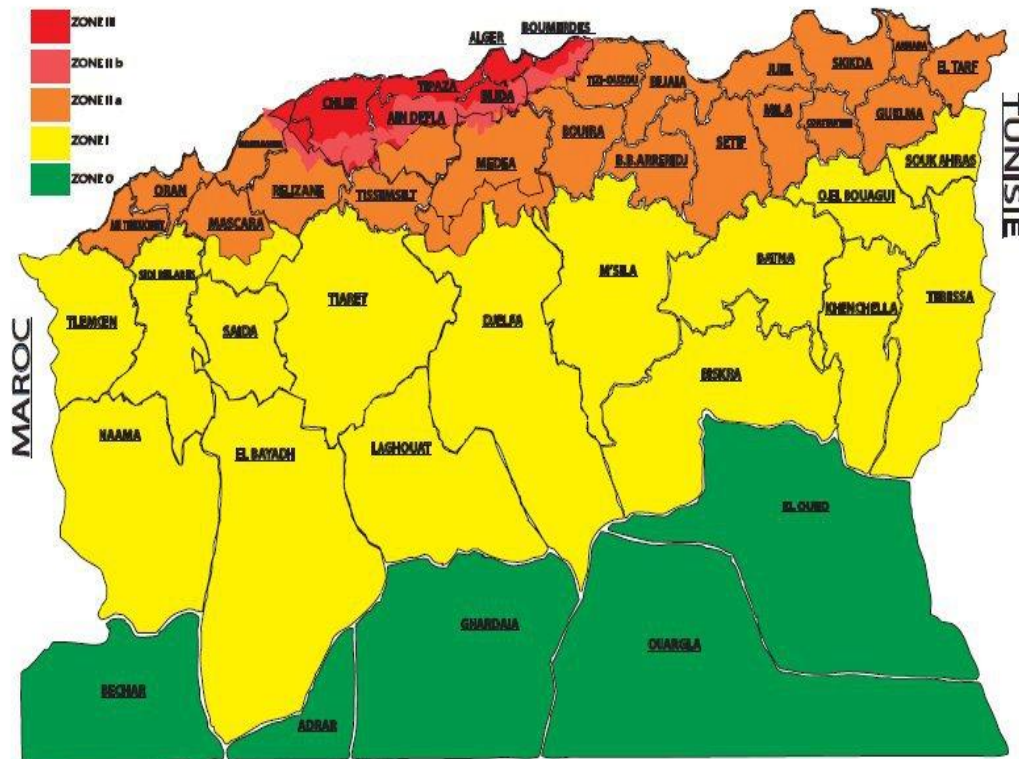


Figure V.1 : carte de zonage sismique de l’Algérie [12].

V.2.Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une étude dynamique, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

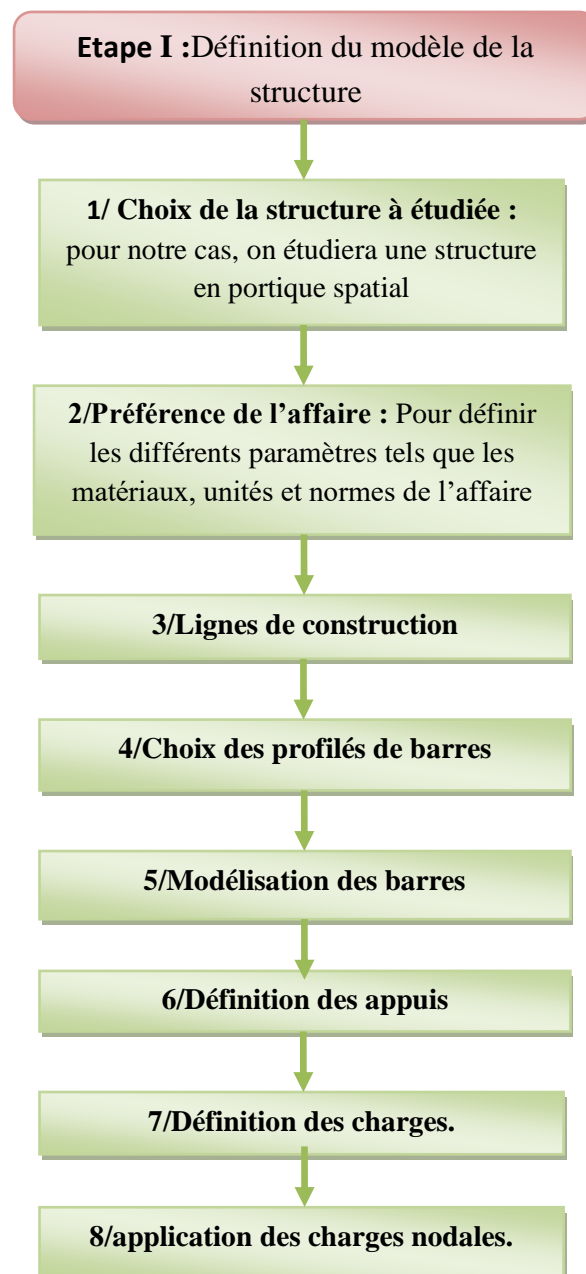
La modélisation de notre structure a été effectuée à l’aide du logiciel l’Autodesk Robot structural analyses Professional 2018 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.3. Description générale du logiciel ROBOT [12]

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures planes et spatiales de type treillis, portique, adaptés à la construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérifications, d'assemblage et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes. La dernière étape gérée par ROBOT est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

V.3.1. Les étapes de modélisation

Le mode opératoire du ROBOT peut se diviser en trois grandes étapes :



Etape II: Définition des options de calcul

1/Définition des charges dynamiques

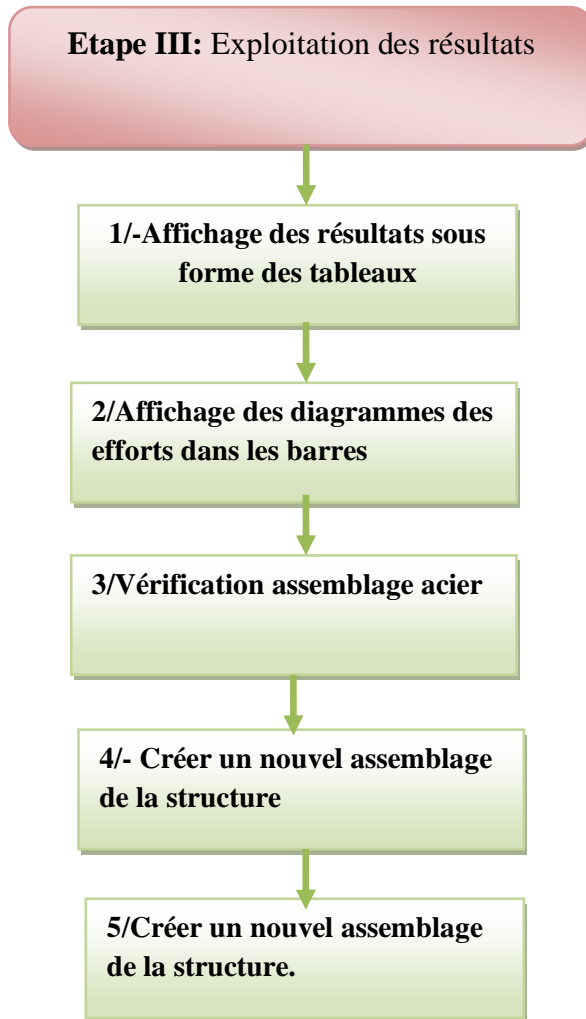
2/Introduction des paramètres de l'analyse modale

3/- Introduction des paramètres de l'analyse sismique

4/Définition des combinaisons d'actions

5/Vérification de la structure.

6/-Calcul de la structure



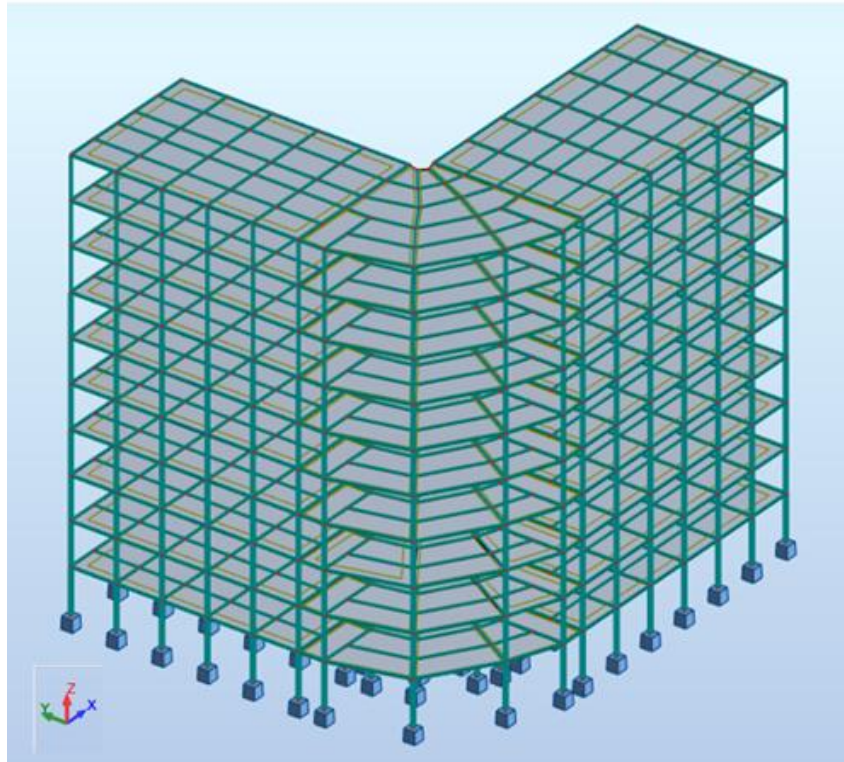


Figure. V.2 : Modélisation de la structure.

V.4. Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.4.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1)
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloques).

V.4.2. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version2003 avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

V.4.3. Critères de classification par le RPA99 version2003[5]

➤ Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre 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.

➤ Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Ain Temouchent . Se situe dans une zone de sismicité moyenne ZONE IIa.

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

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.

- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne donc groupe 2 . Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S3 site meuble.

V.5. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Selon l'article(4.1.1 [5]), les forces sismiques seront déterminées par La méthode statique équivalente et La méthode d'analyse modale spectrale.

V.5.1. Méthode statique équivalente

a) Principe de la méthode : (Article 4.2.1 [5])

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure .

Le RPA99, V2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4-1 [5])

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen. (Article 4-2 [5]).
- Q : Facteur de qualité (Tableau 4-4 [5]).
- R : Coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4-3 [5])
- W : Poids de la structure.

b) Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en Élévation prescrite au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m En zones I et II et à 30m en zones III.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions de hauteur énoncées en haut ainsi quelles conditions complémentaires suivantes :
 - ❖ Zone II:
 - groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Conclusion : La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas de notre bâtiment car la structure est en zone II de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 23 m. Donc on opte pour la méthode modal spectrale« méthode dynamique ».

V.5.2. La méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique aux supports sous la forme d'un spectre de réponse
- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

V.5.2.1. Principales vérifications exigent par le RPA [5] pour cette méthode

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%
- Ou que, tous les modes, ayant une masse modale effective supérieur à 5 % de la masse totale de la structure soie retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure
- Le minimum de mode à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimum à prendre en compte doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad [5]$$

- N : le nombre de niveaux au-dessus du sol.
- T_K : la période du mode K.

V.5.2.2. Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) par la valeur du rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$

V.5.2.3. Déplacements inter étages (article 5.10 [5])

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où : he représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

- Δ^x_K : Déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x.
- Δ^y_K : Déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y.
- δ_{eK}^x : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x.
- δ_{eK}^y : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens y-y.
- R : Coefficient de comportement.

V.5.2.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad [5]$$

Avec :

- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.
- h_k : Hauteur d'étage 'k'.

V.5.2.5. Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article 4.3.3 / [5] :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T_1} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes [5] :

- Zone sismique IIa Ain Temouchent.
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne) .
- ε : Pourcentage d'amortissement ε = 5 %.
- R : Coefficient de comportement : portique auto stable ordinaire R = 4.
- Q :Facteur de qualité.
- A : coefficient d'accélération de zone A=0,15.
- Représentation graphique du spectre de réponse

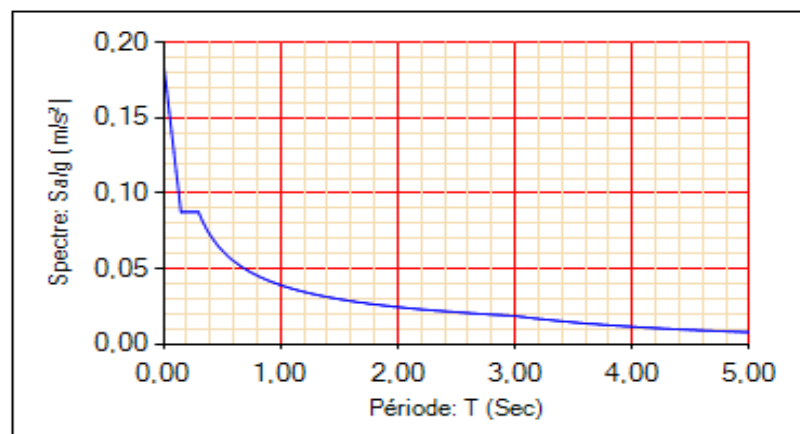


Figure V.3: Spectre de réponse.

Avec :

- g : accélération de la pesanteur, ($g = 10\text{N/s}^2$)
- η : facteur de correction d'amortissement, ($\eta = 1$)
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

V.6. Résultat de l'analyse dynamique

Au cours d'étude de la structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

V.6.1. Etape 01 :

Pour le premier modèle on a voulu voir le comportement de notre structure sans contreventement.

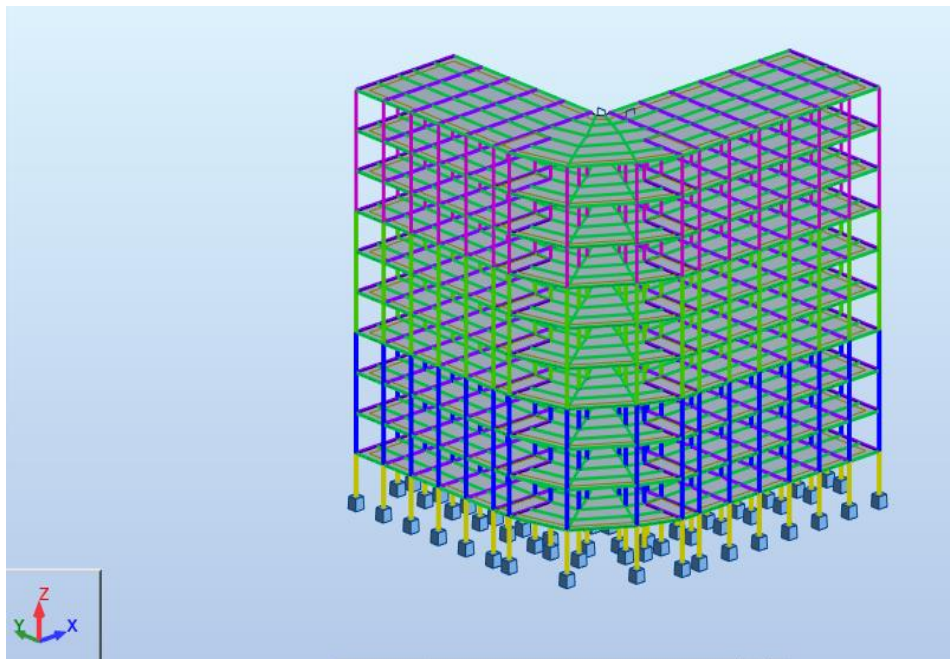
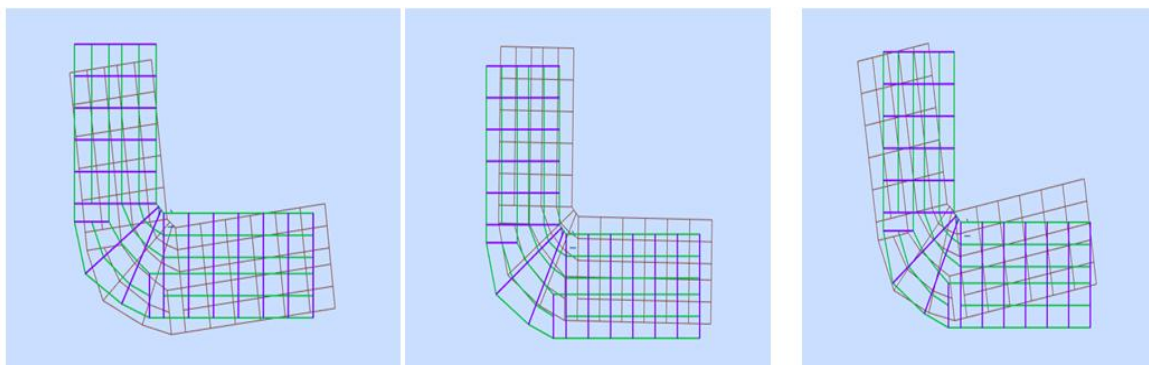


Figure V. 4: vue en 3d du modèle initial.



Mode -01-

Mode -02-

Mode -03-

Figure V. 5 : les trois formes de déformation.

Tableau V. 1: Pourcentage de participation massique

| Mode | Période (Sec) | $\sum U_x$ [%] | $\sum U_y$ [%] | Masse modale U_x [%] | Masse modale U_y [%] |
|------|------------------|----------------|----------------|-------------------------------|------------------------------|
| 1 | 5.17 | 28.59 | 23.07 | 28.59 | 23.07 |
| 2 | 4.22 | 68.28 | 61.85 | 39.70 | 38.78 |
| 3 | 3.37 | 79.18 | 79.11 | 10.89 | 17.26 |
| 4 | 1.71 | 82.86 | 82.06 | 3.68 | 2.95 |
| 5 | 1.39 | 88.38 | 87.45 | 5.52 | 5.39 |
| 6 | 1.11 | 89.93 | 89.94 | 1.56 | 2.50 |
| 7 | 0.97 | 91.37 | 91.09 | 1.44 | 1.15 |
| 8 | 0.78 | 93.40 | 93.07 | 2.03 | 1.98 |
| 9 | 0.65 | 94.19 | 93.70 | 0.79 | 0.64 |
| 10 | 0.62 | 94.76 | 94.61 | 0.57 | 0.91 |
| 11 | 0.52 | 95.85 | 95.69 | 1.09 | 1.08 |
| 12 | 0.47 | 96.34 | 96.08 | 0.49 | 0.39 |

➤ **Résultat de l'analyse dynamique**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T= 5.17$ sec
- Le 1^{er} mode est un mode de torsion autour de l'axe Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion autour de l'axe X-X .
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion autour de l'axe Z-Z .

V.6.2.Etape 02 :

Pour cette étape on a imposée d'utilisé des contreventements pour contreventer la structure comme il est représenté dans la figure V. 4. Apres plusieurs essai nous présentant le model suivant

➤ **Systeme de contreventement**

Palées triangulées en X et en V : Profilé double UPN 220

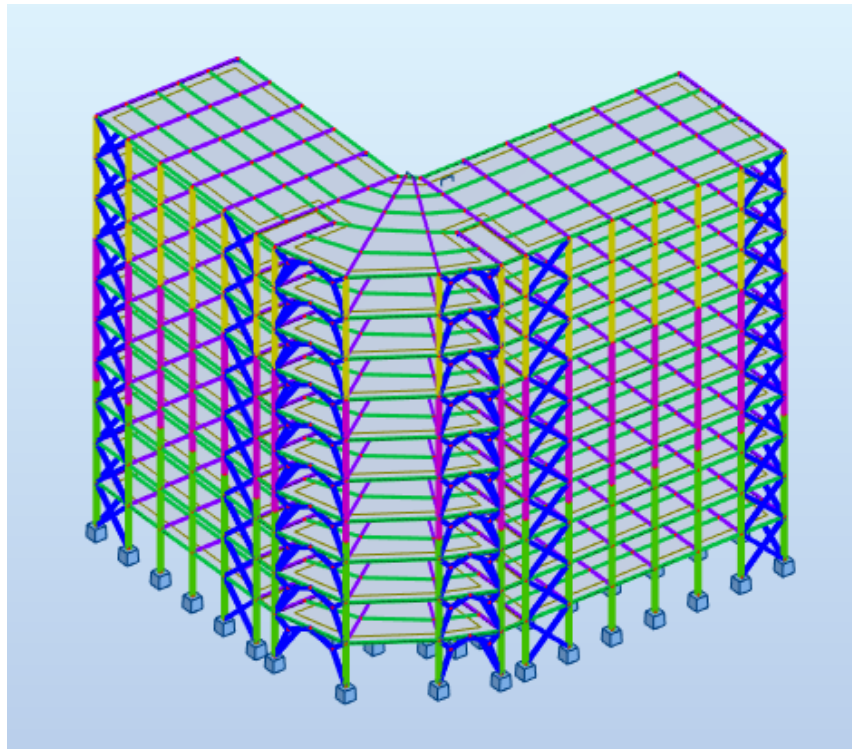
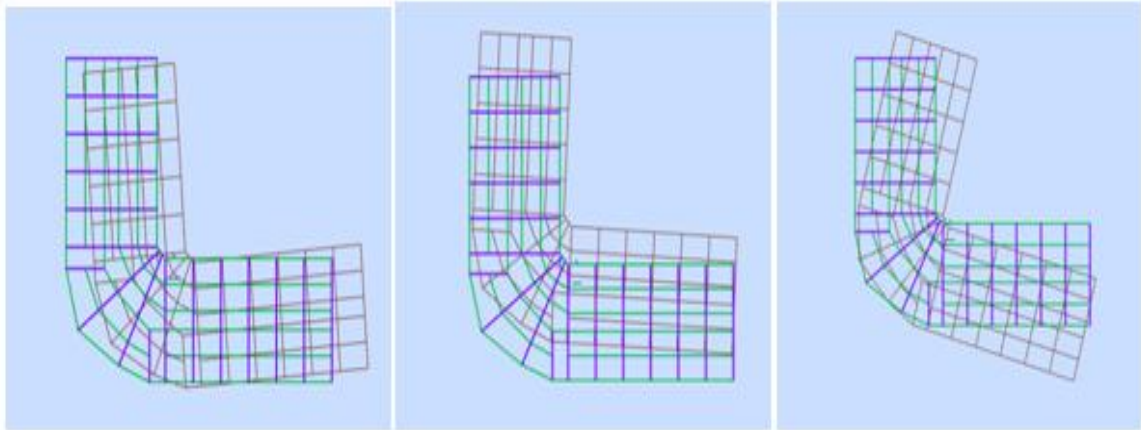


Figure V. 6 : Structure avec palées triangulées en X et en V.



Mode -01-

Mode -02-

Mode -03-

Figure V. 7 : les trois formes de déformation avec palées triangulées en X et en V.

➤ **Période et participation du model**

Tableau V.2 : Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique.

| Mode | Période (Sec) | $\sum U_x$ [%] | $\sum U_y$ [%] | Masse modale U_x [%] | Masse modale U_y [%] |
|------|---------------|----------------|----------------|------------------------|------------------------|
| 1 | 1,51 | 63,74 | 0,35 | 63,74 | 0,35 |
| 2 | 1,43 | 64,85 | 66,03 | 1,11 | 65,68 |
| 3 | 0,92 | 69,36 | 69,06 | 4,51 | 3,03 |
| 4 | 0,38 | 87,19 | 69,15 | 17,84 | 0,09 |
| 5 | 0,36 | 87,42 | 87,38 | 0,23 | 18,23 |
| 6 | 0,24 | 88,37 | 88,21 | 0,95 | 0,83 |
| 7 | 0,17 | 94,26 | 88,21 | 5,89 | 0,00 |
| 8 | 0,16 | 94,27 | 94,23 | 0,01 | 6,01 |
| 9 | 0,11 | 94,53 | 94,46 | 0,26 | 0,24 |
| 10 | 0,11 | 97,10 | 94,46 | 2,57 | 0,00 |
| 11 | 0,10 | 97,11 | 97,11 | 0,00 | 2,64 |
| 12 | 0,08 | 98,33 | 97,11 | 1,22 | 0,00 |

➤ **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1.51 \text{ s} \geq 1.3T_{emp} = 0.943$
- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y
- Le troisième mode est un mode de rotation autour de l'axe Z-Z.
- La participation massique atteint les 90% à partir du 7ème mode suivant l'axe X-X.
- La participation massique atteint les 90% à partir du 8ème mode suivant l'axe Y-Y.

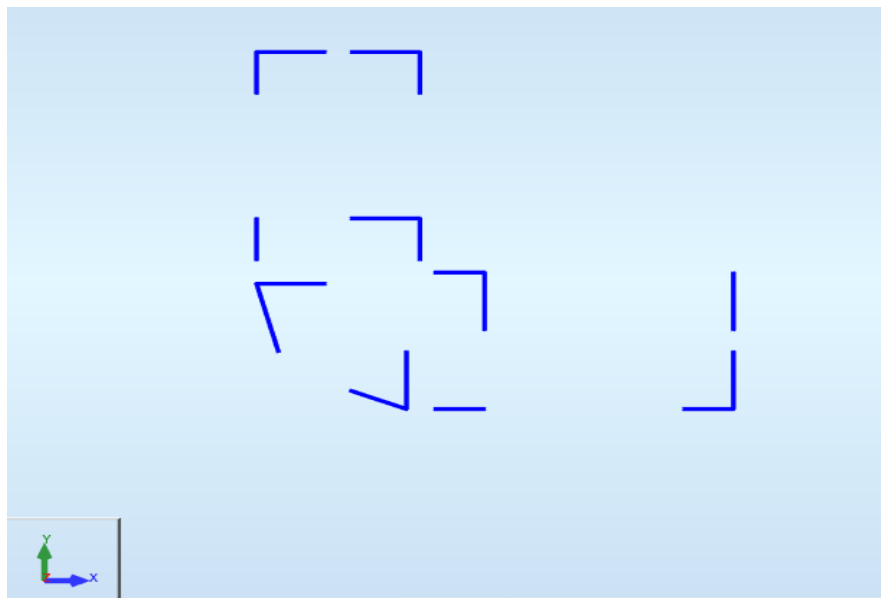


Figure V.8 : disposition des contreventements.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

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

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \quad (\text{Article 4-1 / [5]})$$

- A : coefficient d'accélération de zone

{

 Zone sismique : IIa (Wilaya de Ain Temouchent)
 Groupe d'usage : 2 (Ouvrage courant ou importance moyenne)

 → $A = 0,15$

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

Avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3 \text{ sec} \end{cases}$$

- T_1, T_2 : période caractéristique associé a la catégorie du site on a : Site meuble (S3) (tableau 4.7 [5])

Tableau V. 3: valeurs des périodes caractéristiques[5].

| Site | T_1 (sec) | T_2 (sec) |
|------|-------------|-------------|
| S3 | 0.15 | 0.50 |

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = \min (T_1 ; T_2)$$

Avec :

- $T_1 = CT \times hN^{\frac{3}{4}}$ (Formule 4.6 / [5]).
- $T_{2i} = 0.09 \times \frac{hN}{\sqrt{D_i}}$ (Formule 4.7 / [5]).
- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N) $\rightarrow hN = 35.42$ m (Sans acrotère)
- CT : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, et il est donnée par (tableau 4.6 [5]). Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4) $\rightarrow CT = 0.05$

❖ Sens x : $DX = 37.37m$

$$-T_1 = 0.05 \times (35.42)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T_1 = 0.72 \text{ s}$$

$$-T_2 = 0.09 \times \frac{35.42}{\sqrt{37.37}} \rightarrow T_{2i} = 0.52 \text{ s}$$

$$T = \min (T_1 ; T_2) \rightarrow T_{2i} = 0.52 \text{ s}$$

❖ Sens y : $Dy = 33.47 \text{ m}$

- $T_1 = 0.05 \times (35.42)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T_1 = 0.72 \text{ s}$

- $T_2 = 0.09 \times \frac{35.42}{\sqrt{33.47}} \rightarrow T_{2i} = 0.55 \text{ s}$

$T = \min(T_1 ; T_2) \rightarrow T_{2i} = 0.55 \text{ s}$

La valeur de T considéré dans les deux directions :

$$\begin{cases} T_x = 0.52 \text{ s} \\ T_y = 0.55 \text{ s} \end{cases}$$

D'après l'article de [15], la période doit être comme suit :

Tableau V. 4: Choix de la période de calcul [15].

| SI | La période choisie pour le calcul du facteur « D » est : |
|-----------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|
| $T_{analytique} \leq T_{empirique}$ | $T = T_{empirique}$ |
| $T_{empirique} < T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$ | $T = T_{analytique}$ |
| $T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$ | $T = 1.3 T_{empirique}$ |

D'où :

- Sens x-x :

$T_{empirique} = 0.52 \text{ sec}$

$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.52 = 0.676 \text{ sec}$

- Sens y-y :

$T_{empirique} = 0.55 \text{ sec}$

$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.55 = 0.72 \text{ sec}$

- η : facteur de correction d'amortissement avec ε (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif. (Tableau 4.3 [5]).
Avec $\varepsilon = 5 \%$ (acier dense) donc : $\eta=1$

On calcule D coefficient d'amplification dynamique moyen suivant x et y :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

$$\begin{cases} Dx = 2.037 s \\ Dy = 1.96 s \end{cases}$$

- R : coefficient de comportement global de la structure, en fonction du système de contreventement (tableau 4.3 [5]) et [14].

Notre structure est métallique ; durant le procédé de modélisation on a utilisé un système de contreventement par palées triangulées en X sur les deux sens.

→D'où R=4 pour les deux cas.

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

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} Pq$$

- Pq : est la pénalité a retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée dans [5].

Tableau V.5 : Valeurs des pénalités P_q .

| Critère « q » | Observée (Oui/Non) | $P_q / x-x$ | Observée (Oui/Non) | $P_q / y-y$ |
|----------------------------------------------------------|--------------------|-------------|--------------------|-------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | Oui | 0 | Oui | 0 |
| 2. Redondance en plan | Non | 0.05 | Non | 0.05 |
| 3. Régularité en plan | oui | 0 | oui | 0 |
| 4. Régularité en élévation | oui | 0 | oui | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | Oui | 0 | Oui | 0 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | Oui | 0 | Oui | 0 |
| $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ | / | 1.05 | / | 1.05 |

- W : poids de la structure On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».
- W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».
- W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. $\beta = 0,20$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).(Tableau 4.5 / [5])
- W : Le poids de la structure: $W = 47979,19\text{KN}$ (Valeur extraite du logiciel Robot).

Tableau V. 6: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente.

| Sens | A | D (s) | Q | R | W (KN) | V (KN) | 0,8V (KN) |
|------|------|-------|------|---|----------|----------|-----------|
| x-x | 0.15 | 2.037 | 1.05 | 4 | 47979,19 | 3855,478 | 3084.382 |
| y-y | 0.15 | 1.96 | 1.05 | 4 | 47979,19 | 3712,695 | 2970.156 |

1- Vérification de l'effort tranchant à la base :

Il faut que $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8V_{\text{statique}}$ et cela dans les deux sens [15].

Tableau V. 7 : Vérification de l'effort tranchant.

| | V dynamique | 0.8V statique | Observation |
|-----|-------------|---------------|--------------|
| x-x | 2177.21 | 3084.382 | Non vérifiée |
| y-y | 2266.51 | 2970.156 | Non vérifié |

$V_{\text{dynamique}} \leq 0.8V_{\text{statique}} \rightarrow$ il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique (force, déplacements, moments,...) par la valeur de rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

$$\left\{ \begin{array}{l} r_x = 1.42 \\ r_y = 1.32 \end{array} \right.$$

Tableau V. 8: Vérification de l'effort tranchant.

| | V dynamique | 0.8V statique | Observation |
|-----|-------------|---------------|-------------|
| x-x | 3091.64 | 3084.382 | vérifiée |
| y-y | 2991.80 | 2970.156 | vérifié |

2- Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le [5], concerne les déplacements latéraux inter-étage.

L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ Et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Tableau V. 9: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X.

| Niveau | δ_k [cm] | δ_{k-1} [cm] | Δ_k [cm] | h_k [m] | Δ_k/h_k | Observation |
|---------|--------------------|------------------------|--------------------|--------------|----------------|-------------|
| RDC | 0.9 | 0 | 0.9 | 3.74 | 0,240642 | Vérifiée |
| Etage 1 | 1.70 | 0.9 | 1.7 | 3.52 | 0,482955 | Vérifiée |
| Etage2 | 2.1 | 1.70 | 2.1 | 3.52 | 0,596591 | Vérifiée |
| Etage3 | 2.6 | 2.1 | 2.6 | 3.52 | 0,738636 | Vérifiée |
| Etage4 | 2.8 | 2.6 | 2.8 | 3.52 | 0,795455 | Vérifiée |
| Etage5 | 2.9 | 2.8 | 2.9 | 3.52 | 0,823864 | Vérifiée |
| Etage6 | 3.1 | 2.9 | 3.1 | 3.52 | 0,880682 | Vérifiée |
| Etage7 | 3.1 | 3.1 | 3.1 | 3.52 | 0,880682 | Vérifiée |
| Etage8 | 3 | 3.1 | 3 | 3.52 | 0,852273 | Vérifiée |
| Etage9 | 2.9 | 3 | 2.9 | 3.52 | 0,823864 | Vérifiée |

Tableau V. 10 : Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y.

| Niveau | δ_k [cm] | δ_{k-1} [cm] | Δ_k [cm] | h_k [m] | Δ_k/h_k | Observation |
|---------|--------------------|------------------------|--------------------|--------------|----------------|-------------|
| RDC | 0.8 | 0 | 0.8 | 3.74 | 0,213904 | Vérifiée |
| Etage 1 | 1.4 | 0.8 | 1.4 | 3.52 | 0,397727 | Vérifiée |
| Etage2 | 2 | 1.4 | 2 | 3.52 | 0,568182 | Vérifiée |
| Etage3 | 2.2 | 2 | 2.2 | 3.52 | 0,625 | Vérifiée |
| Etage4 | 2.5 | 2.2 | 2.5 | 3.52 | 0,710227 | Vérifiée |
| Etage5 | 2.7 | 2.5 | 2.7 | 3.52 | 0,767045 | Vérifiée |
| Etage6 | 2.7 | 2.7 | 2.7 | 3.52 | 0,767045 | Vérifiée |
| Etage7 | 2.7 | 2.7 | 2.7 | 3.52 | 0,767045 | Vérifiée |
| Etage8 | 2.7 | 2.7 | 2.7 | 3.52 | 0,767045 | Vérifiée |
| Etage9 | 2.6 | 2.7 | 2.6 | 3.52 | 0,738636 | Vérifiée |

➤ Conclusion

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement «RPA99version 2003 »

3- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9RPA99/2003) :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad [5].$$

Avec

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Tableau V. 11 : Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant les axes X-X et Y-Y.

| Niveau | Vx [KN] | Vy [KN] | Δx [cm] | Δy [cm] | hk [cm] | Pk [KN] | θx | θy | θ ≤ 0.1 |
|--------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|----------|----------|----------|
| RDC | 3091,64 | 2991,8 | 0,9 | 0,8 | 374 | 4769,958 | 0,003713 | 0,00341 | Vérifiée |
| Etage1 | 2979,51 | 2893,26 | 1,7 | 1,4 | 352 | 4755,297 | 0,007708 | 0,006537 | Vérifiée |
| Etage2 | 2797,97 | 2722,77 | 2,1 | 2 | 352 | 4749,194 | 0,010126 | 0,009911 | Vérifiée |
| Etage3 | 2578,77 | 2518,92 | 2,6 | 2,2 | 352 | 4742,046 | 0,013583 | 0,011766 | Vérifiée |
| Etage4 | 2344,62 | 2293,19 | 2,8 | 2,5 | 352 | 4729,624 | 0,016046 | 0,014648 | Vérifiée |
| Etage5 | 2123,06 | 2076,51 | 2,9 | 2,7 | 352 | 4729,624 | 0,018354 | 0,017471 | Vérifiée |
| Etage6 | 1909,87 | 1864,02 | 3,1 | 2,7 | 352 | 4729,624 | 0,021809 | 0,019462 | Vérifiée |
| Etage7 | 1670,52 | 1618,8 | 3,1 | 2,7 | 352 | 4712,071 | 0,024842 | 0,022327 | Vérifiée |
| Etage8 | 1344,95 | 1300,16 | 3 | 2,7 | 352 | 4712,071 | 0,02986 | 0,027799 | Vérifiée |
| Etage9 | 854,28 | 819,41 | 2,9 | 2,6 | 352 | 5366,072 | 0,05175 | 0,048371 | Vérifiée |

➤ **Conclusion :**

Au vu des résultats obtenus pour ce modèle final, le modèle vérifie les critères imposés par le règlement parasismique algérien [5] notamment :

- ✓ Vérification de la période fondamentale.
- ✓ Vérification du comportement modal dans les 3 premiers modes.
- ✓ Vérification de la participation massique.
- ✓ Vérification de la force sismique à la base.
- ✓ Vérification de déplacement inter étage.
- ✓ Vérification de l'effet de P-Δ.

Pour ces vérifications on résume les profilés finaux dans le tableau suivant :

Tableau V. 12 : Profilés finaux adoptés.

| Elément | | Profilés |
|-------------------------|---------------------------------------------------------------------------|----------|
| Poteaux | RDC +1 ^{er} + 2 ^{ème} + 3 ^{ème} | HEA300 |
| | 3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème} + 6 ^{ème} | HEA280 |
| | 7 ^{ème} + 8 ^{ème} + 9 ^{ème} | HEA260 |
| Poutres | Principales | IPE240 |
| | Secondaires | IPE160 |
| Solives | | IPE160 |
| Contreventements | X | 2UPN220 |
| | V | 2UPN220 |

CHAPITRE VI
VERIFICATION DES ELEMENTS
DE L'OSSATURE

VI.1. Introduction

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément. Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont [7] :

VI.1.1. Le flambement

Affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement par flexion).

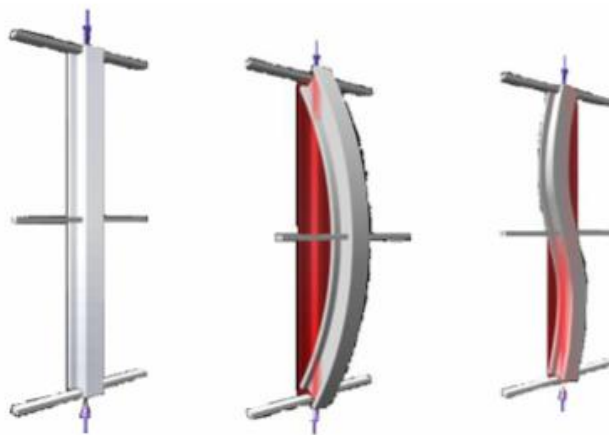


Figure VI.1 : Phénomène du flambement [12].

VI.1.2. Le déversement

Est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

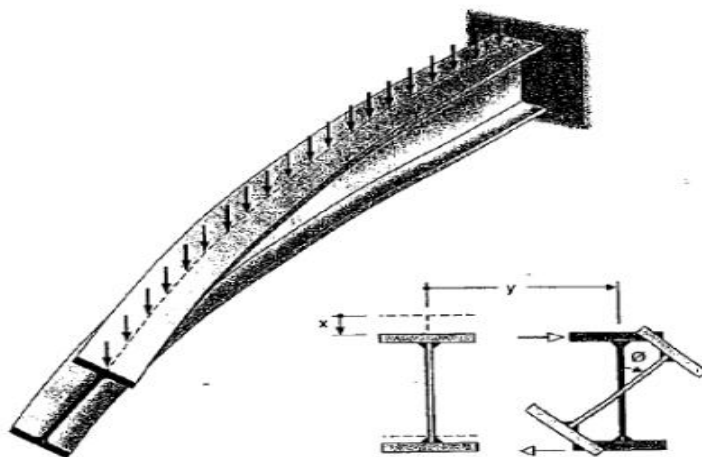


Figure VI.2 : Phénomène du déversement [12].

- **Exploitation des résultats**

Selon la structure du bâtiment étudié on va vérifier 3 groupes d'éléments (poteaux, poutres, contreventement).

VI.2. Vérification des poteaux

En général, les éléments porteurs verticaux sont sollicités à la compression simple, le pré dimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement, mais après l'étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et compression. Donc les poteaux seront dimensionnés à la flexion composée dans ce chapitre.

VI.2.1. Hypothèse de calculs

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant M_y et M_z . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens [7].

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.
- Cas 2 : Un moment $M_{y,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.
- Cas 3 : Un moment $M_{z,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant.

VI.2.2. Les combinaisons des charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

Pour les poteaux et les poutres :

- $1.35G+1.5Q$

- $G+Q+E$

- $0.8G+E$

VI.2.3. Les étapes de la vérification du flambement par flexion

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante [7]

$$\frac{Nsd}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_y \cdot sd}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_z \cdot sd}{W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{classe 1}$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$
- $\mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2 \cdot \beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$
- $\chi_{y,z} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$
- $\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$
- $\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.
- χ_y et χ_z : Sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.
- $f_y = 275 \text{ MPa}$

- Détermination de la longueur de flambement
Mode d'instabilité à nœuds fixe

$$\frac{lk}{l_0} = \left[\frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \eta_1 \eta_2}{2 - 0.364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \eta_1 \eta_2} \right]$$

- η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K \text{ poteaux}}{\sum K \text{ poteaux} + \sum K \text{ poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K \text{ poteaux}}{\sum K \text{ poteaux} + \sum K \text{ poutres}}$$

Avec :

- $K \text{ poteaux}$: sont les rigidités des poteaux = $\frac{I}{H}$
- $K \text{ poutres}$: rigidité des poutres = $\frac{I}{L}$

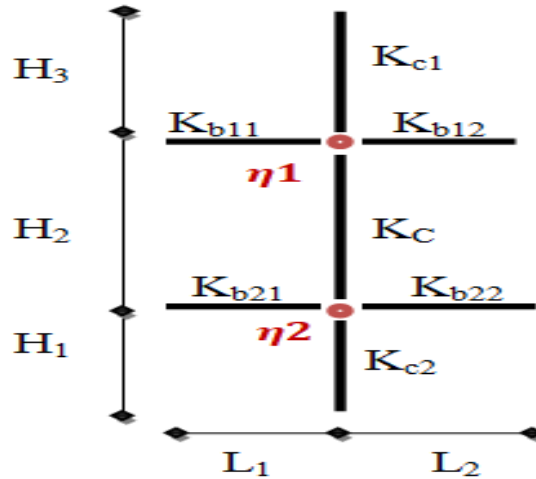


Figure VI. 3 : Facteurs de distribution de la rigidité.

On vérifie 3 situations possibles où dans chaque situation on adopte une sollicitation maximale avec ses autres correspondantes [7].

- 1^{er} cas : N_{sd}^{MAX} ; $M_{y.sd}^{corr}$; $M_{z.sd}^{corr}$

Les résultats donnés par le logiciel ROBOT sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1: Efforts maximaux.

| Étage | Profilé | Combinaisons | N_{sd}^{MAX} (KN) | $M_{y.sd}^{corr}$ (KN.m) | $M_{z.sd}^{corr}$ (KN.m) |
|------------------------------------------------------|---------|--------------|------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | HEA340 | 1.35G+1.5Q | 527.29 | 3.84 | 2.24 |
| 4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} | HEA360 | 1.35G+1.5Q | 1055.61 | 3.47 | 3.77 |
| 1 ^{er} + 2 ^{ème} +3 ^{ème} | HEA400 | 1.35G+1.5Q | 1585.71 | 5.38 | 5.98 |
| RDC | HEA400 | 1.35G+1.5Q | 1762 | 12.24 | 3.43 |

➤ **Suivant y-y**

✓ $K_{poteau (HEA400)} = \frac{45070}{374} = 120.51 \text{ cm}^3 \text{ (Kc)}$

✓ $K_{poutre (IPE330)} = \frac{11770}{390} = 30.17 \text{ cm}^3 \text{ (Kb12)}$

✓ $K_{poutre (IPE330)} = \frac{11770}{390} = 30.17 \text{ cm}^3 \text{ (Kb11)}$

✓ $K_{poteau (HEA400)} = 120.51 \text{ cm}^3 \text{ (Kc1)}$

✓ $\eta_1 = 0.50$ et $\eta_2 = 0$ (Les poteaux de RDC sont encastres au niveau du sol)

✓ $L_{fy} = 2.09 \text{ m}$

➤ **Suivant z-z**

✓ $K_{poteau (HEA400)} = \frac{8564}{374} = 22.89 \text{ cm}^3 \text{ (Kc)}$

- ✓ $K_{poutre (IPE400)} = \frac{23130}{540} = 42.83 \text{ cm}^3 \text{ (Kb12)}$
- ✓ $K_{poutre (IPE330)} = \frac{788.1}{390} = 2.02 \text{ cm}^3 \text{ (Kb11)}$
- ✓ $K_{poteau (HEA340)} = 0 \text{ (Kc1)}$
- ✓ $\eta_1 = 0.09 \text{ et } \eta_2 = 0$
- ✓ $L_{fz} = 1.98 \text{ m}$

➤ Calcul de χ_{min}

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = 12.35$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = 26.97$$

$$\lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\varepsilon = 0,92 \Rightarrow \lambda_1 = 86,81.$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] = 0.14 < 0,2 \text{ Pas de risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] = 0.31 > 0,2 \text{ Il y a risque de flambement.}$$

$$\Phi_{y,z} = 0,5 \times [1 + \alpha_{y,z}(\bar{\lambda}_{y,z} - 0,2)] + \bar{\lambda}_{y,z}^2.$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2.$$

$$t_f \leq 40 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \text{Courbe de flambement (Z-Z) } b \Rightarrow \alpha = 0,34.$$

$$\Rightarrow \text{Courbe de flambement (Y-Y) } a \Rightarrow \alpha = 0,21.$$

$$\text{Donc } \Phi_y = 0.50 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0,56.$$

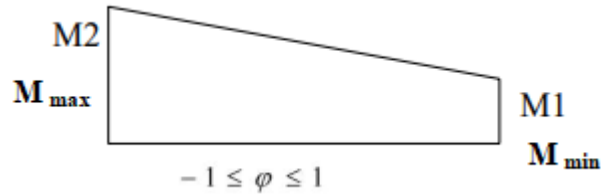
$$\chi_y = 1 \quad \text{et} \quad \chi_z = 0,95 \quad \text{donc} \quad \chi_{min} = 0,95.$$

➤ Calcul de K_y et K_z

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0,90.$$

Avec : β_{My} ; β_{Mz} : Facteur de moment uniforme équivalent.



$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7 \cdot \varphi \text{ Avec } \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \rightarrow \varphi_y = \frac{6.43}{78.99} = 0,08.$$

$$B_{My} = 1,74.$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \rightarrow \varphi_z = \frac{1.5}{24.03} = 0,06$$

$$B_{Mz} = 1,76.$$

$$\mu_y = 0,04 < 0,90 \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$k_y = 1 - \frac{0.051 \times 2975.47 \times 10^3}{1.007 \times 15900 \times 275} = 0.99 < 1,5$$

$$\mu_z = 0,37 < 0,90 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$k_z = 1 - \frac{0.43 \times 2975.47 \times 10^3}{0.96 \times 15900 \times 275} = 0.88 < 1,5$$

➤ **Vérification**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{1762 \times 10^3}{0.95 \times 15900 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1.03 \times 12.24 \times 10^6}{2562000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0.98 \times 3.43 \times 10^6}{1059000 \times \frac{275}{1,1}} = 0.49 < 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ **Remarque**

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux.

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

Tableau VI. 2 : Vérification du flambement suivant Y-Y.

| Etage | Profilé | $n1$ | $n2$ | l_{fy} | λ_y | $\bar{\lambda}_y$ | φ_y | X_y | μ_y | k_y |
|------------------------------------------------------|---------|------|------|----------|-------------|-------------------|-------------|-------|---------|-------|
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | HEA340 | 0.40 | 0.80 | 1.99 | 13.80 | 0.15 | 0.50 | 1 | -0.11 | 1.04 |
| 4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} | HEA360 | 0.42 | 0.83 | 2.02 | 13.27 | 0.16 | 0.50 | 1 | -0.18 | 1.07 |
| 1 ^{er} + 2 ^{ème} +3 ^{ème} | HEA400 | 0.48 | 0.85 | 2.33 | 13.83 | 0.18 | 0.51 | 1 | -0.12 | 1.04 |
| RDC | HEA400 | 0.50 | 0 | 2.08 | 12.35 | 0.14 | 0.50 | 1 | -0.17 | 1.03 |

Tableau VI. 3 : Vérification du flambement suivant Z-Z

| Etage | Profilé | $n1$ | $n2$ | l_{fz} | λ_z | $\bar{\lambda}_z$ | φ_z | X_z | μ_z | k_z |
|------------------------------------------------------|---------|------|------|----------|-------------|-------------------|-------------|-------|---------|-------|
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | HEA340 | 0.09 | 0.39 | 1.69 | 22.65 | 0.26 | 0.54 | 0.97 | 0.11 | 0.95 |
| 4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} | HEA360 | 0.09 | 0.41 | 1.73 | 23.28 | 0.27 | 0.54 | 0.97 | -0.03 | 1.01 |
| 1 ^{er} + 2 ^{ème} +3 ^{ème} | HEA400 | 0.09 | 0.41 | 2 | 27.24 | 0.31 | 0.56 | 0.96 | 0.07 | 1.97 |
| RDC | HEA400 | 0.09 | 0 | 1.98 | 26.97 | 0.31 | 0.56 | 0.95 | 0.07 | 0.98 |

Tableau VI. 4 : Vérification du flambement sous Nsd^{max} .

| Profilé | Nsd^{MAX} (KN) | $My.sd^{corr}$ (KN.m) | $Mz.sd^{corr}$ (KN.m) | Résultats | Observation ≤ 1 |
|---------|---------------------|--------------------------|--------------------------|-----------|-------------------------|
| HEA340 | 527.29 | 3.84 | 2.24 | 0.18 | Vérifiée |
| HEA360 | 1055.61 | 3.47 | 3.77 | 0.35 | Vérifiée |
| HEA400 | 1585.71 | 5.38 | 5.98 | 0.49 | Vérifiée |
| HEA400 | 1762 | 12.24 | 3.43 | 0.49 | Vérifiée |

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

- 2^{ème} cas $M_{y.sd}^{max}$; N_{sd}^{corr} ; $M_{z.sd}^{corr}$

Tableau VI. 5 : Vérification du flambement suivant Y-Y.

| Etage | Profilé | n1 | n2 | l _{fy} | λ _y | $\bar{\lambda}_y$ | φ _y | X _y | μ _y | k _y |
|------------------------------------------------------|---------|------|------|-----------------|----------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | HEA340 | 0.40 | 0.80 | 1.99 | 13.80 | 0.15 | 0.50 | 1 | 0.02 | 0.95 |
| 4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} | HEA360 | 0.42 | 0.83 | 2.02 | 13.27 | 0.16 | 0.50 | 1 | 0.02 | 0.99 |
| 1 ^{er} + 2 ^{ème} +3 ^{ème} | HEA400 | 0.48 | 0.85 | 2.33 | 13.83 | 0.18 | 0.51 | 1 | 0.03 | 0.99 |
| RDC | HEA400 | 0.50 | 0 | 2.08 | 12.35 | 0.14 | 0.50 | 1 | -0.08 | 1.09 |

Tableau VI. 6 : Vérification du flambement suivant Z-Z

| Etage | Profilé | n1 | n2 | l _{fz} | λ _z | $\bar{\lambda}_z$ | φ _z | X _z | μ _z | k _z |
|------------------------------------------------------|---------|------|------|-----------------|----------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | HEA340 | 0.09 | 0.39 | 1.69 | 22.65 | 0.26 | 0.54 | 0.97 | 0.4 | 0.95 |
| 4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} | HEA360 | 0.09 | 0.41 | 1.73 | 23.28 | 0.27 | 0.54 | 0.97 | 0.38 | 0.94 |
| 1 ^{er} + 2 ^{ème} +3 ^{ème} | HEA400 | 0.09 | 0.41 | 2 | 27.24 | 0.31 | 0.56 | 0.96 | 0.3 | 0.9 |
| RDC | HEA400 | 0.09 | 0 | 1.98 | 26.97 | 0.31 | 0.56 | 0.95 | -0.4 | 1.09 |

Tableau VI. 7 : Vérification du flambement sous $M_{y.sd}^{max}$.

| Profilé | N_{sd}^{corr} (KN) | $M_{y.sd}^{max}$ (KN.m) | $M_{z.sd}^{corr}$ (KN.m) | Résultats | Observation ≤ 1 |
|---------|-------------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------|--------------------|
| HEA340 | 381.51 | 52.98 | 21.12 | 0.34 | Vérifiée |
| HEA360 | 480.25 | 64.57 | 9.10 | 0.33 | Vérifiée |
| HEA400 | 1147.35 | 63.51 | 3.43 | 0.52 | Vérifiée |
| HEA400 | 1026.23 | 127.97 | 7.57 | 0.51 | Vérifiée |

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

- 3^{ème} cas Mz, sd^{max} ; Nsd^{corr} ; My, sd^{corr}

Tableau VI.8 : Vérification du flambement suivant Y-Y.

| Etage | Profilé | n1 | n2 | l _{fy} | λ _y | $\bar{\lambda}_y$ | φ _y | X _y | μ _y | k _y |
|------------------------------------------------------|---------|------|------|-----------------|----------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | HEA340 | 0.40 | 0.80 | 1.99 | 13.80 | 0.15 | 0.50 | 1 | 0.02 | 0.99 |
| 4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} | HEA360 | 0.42 | 0.83 | 2.02 | 13.27 | 0.16 | 0.50 | 1 | 0.01 | 0.99 |
| 1 ^{er} + 2 ^{ème} +3 ^{ème} | HEA400 | 0.48 | 0.85 | 2.33 | 13.83 | 0.18 | 0.51 | 1 | 0.02 | 0.99 |
| RDC | HEA400 | 0.50 | 0 | 2.08 | 12.35 | 0.14 | 0.50 | 1 | 0.04 | 0.98 |

Tableau VI.9 : Vérification du flambement suivant Z-Z

| Etage | Profilé | n1 | n2 | l _{fz} | λ _z | $\bar{\lambda}_z$ | φ _z | X _z | μ _z | k _z |
|------------------------------------------------------|---------|------|------|-----------------|----------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} | HEA340 | 0.09 | 0.39 | 1.69 | 22.65 | 0.26 | 0.54 | 0.97 | 0.41 | 0.97 |
| 4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} | HEA360 | 0.09 | 0.41 | 1.73 | 23.28 | 0.27 | 0.54 | 0.97 | 0.37 | 0.91 |
| 1 ^{er} + 2 ^{ème} +3 ^{ème} | HEA400 | 0.09 | 0.41 | 2 | 27.24 | 0.31 | 0.56 | 0.96 | 0.30 | 0.91 |
| RDC | HEA400 | 0.09 | 0 | 1.98 | 26.97 | 0.31 | 0.56 | 0.95 | 0.38 | 0.89 |

Tableau VI.10: Vérification du flambement sous Mz, sd^{max} .

| Profilé | Nsd^{corr} (KN) | My, sd^{corr} (KN.m) | Mz, sd^{max} (KN.m) | Résultats | Observation ≤ 1 |
|---------|----------------------|---------------------------|--------------------------|-----------|--------------------|
| HEA340 | 245.30 | 52.98 | 19.77 | 0.29 | Vérifiée |
| HEA360 | 763.77 | 35.09 | 15.89 | 0.39 | Vérifiée |
| HEA400 | 1147.36 | 63.51 | 15.64 | 0.52 | Vérifiée |
| HEA400 | 1275.49 | 78.99 | 24.03 | 0.55 | Vérifiée |

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

VI.2.4. vérification vis-à-vis du déversement

Les éléments à section transversale pour lesquelles le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{Nsd}{\chi_z \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y.sd}}{x_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times Nsd}{X_z \times A \times f_y} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.90$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

- **Exemple de calcul**

On doit d'abord vérifier que : $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4 \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5}$

Sachant que :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{iz}}{\sqrt{c1} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{K \times L}{iz}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 15.48 ; \bar{\lambda}_{LT} = 0.17 \leq 0.4 \rightarrow \text{pas de risque de déversement.}$$

Remarque : on a vérifié tous les poteaux les plus sollicités de notre structure et on a trouvé que l'élançement réduit était $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$. Donc dans ce cas il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

VI.3. Vérification des poutres principales

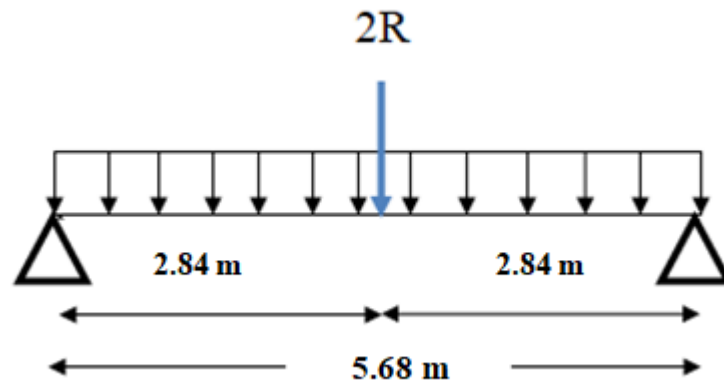


Figure VI. 4: Schéma statique de la poutre principale.

Les calculs seront fait sur une poutre principale de profilé IPE400 et de longueur $L=5.68\text{m}$. D'après le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, la combinaison de charge la plus défavorable est $1.35G + 1.5Q$ dans la poutre principale la plus sollicitée.

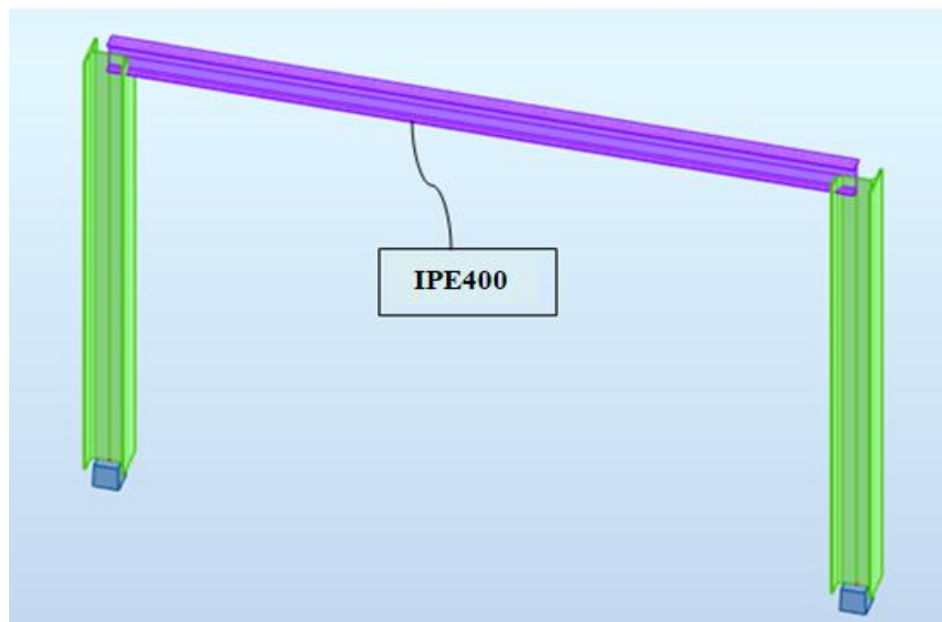


Figure VI.5: Poutre principale IPE400.

VI.3.1 Les Sollicitations [10] :

- $M_{sd} = 243.13 \text{ KN.m}$.
- $V_{sd} = 35.62 \text{ KN}$.

VI.3.2 Vérification du moment fléchissant

Position de l'axe neutre plastique:

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

- $R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$
 $= (0.57 \times 25 \times 1350 \times 65) \times 10^{-3} = 1250.43 \text{ KN}$
- $R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_0$
 $= 0.95 \times 275 \times (84.46 \times 10^2) \times 10^{-3} = 2206.51 \text{ KN}$

$$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans l'acier donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w$$

$$A_w = t_w (h - 2t_f)$$

$$A_w = 8.6(400 - 2(13.5)) = 3207.8 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 0.95 \times 275 \times 3207.8 \times 10^{-3} = 838.03 \text{ KN} \quad R_w < R_{\text{béton}}$$

$$M_{sd} \leq M_{p.lrd} = [R_{\text{acier}} \times \frac{h_0}{2} + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)] \times 10^{-3}$$

$$M_{p.lrd} = [2206.51 \times \frac{400}{2} + 1250 \left(\frac{65}{2} + 55 \right)] \times 10^{-3}$$

$$M_{sd} = 243.13 \text{ KN.m} \leq M_{p.lrd} = 550.68 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VI.3.3. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_m 0}$$

A_v : Aire de cisaillement.

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

$$A_v = 2902.9 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 2902.9 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 418.99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 35.62 \text{ KN} \leq V_{plRd} = 418.99 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VI.3.4. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 209.49 \text{ kN} > V_{sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\rightarrow Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

VI.3.6. Calcul des connecteurs [10]

On adopte comme connecteur des goujons ductiles $\begin{cases} h : \text{hauteur du connecteur} = 95 \text{ mm} \\ d : \text{diamètre du fût} = 19 \text{ mm} \end{cases}$

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

➤ Détermination Résistance au cisaillement

Dans notre cas $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4$

$$\mathbf{Prd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25} \times 30.5 \times 10^3}{1.25} = 73.13 \text{ KN} \\ 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 81.65 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow \mathbf{73.13 \text{ KN}}$$

➤ Influence du sens du bac d'acier

K_t : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \frac{h_{sc}}{h_p} - 1$$

$N_r = 1$: Nombre de goujon par nervure

$h_p = 55$ mm

$h_c = 95$ mm (hauteur du connecteur)

$b_0 = 88,5$ mm Largeur moyenne de la nervure

$$k_t = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \times \frac{95}{55} - 1 = 0.702 \leq 1$$

donc :

$$\text{Prd (Résistance au cisaillement)} \times K_t \longrightarrow 73.13 \times 0.702 = 51.34 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL

$$RL = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}})$$

$$RL = \inf (1250.43 \text{ KN} ; 2206.51 \text{ KN}) \longrightarrow RL = 1250.43 \text{ KN}$$

➤ Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{RL}{Prd} = \frac{1250.43}{51.34} = 24.35$$

On prend 25 goujons sur la demi portée, c'est-à-dire 50 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

➤ L'espacement minimal des connecteurs

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

$$E_{max} \geq 6.h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{Nbr - 1} = \frac{5400}{50 - 1} = 110.20 \text{ mm} \geq E_{min}$$



$$95 \text{ mm} \leq 110.20 \text{ mm} \leq 570 \text{ mm}$$

on opte un $Esp = 105 \text{ mm}$

VI.4. Vérification des poutres secondaires

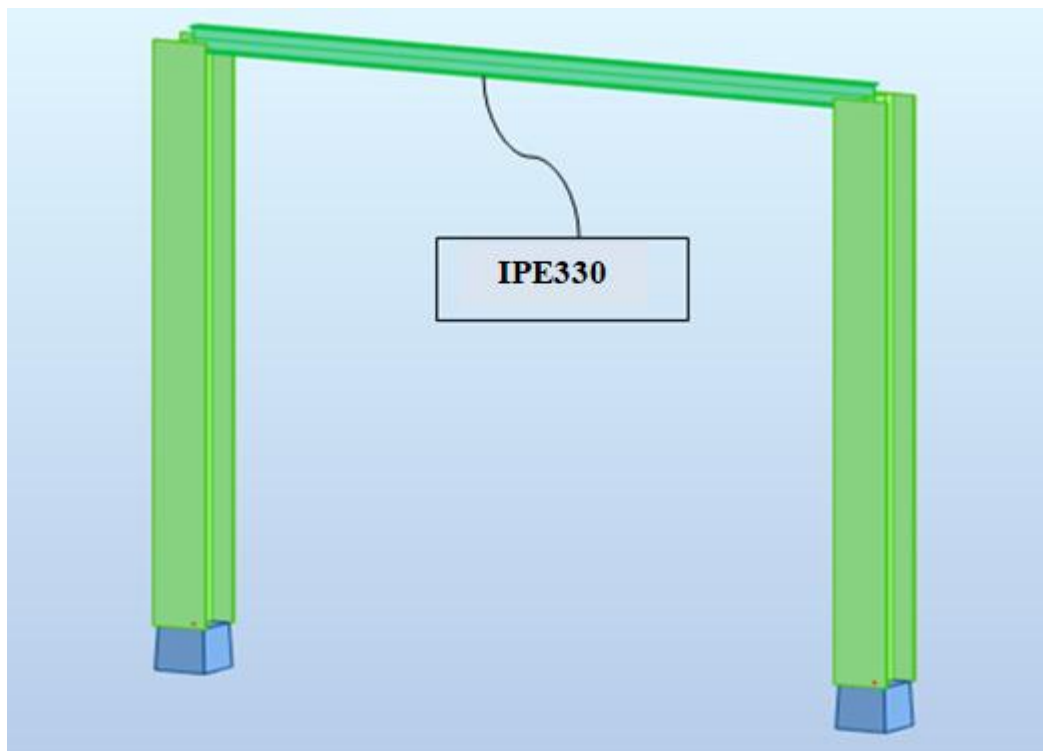


Figure VI.6 : Poutre secondaire IPE330.

Les calculs seront fait sur une poutre secondaires de profilé IPE330 et de longueur $L=3.39 \text{ m}$

D'après le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis, la combinaison de charge la plus défavorable est $G + Q + Ex$ dans la poutre secondaire la plus sollicitée

VI.4.1 Les Sollicitations [10] :

- $M_{sd} = 70.50 \text{ KN.m}$
- $V_{sd} = 16.45 \text{ KN}$

VI.4.2 Vérification du moment fléchissant

Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = 0.57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$
 $= (0.57 \times 25 \times 980 \times 65) \times 10^{-3} = 907.73 \text{ KN}$
 - $R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_0$
 $= 0.95 \times 275 \times (62.64 \times 10^2) \times 10^{-3} = 1636.47 \text{ KN}$
- $R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}}$

Axe neutre se trouve dans l'acier donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w$$

$$A_w = t_w (h - 2t_f)$$

$$A_w = 7.5(330 - 2(11.5)) = 2302.5 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 0.95 \times 275 \times 2302.5 \times 10^{-3} = 601.52 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_w < R_{\text{béton}}$$

$$M_{sd} \leq M_{p.lrd} = [R_{\text{acier}} \times \frac{h_0}{2} + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right)] \times 10^{-3}$$

$$M_{p.lrd} = [1636.47 \times \frac{330}{2} + 907.73 \left(\frac{65}{2} + 55 \right)] \times 10^{-3}$$

$$M_{sd} = 70.50 \text{ KN.m} \leq M_{p.lrd} = 349.44 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

VI.4.3. Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

A_v : Aire de cisaillement.

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

$$A_v = 2082.75 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 2082.75 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 300.62 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 16.45 \text{ KN} \leq V_{plRd} = 300.62 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifié}$$

VI.4.4. Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 150.31 \text{ KN} > V_{sd} = 16.45 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\rightarrow Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

VI.4.6. Calcul des connecteurs[10]

Dans notre cas $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4$

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25} \times 30.5 \times 10^3}{1.25} = 73.13 \text{ KN} \\ 0.8 \cdot fu \cdot \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 81.65 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow 73.13 \text{ KN}$$

➤ **Influence du sens du bac d'acier :**

K_t : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$kt = \frac{0.7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \frac{h_{sc}}{h_p} - 1$$

$N_r = 1$: Nombre de goujon par nervure

$h_p = 55$ mm

$h_c = 95$ mm (hauteur du connecteur)

$b_0 = 88,5$ mm Largeur moyenne de la nervure

$$kt = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \frac{95}{55} - 1 = 0.819 \leq 1$$

donc :

$$Prd \text{ (Résistance au cisaillement)} \times K_t \longrightarrow 73.13 \times 0.82 = 59.90 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL**

$$RL = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acier}})$$

$$RL = \inf (907.73 \text{ KN} ; 1636.47 \text{ KN}) \longrightarrow RL = 907.73 \text{ KN}$$

➤ **Nombre de connecteurs : par demi-portée**

$$N_{bre} = \frac{RL}{Prd} = \frac{907.73}{59.90} = 15.15$$

On prend 16 goujons sur le demi porté, c'est-à-dire 32 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre secondaire.

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

➤ L'espacement minimal des connecteurs

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

$$E_{max} \geq 6. h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$Esp = \frac{L}{Nbr - 1} = \frac{3900}{32 - 1} = 125 \text{ mm}$$



$$95 \text{ mm} \leq 125 \text{ mm} \leq 570 \text{ mm}$$

on opte un $Esp = 120 \text{ mm}$

VI.5. Vérification de système de contreventements

Tableau VI. 11: Caractéristiques de profilé UPN220.

| Caractéristiques de profilé | I _y (cm ⁴) | I _z (cm ⁴) | W _{ply} (cm ³) | W _{plz} (cm ³) | A (cm ²) | G (Kg/m) | i _y (cm) | i _z (cm) |
|-----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|----------|---------------------|---------------------|
| UPN220 | 2590 | 197 | 292 | 64.1 | 37.4 | 29.4 | 8.48 | 2.3 |

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude qui sont autorisées par le règlement parasismique algérien [5] sont des palées en V et en X.

VI.5. 1. Vérification des palées en (X) 2UPN220

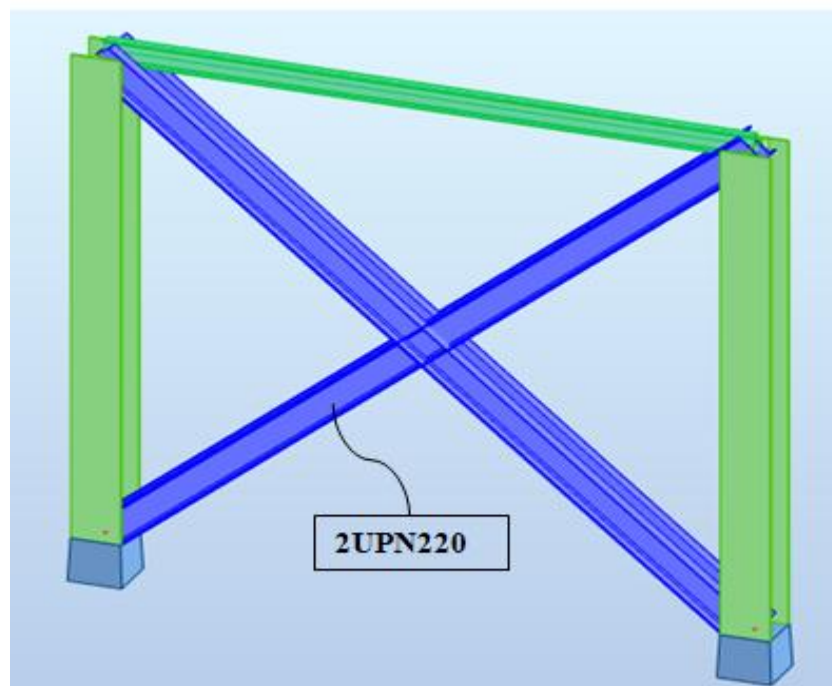


Figure VI.7: Système de contreventement en X.

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

➤ Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 827.58$ KN obtenue sous la combinaison $G+Q+1.25 Ex$ (La combinaison la plus défavorable).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{trd} = 3740 \times \frac{2 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 1870 \text{ KN}$$

Donc $N_{tsd} = 827.58 \text{ KN} \leq N_{trd} = 1870 \text{ KN} \rightarrow$ Condition Vérifiée

➤ Vérification sous l'effort de compression

Les diagonales sont sollicités en compression seul avec un effort $N_{c,sd} = 827.58$ KN obtenue sous la combinaison $G+Q+1.25 Ex$ (La combinaison la plus défavorable).

Donc ils doivent être vérifiés également au flambement simple.

$$N_{csd} \leq N_{crd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \dots \dots \dots (5.16 [3])$$

$$N_{crd} = 3740 \times \frac{2 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 1870 \text{ KN}$$

Donc : $N_{csd} = 827.58 \text{ KN} \leq N_{crd} = 1870 \text{ KN} \rightarrow$ Condition Vérifiée

➤ Vérification au flambement simple [3]

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être égale à :

$$N_{brd} = \chi \times \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \dots \dots \dots (5.45 [3])$$

Avec :

- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe 1 et 2.)
- $\gamma_{M1} = 1,1$.
- $f_y = 275 \text{ MPA}$.
- $l_f = 5.40 \text{ m}$.

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

- $\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{540}{8.48} = 63.68.$
- $\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{540}{7.49} = 72.05.$
- $\varepsilon = 0.92$
- $\lambda_1 = 86.81$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86.81} = 0.73.$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86.81} = 0.83.$$

- Pour les profilés en U, on a courbe de flambement c donc $\alpha = 0.49$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \rightarrow \Phi_y = 0,89$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \rightarrow \Phi_z = 0,99$$

$$X_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]}} \rightarrow X_y = 0.71 \quad ; \quad X_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]}} \rightarrow X_z = 0.65$$

$$X_{min} = \min(X_y, X_z) \rightarrow X_z = 0.65$$

$$N_{brd} = \frac{0.65 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1215.5 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 827.58 \text{ KN} \leq N_{brd} = 1215.5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VI.5. 2.Vérification des palées en (V) 2UPN220

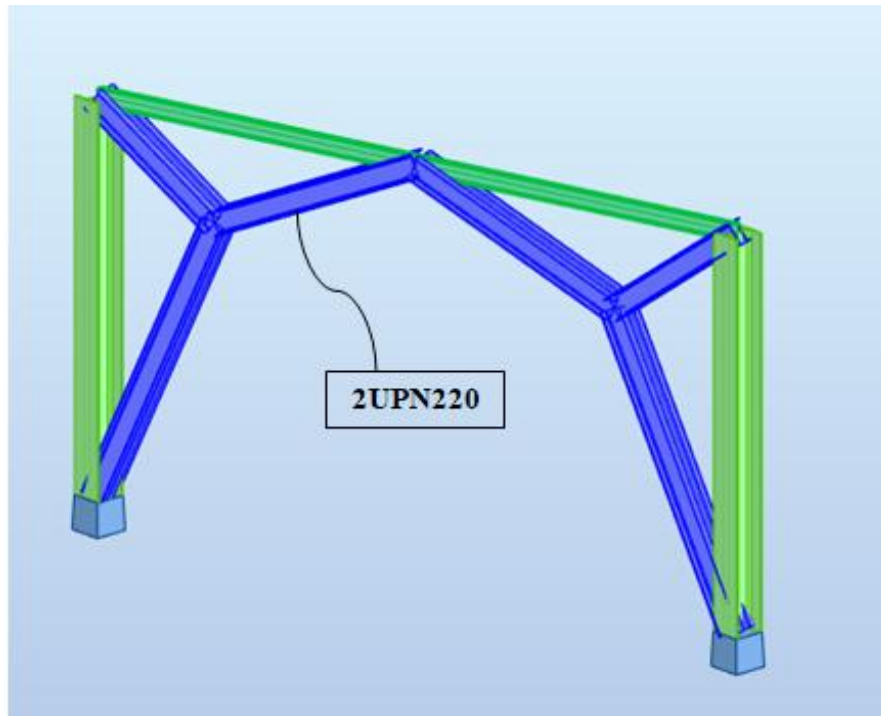


Figure VI.8: Système de contreventement en V.

➤ **Vérification sous l'effort de traction :**

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 747.94$ KN obtenue sous la combinaison $G+Q+1.25 Ex$ (La combinaison la plus défavorable).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{trd} = 3740 \times \frac{2 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 1870 \text{ KN}$$

Donc $N_{tsd} = 747.49 \text{ KN} \leq N_{trd} = 1780 \text{ KN} \rightarrow$ Condition Vérifiée

➤ **Vérification sous l'effort de compression**

Les diagonales sont sollicités en compression seul avec un effort $N_{c, sd} = 747.94$ KN obtenue sous la combinaison $G+Q+1.25 Ex$ (La combinaison la plus défavorable).

Donc ils doivent être vérifiés également au flambement simple.

$$N_{csd} \leq N_{crd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \dots\dots\dots (5.16 [3])$$

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

$$N_{crd} = 3740 \times \frac{2 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 1870 \text{ KN}$$

Donc : $747.94 \text{ KN} \leq N_{crd} = 1780 \text{ KN} \rightarrow$ Condition Vérifiée

➤ Vérification au flambement simple

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être égale à :

$$N_{brd} = \chi \times \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots 5.45 [3]$

Avec :

- $\beta_A = 1$ (Pour les sections de classe 1 et 2.)
- $\gamma_{M1} = 1,1$.
- $f_y = 275 \text{ MPA}$.
- $l_f = 2.94 \text{ m}$.
- $\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{294}{8.48} = 34.65$.
- $\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{294}{7.49} = 39.18$.
- $\epsilon = 0.92$
- $\lambda_1 = 86.81$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,81} = 0.40.$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,81} = 0.45.$$

- Pour les profilés en U, on a courbe de flambement c donc $\alpha = 0.49$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \rightarrow \Phi_y = 0,63$$

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \rightarrow \Phi_z = 0,66$$

$$X_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{[\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]}} \rightarrow X_y = 0.89 \quad ; \quad X_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{[\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]}} \rightarrow X_z = 0.87$$

$$X_{min} = \min(X_y, X_z) \rightarrow X_z = 0.87$$

CHAPITRE VI VERIFICATION DES ELEMENTS DE L'OSSATURE

$$N_{brd} = \frac{0.87 \times 1 \times 2 \times 37.4 \times 10^2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1626.9 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 747.94 \text{ KN} \leq N_{brd} = 1626.9 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VI .6.Conclusion

Le but de ce chapitre était de vérifier la stabilité des sections obtenues après l'étape de la modélisation, et ces dernières ont largement satisfait les critères de la réglementation appropriée (CCM97, EUROCODE03).

Les profilés adoptés pour les poteaux, les poutres, et les contreventements sont résumé dans le tableau suivant

Tableau VI. 12 : Tableau récapitulatif des profilés adoptés.

| Etages | RDC | 1 ^{er} +2 ^{ème} +3 ^{ème} | 4 ^{ème} +5 ^{ème} +6 ^{ème} | 7 ^{ème} +8 ^{ème} +9 ^{ème} |
|------------------------|-------------|-----------------------------------------------------|------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|
| Poteaux | HEA400 | HEA400 | HEA360 | HEA340 |
| Poutres | Principales | IPE400 | | |
| | Secondaires | IPE330 | | |
| Contreventement | En X | 2UPN220 | | |
| | En V | 2UPN220 | | |

CHAPITRE VII
ETUDES DES ASSEMBLAGES

VII .1. Introduction

Les ossatures de bâtiments en acier sont constituées de différents types d'éléments structuraux qui doivent être chacun et de manière appropriée, relié aux parties environnantes de la structure .Cela implique le recours à de nombreuses formes d'assemblages.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Il existe deux modes d'assemblages fondamentaux utilisés dans la construction métalliques :

- Assemblage par boulonnage.
- Assemblage par soudure.

Il faut noter que, parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur chantier et de les assembler.

Dans ce chapitre on va faire le calcul des connexions boulonnés et soudés, dans les différents cas.

VII.1.1. Assemblage par boulonnage

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable, qui consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute adhérence [12].

Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier [9].

| Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons | | | | | | | | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| Classe | 4,6 | 4,8 | 5,6 | 5,8 | 6,6 | 6,8 | 8,8 | 10,9 |
| f_{yb} (N/mm ²) | 240 | 320 | 300 | 400 | 360 | 480 | 640 | 900 |
| f_{ub} (N/mm ²) | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 600 | 800 | 1000 |

Tableau VII. 2: Caractéristiques géométriques des boulons [9].

| | M8 | M10 | M12 | M14 | M16 | M18 | M20 | M22 | M24 | M27 | M30 |
|----------------------------|------|------|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| d (mm) | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 24 | 27 | 30 |
| d₀ (mm) | 9 | 11 | 13 | 15 | 18 | 20 | 22 | 24 | 26 | 30 | 33 |
| A (mm²) | 50,3 | 78,5 | 113 | 154 | 201 | 254 | 314 | 380 | 452 | 573 | 707 |
| As (mm²) | 36,6 | 58 | 84,3 | 115 | 157 | 192 | 245 | 303 | 353 | 459 | 561 |

- d: Diamètre de la partie non filetée de la vis.
- d₀ : Diamètre nominal du trou.
- A : Section nominale du boulon.
- As : Section résistante de la partie filetée.

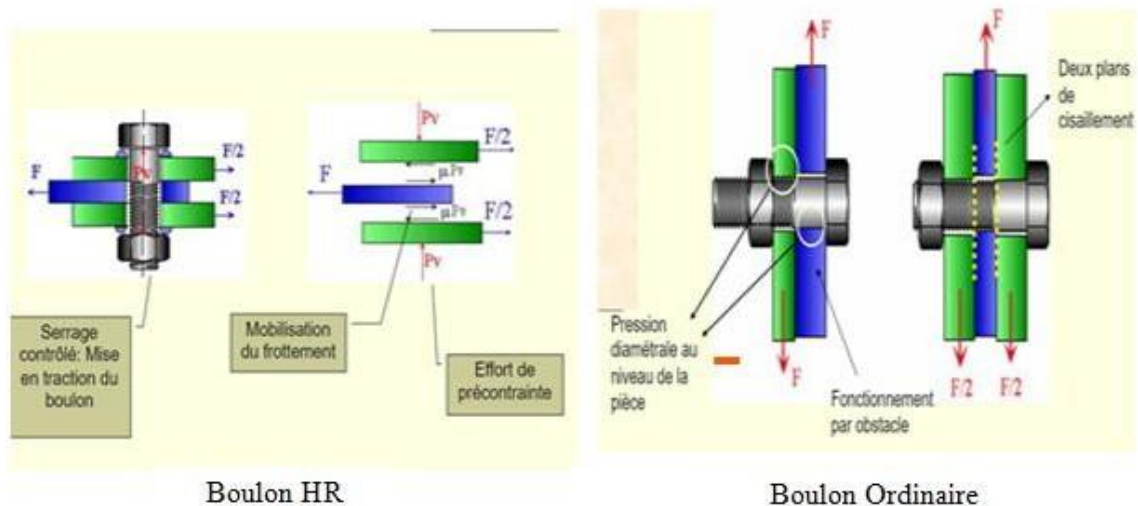


Figure VII.1. Fonctionnement des boulons HR et Ordinaires [12].

VII.1.2. Assemblage par soudure

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos ...

Deux types de soudures sont couramment utilisés : les soudures d'angle et les soudures en bout.

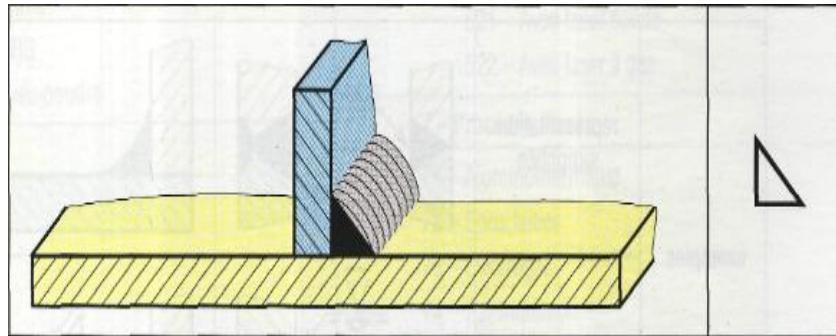


Figure VII.2. La soudure d'angle[12].

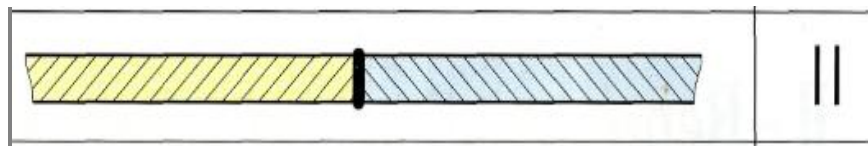


Figure VII.3. La soudure en bout à bout.

VII.2. Etapes de la vérification des assemblages [3] :

Les vérifications se feront sous la combinaison la plus défavorable, en suivant ces étapes :

- ✓ Choix des dimensions de la platine et de boulons.
- ✓ Vérifier la disposition constructive.
- ✓ Vérification à la résistance (cisaillement) de l'assemblage.
- ✓ Vérification à la pression diamétrale.
- ✓ Vérifier la résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées.
- ✓ Vérification à la résistance de l'âme (du poteau) dans la zone tendue et comprimée.
- ✓ Vérification à la résistance de l'âme (du poteau) dans la zone cisillée.
- ✓ Dimensionnement de la plaque d'assise (uniquement pour pied de poteau).
- ✓ Vérification de la plaque d'assise à la projection étendue (pour pied de poteau).
- ✓ Vérifier la tige d'ancrage à la résistance (uniquement pour pied de poteau).

VII.3. Choix du type d'assemblage [3]

Le choix d'assemblage est fait en fonction du :

- Critère structurel : résistance, comportement
- Critère de fabrication : faisabilité
- Critère propre au montage sur site : possibilité de réglages, faisabilité sur site
- Critère économique.

Dans ce chapitre, 5 types d'assemblage sont traités, on se basant sur les normes de [3]

- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage de contreventement en X et V.
- Assemblage pied de poteau

On essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage et les autres seront calculés en utilisant le logiciel de Autodesk Robot Structural Analysis 2018.

VII.4. Etudes des assemblages

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4^{ème} année, et [3]

VII.4.1. Assemblage poteau-poutre

- Poteau HEA400
- Poutre IPE 400

VII.4.1.1. Assemblage bout à bout

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque

a) Caractéristique géométrique des profilés et données mécaniques

- Poutre IPE400:

$$H = 400\text{mm} \quad b = 180\text{mm} \quad t_f = 13.5\text{mm} \quad t_w = 8.6\text{mm} \quad A = 84.46\text{cm}^2$$

- Poteau HEA400:

$$H = 390\text{mm} \quad b = 300\text{mm} \quad t_f = 19\text{mm} \quad t_w = 11\text{mm} \quad A = 159\text{cm}^2$$

- Données de calcul

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 261.50 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant: $V_{sd} = 108.37 \text{ KN}$

b) calcul de soudure de la poutre IPE400

- l'épaisseur du cordon sur semelle

la nuance d'acier utilisé est S275 alors [3] :

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 13.5 \times \frac{275}{1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 6.75 \text{ mm}$$

- L'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 8.6 \times \frac{275}{1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 4.29 \text{ mm}$$

On prend $a = 8 \text{ mm}$

- Vérification de la soudure
- ✓ on suppose que le moment M est reprise uniquement par les cordons de soudure 1 et 2
- ✓ on suppose que l'effort N est reprise par le cordon de soudure 3

nuance d'acier S275 :

$$L_3 = 373 \text{ mm}$$

$$L_2 = 195.7 \text{ mm}$$

$$L_1 = 180 \text{ mm}$$

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

$$t_w = 8.6 \text{ mm}$$

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

$$h = 400 \text{ mm}$$

- Vérification de l'effort tranchant

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible :

$$V \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times L_3 \times a \times f_{us}}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

$$V = 108.37 \text{ KN}$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 373 \times 8 \times 430}{\sqrt{3} \times 0.85 \times 1.3} = 948.11 \text{ KN}$$

$$V \leq V_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification du moment

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible :

$$M \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times h}$$

$$I_s = 2aI_1 \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4I_2 a \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

$$M = 261.5 \text{KN.m}$$

$$I_s = 2.19 \times 10^{10} \text{mm}^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 2.19 \times 10^{10} \times 430}{0.85 \times 1.30 \times 400} = 30130.42 \text{KN.m}$$

$$M \leq M_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification des boulons HR

- Choix de diamètre du boulons

On choisi 10 boulons de diametre 20 mm (M20) et de classe 10.9

$$\text{M20} \rightarrow d = 20\text{mm}, d_0 = 22\text{mm}$$

- Détermination du nombre de boulons nécessaires

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \quad \text{Et} \quad F_{v,rd} = \frac{0.5 f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0.5 \times A_s \times f_{ub}} = \frac{108.37 \times 1.25}{0.5 \times 245 \times 1000} = 1.11$$

$$\text{On prend } n_b = 10 \left\{ \begin{array}{l} \text{nombre de file : 2} \\ \text{nombre des boulons par ranger : 5} \end{array} \right.$$

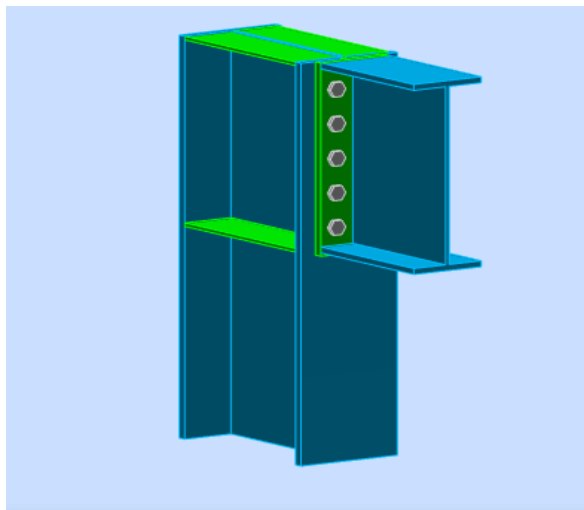


Figure VII.4 : Assemblage poteau-poutre IPE400- HEA400.

- Disposition constructive des boulons

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm, et on a 10 boulons HR de diamètre 20 mm et de classe 10.9

La procédure de calcul est la suivante

- ✓ Donner les dispositions constructives et les conditions pour choisir les valeurs de e_1, p_1, e_2 et p_2 .
- ✓ Choisir une valeur pour e_1, p_1, e_2 et p_2 , de telle manière que ces quatre valeurs vérifient les dispositions constructives.
- ✓ La valeur de l'effort qui sera prise en compte dans les vérifications c'est la valeur maximale.

Les conditions de la disposition constructive sont :

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$✓ \quad 26.4 \leq e_1 \leq 240$$

$$✓ \quad 48.4 \leq p_1 \leq 200$$

$$✓ \quad 33 \leq e_2 \leq 240$$

$$✓ \quad 66 \leq p_2 \leq 240$$

On choisit une platine de (410 × 180 × 20) mm

$$e_1 = 75 \text{ mm} ; p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$e_2 = 45 \text{ mm} ; p_2 = 120 \text{ mm}$$

- Détermination des efforts max F_{Mi} dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus :

$$F_{Mi} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$d_1 = 469.5 \text{ mm}; d_2 = 369.5 \text{ mm}; d_3 = 269.5 \text{ mm}; d_4 = 169.5 \text{ mm}; d_5 = 69.5 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 1815756.25 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que : $F_{m1} \leq nF_p$

Avec

- $n = 2$ (nombre de boulons par rangés).
- $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$: L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon (1000 N/mm² pour les boulons HR10.9)
- A_s : L'aire de la section du boulon.

$$nF_p = 2 \times 0.7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 343 \text{ KN}$$

$$F_{M1} = \frac{261.5 \times 469.5 \times 10^3}{1815756.25}$$

$$F_{M1} = 67.61 \text{ KN} < nF_p = 343 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction + cisaillement)

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

- L'effort tranchant par boulon

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{108.37}{10} = 10.837 \text{ KN}$$

- La résistance au glissement $F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p,rd} - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{ms}}$$

Avec

- $k_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales
- $\mu = 0.3$ Surface nettoyées par brossage métallique
- $n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement
- $\gamma_{ms} = 1.25$ Pour les résistances au glissement.

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 171.5 \text{ KN} \quad \text{la résistance par boulon}$$

$$F_{t,rd} = 67.61 \text{ KN} \quad (\text{L'effort de traction } F_{t,rd} = F_{m1})$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0.3 \times (171.5 - 0.8 \times 67.61)}{1.25} = 56.35 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 10.837 \text{ KN} < 56.35 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Pression diamétrale

On a une platine d'épaisseur $t = 20 \text{ mm}$

$$F_{v,sd} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

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

$$\alpha = \min[1.13; 1.26; 2.43; 1]$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 410 \times 20 \times 20}{1.25} = 328 \text{ KN} > F_{v,sd} = 10.837 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

- Résistance du poteau

Ame raidie aucune vérification n'est nécessaire.

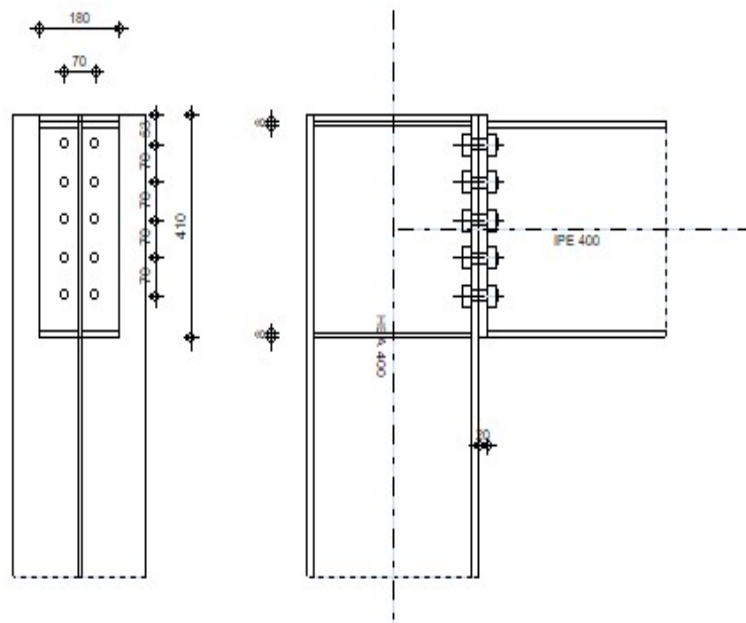


Figure VII.5 : Assemblage Poteau – Poutre.

VII.4.2. Contreventement en X

Pour le présent projet, les diagonales les plus sollicitées sont formées par des doubles UPN220 ce qui fait que les boulons de l'assemblage diagonale-gousset seront doublement cisailés.

VII.4.2.1. Assemblage des diagonales

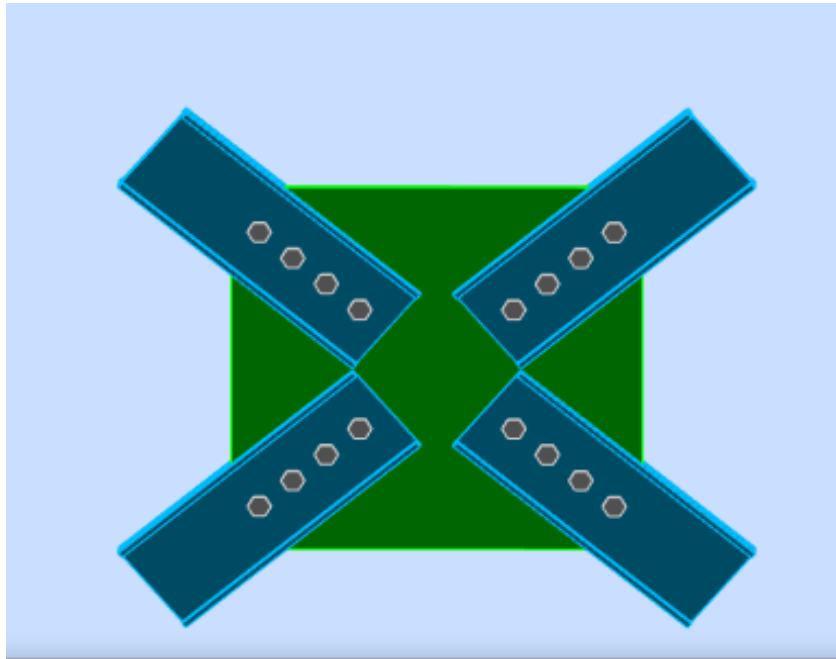


Figure VII.6 : assemblage de diagonale X.

a) L'effort tranchant de 2UPN220

Les efforts sont tirés du logiciel Robot :

$$N_{b1,sd} = -217.90 \text{ KN}$$

$$N_{b2,sd} = -137.43 \text{ KN}$$

$$N_{b3,sd} = -224.67 \text{ KN}$$

$$N_{b4,sd} = -141.92 \text{ KN}$$

➤ Le choix

4 boulons M33, de classe 8.8 pour chaque barre.

$$d_0 = 36 \text{ mm}; A_s = 694 \text{ mm}^2; f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

b) Disposition constructive

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 43.2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \Rightarrow 79.2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad 54 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_1 = 60\text{mm} \\ p_1 = 110\text{mm} \\ e_2 = 100\text{mm} \end{cases}$$

➤ Un gousset de $800 \times 800 \times 10\text{mm}$

c) Vérification de la résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement

$$\text{Il faut que } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = 266.496\text{KN}$$

Barre 01 : $217.19 \text{ KN} < 266.496 \text{ KN}$ Condition vérifiée

Barre 02 : $137.43\text{KN} < 266.496\text{KN}$ Condition vérifiée

Barre 03 : $224.67 \text{ KN} < 266.496\text{KN}$ Condition vérifiée

Barre 04 : $141.92 \text{ KN} < 266.496\text{KN}$ Condition vérifiée

d) La pression diamétrale

On vérifiée la pression diamétrale, dans ce cas pour le profilé UPN220 car l'épaisseur du gousset est plus importante.

$$F_{v,sd} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] \rightarrow \alpha = \min[0.55; 0.76; 1.86; 1] \rightarrow \alpha = 0.55$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0.55 \times 410 \times 33 \times 10}{1.25} \times 2 = 297.660\text{KN}$$

⇒ La condition est vérifiée pour les quatre barres.

a) Les efforts sollicitant

D'après le logiciel ROBOT :

L'effort tranchant par 2UPN220 est $V_{sd} = 211.74 \text{ KN}$

Et pour un seul UPN220 est : $V_{sd} = 105.87 \text{ KN}$

b) Nombre et diamètres des boulons

Pour ce type d'assemblage, on choisit 5 boulons de M27 et de classe 8.8

c) Disposition des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 36\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 66\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 45\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$e_1 = 80 \text{ mm} ; p_1 = 100\text{mm} ; e_2 = 140 \text{ mm}$$

d) Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$\text{Il faut vérifier que : } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 459 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,rd} = 176.256 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 105.87 \text{ KN} < F_{v,rd} = 176.256 \text{ KN}$$

e) Vérification de la pression diamétrale :

$$\text{Il faut vérifier que : } 2F_{v,sd} < F_{b,rd}$$

$F_{b,rd}$: La résistance de la pièce avec la pression diamétrale au bord d'un trou normalisé.

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times t \times d}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } f_u = 430 \text{ N/mm}^2 ; t = 20 \text{ mm}$$

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

$$\alpha = \min[0.89; 0.86; 1.86; 1]$$

$$\alpha = 0.86$$

- **Assemblages par double cornière**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en

IPE300 avec l'âme de la poutre en **IPE 400**, avec une file verticale de deux boulons.

a) Caractéristique géométrique double cornière

- Poutre IPE 400

$$h = 400\text{mm} ; b = 180\text{ mm} ; t_f = 13.5\text{mm} ; t_w = 8.6\text{mm} ; A = 84.46\text{cm}^2$$

- Solive IPE 300

$$h = 300\text{mm} ; b = 150\text{mm} ; t_f = 10.7\text{mm} ; t_w = 7.1\text{mm} ; A = 53.81\text{cm}^2$$

b) L'effort tranchant

$$V_{sd} = 35.03\text{ KN}$$

c) Dimensionnement de l'assemblage

○ Choix des boulons:

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents, le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite [3] :

$$t \leq 10\text{mm} \rightarrow d = (12 ; 14)\text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25\text{mm} \rightarrow d = (16 ; 20 ; 24)\text{ mm}$$

$$t \geq 10\text{mm} \rightarrow d = (24 ; 27 ; 30)\text{ mm}$$

On choisit 2 boulons de diamètre 14 mm (M14) de classe 4.8.

- d_0 : Diamètre du trou du boulon.

$$d_0 = d + \alpha$$

- α : Le jeu entre le boulon et le trou, dépend du diamètre du boulon.

$$\alpha = 1\text{ mm} \quad \text{si} \quad d \leq 14\text{ mm}$$

$$\alpha = 2\text{ mm} \quad \text{si} \quad 16 \leq d \leq 24\text{ mm}$$

$$\alpha = 3\text{ mm} \quad \text{si} \quad d > 24\text{ mm}$$

$$M16 \Rightarrow d = 16\text{mm} \quad d_0 = 18\text{mm}$$

o Disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 39.6\text{mm} \leq p_1 \leq 92.4\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 27\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 54\text{mm} \leq p_2 \leq 92.4\text{mm}$$

$$e_1 = 45 \text{ mm}; p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$e_2 = 55 \text{ mm}; p_2 = 60 \text{ mm}$$

d) Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

- $f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $A_s = 157 \text{ mm}^2$: Section résistante en traction
- $\gamma_{Mb} = 1,25$: Résistance des boulons à la traction

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 400 \times 157}{1,25} = 30.144 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$f_{vrd} = n \times f_{vrd} = 4 * 30.144 = 120.576 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 35.03 \text{ kN} < F_{vrd} = 120.576 \text{ KN} \rightarrow$ Donc la condition est vérifiée

e) Vérification de la pression diamétrale

On a une cornière **CAE100 × 100 × 10**

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{tab. 6.5.3[3]})$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0.83 ; 0.86; 0.93; 1) = 0.83.$$

- $F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

- $F_{v.sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.
- f_u : La résistance à la traction des cornières = 275.

$$d = 16; d_0 = 18; t = 10mm; \gamma_{Mb} = 1.25; f_u = 430 MPa;$$

$$e_1 = 45 mm; p_1 = 60 mm$$

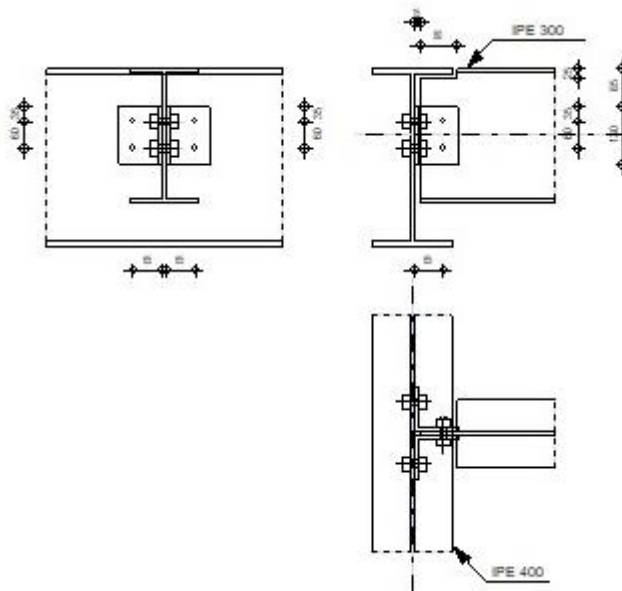
$$F_{b.rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 275 \times 16 \times 10}{1,25} = 88 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n_b \times n_s} = \frac{35.05}{2 \times 2} = 8.76 \text{ kN} < F_{brd} = 88 \text{ KN}$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée.

On optera donc **2 boulons** de diamètre (**M16**) de classe **4.8** et une cornière de (**100x100x10**).



Figures VII. 11 : Vérification d'assemblage solive-poutre.

VII.4.5. Pied de Poteau

Appui au sol d'un poteau Pied de poteau articulé. La mise en œuvre la plus courante consiste à souder une platine à l'extrémité du poteau.

Elle est traversée par deux tiges d'ancrage et repose sur l'élément de fondation en béton. Même si la liaison semble rigide, elle fonctionne en fait comme une articulation.

Il est quelquefois nécessaire de souder sous la platine un tronçon de profilé appelé « bêche » pour transmettre l'effort horizontal au massif de fondation.

Pied de poteau encastré La platine soudée à l'extrémité du poteau est traversée par quatre tiges ancrées dans le béton. Afin que les contraintes soient admissibles et les déformations faibles pour un encastrement, il est nécessaire de choisir des platines épaisses ou des platines minces mais raidies[3].

VII.4.6. Assemblage poteau-poteau (Voire annexe F)

Dans ce type d'assemblage on propose deux méthodes de calcul :

- Assemblage poteau- poteau par couvre joint.
- Assemblage poteau-poteau par platine.

VII.4.7. Poteau HEA650 – HEA650 : (par couvre joint)

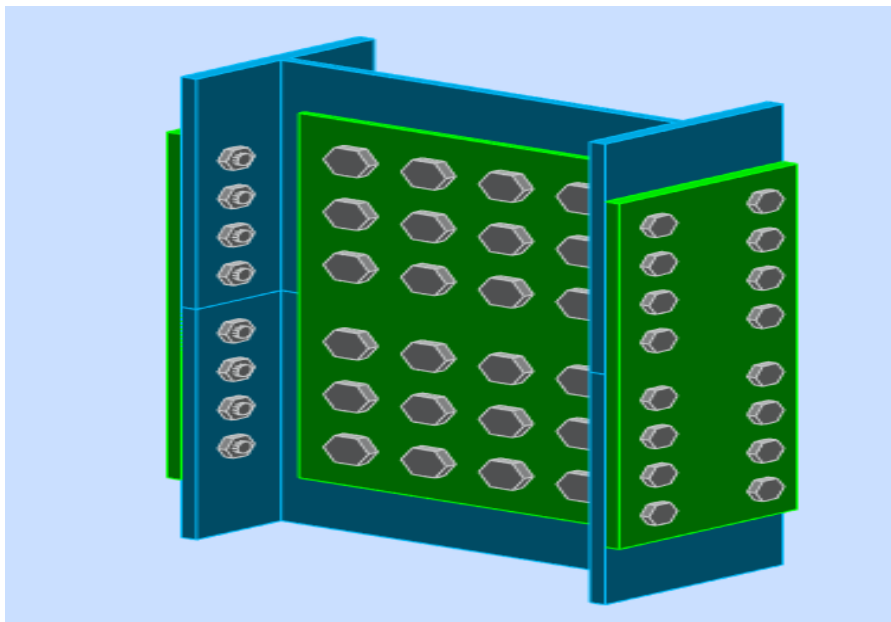
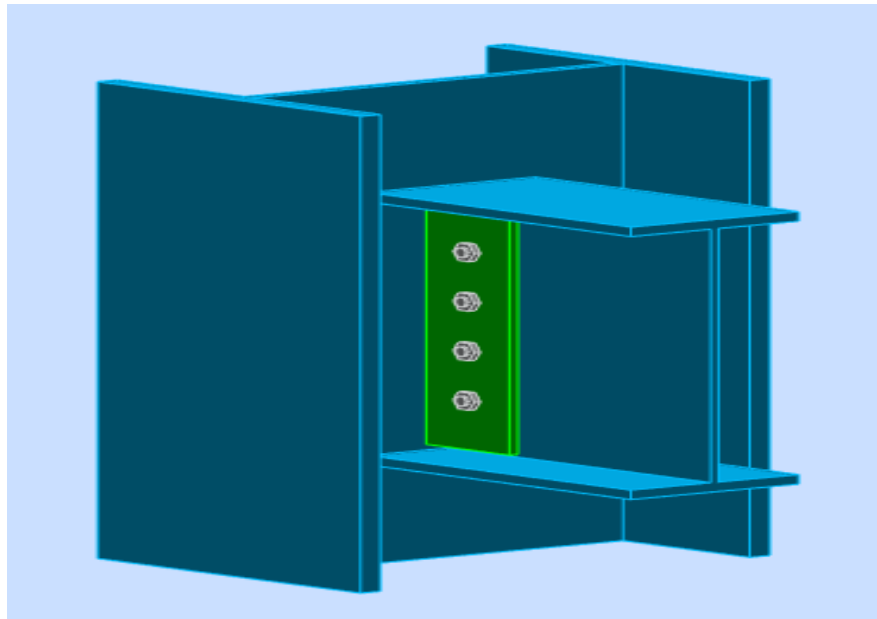


Figure VII. 12: Assemblage Poteau-Poteau (HEA400-HEA400).

VII.4.8. Assemblage poteau-poutre secondaire (Voire annexe F)

Figures VII. 13: Assemblage Poteau-Poutre secondaire (HEA400-IPE330).

VII.5. Conclusion

Les assemblages sont vérifiés d'après l'EC 03 et le CCM97, en utilisant le logiciel ROBOT 2019.

CHAPITRE VIII
CALCUL LES ELEMENTS DU
SOUS-SOL

VIII.1. Introduction

Dans le contexte de notre édifice, le sous-sol est défini comme étant toute pièce ou étage situé en dessous du rez-de-chaussée et principalement ou entièrement en dessous du niveau du sol.

Ce chapitre vise à déterminer et vérifier les éléments constitutifs du sous-sol de notre bâtiment.

VIII .1.1.Etude les éléments du sous-sol

Dans notre cas on a un seul sous-sol, nous devons faire un pré dimensionnement des éléments résistants en respectant les règles et les normes en vigueur données par le [5].

- Les planchers : on a choisis d'utiliser des planchers mixtes comme dans les étages courants en gardant les mêmes dimensions et charges.
- Les poutres : les mêmes profilés que celles des étages courants.
- Les poteaux : on va choisir des poteaux mixtes.
- Voile périphérique : le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément charger par la poussée de terre.

VIII.2.Etude du voile périphérique

En résumé, le voile périphérique joue un rôle crucial en fournissant une rigidité, une indéformabilité et une stabilité globale au bâtiment. Il contribue à assurer la sécurité et la durabilité de la structure, en particulier face aux forces horizontales telles que le vent ou les séismes.

VIII.2.1. Dimensionnement du voile périphérique

Pour le dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du [5].

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15$ cm
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.
- ✓ L'épaisseur est de 20 cm.

✓ La hauteur de voile périphérique = 3.68m.

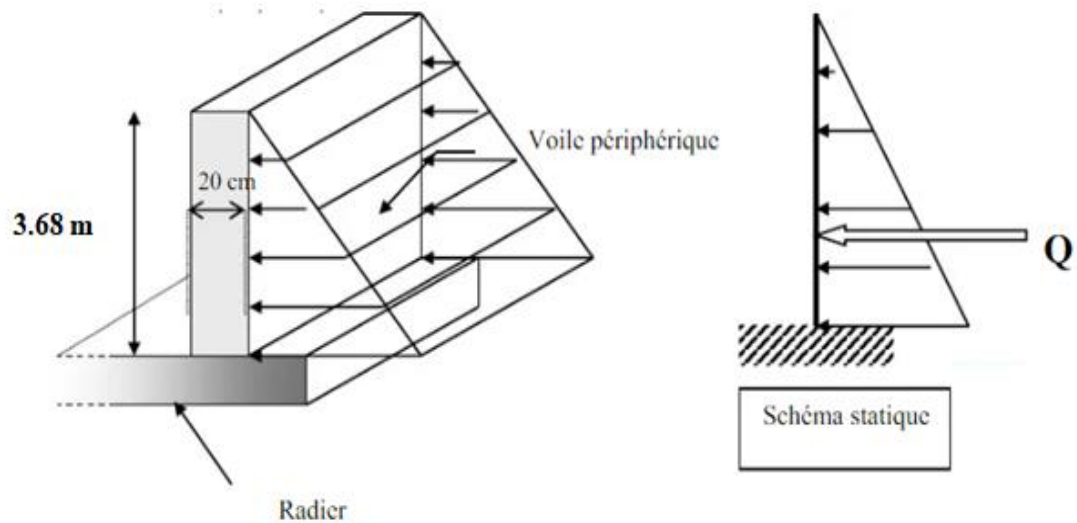


Figure VIII.1: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité.

VIII.2.2. Méthode de calcul

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées de terre, on considère le tronçon le plus défavorable pour une bande de 1m.

$$L_x = 3.68\text{m}$$

$$L_y = 5.68 \text{ m.}$$

D'après [6], les charges réparties sont données par

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec

- Q : la contrainte sur une bande de 1m.
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
- γ : poids spécifique de terre ($\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$).
- H : hauteur de voile (H= 3,68 m).
- φ : Angle de frottement de remblai.

On a $\varphi = 30^\circ$ dépend de type de terrain

$$\longrightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,333.$$

a) Effort dans le voile

✚ Vérification à E.L.U

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.68}{5.68} = 0,65 > 0,4 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens.}$$

➤ Calcul des sollicitations

$$M_{0x} = \mu_x \times qu \times L_x^2.$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}.$$

En travée $M_{tx} = 0,85 M_{0x}.$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}.$$

En appuis $M_{ax} = -0,3 M_{0x}.$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y}.$$

➤ Combinaison fondamentale

E.LU : $qu = [(1,35 \times \gamma \times he \times A)] \times 1 \text{ ml} \rightarrow qu = 1,35 \times 18 \times 3,68 \times 0,333 = 29.78 \text{ KN/ml.}$

E.L.S : $qser = (\gamma \times he \times A) \times 1 \text{ ml} \rightarrow qser = 18 \times 3,68 \times 0,333 = 22.05 \text{ KN/ml.}$

On a $\alpha = 0,65$ Donc d'après le tableau :

$$\left\{ \begin{array}{l} u_x = 0,075 \\ u_y = 0,378 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_x = u_x \times Q_u \times L_x^2 = 30.24 \text{ KN.m.} \\ M_y = u_y \times M_x = 11.43 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

➤ Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 25.70 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 9.71 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moment en appuis**

Appui de rive : $M_{ax} = -0,3 \times M_x = -9.07 \text{ KN.m.}$

Appui intermédiaire : $M_{ay} = -0,5 \times M_y = - 5.71 \text{ KN.m.}$

b) Calcul de ferrailage

$b = 100 \text{ cm} ; h = e = 20 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 18 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

✓ Calcul de μ

$$\mu = \frac{Mu}{b \times h \times f_{bc}}$$

✓ Calcul de α

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

✓ Calcul de z

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

✓ Calcul de A_s

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s}$$

✓ Calcul de l'espacement

En Travée

Sens x

$$St \leq \min \begin{cases} 3h = 60 \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 33 \text{ cm} \text{ On opte } St = 20 \text{ cm}$$

Sens y

$$St \leq \min \begin{cases} 4h = 80 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 45 \text{ cm} \text{ On opte } St = 20 \text{ cm}$$

Sur Appui

$$St \leq 33 \text{ cm} \text{ On opte } St = 20 \text{ cm}$$

Tableau VIII.1: Ferrailage du voile périphérique.

| | Sens | M (KN.m) | μ | A_s' (cm ²) | α | Z (cm) | A_{cal} (cm ²) | Choix | A_{adp} (cm ²) | Esp (cm) |
|--------|------|-------------|-------|------------------------------|----------|-----------|---------------------------------|-------|---------------------------------|-------------|
| Travée | X-X | 25.70 | 0,053 | 0 | 0,062 | 17 | 4,34 | 4HA12 | 4.52 | 20 |
| | Y-Y | 9,71 | 0,020 | 0 | 0,025 | 17,82 | 1,56 | 4HA12 | 4.52 | 20 |
| Appuis | X-X | -9.07 | 0,019 | 0 | 0,021 | 17,84 | 1.24 | 2HA12 | 2,26 | 20 |
| | Y-Y | -5.71 | 0,011 | 0 | 0,013 | 17,90 | 0,77 | 2HA12 | 2,26 | 20 |

c) Condition exige par le RPA 99

Le pourcentage minimum est de 0,1% de la section dans les deux sens en disposé en deux nappes [5].

$$A_t = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2.$$

$$A_t = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2.$$

d) Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens, avec $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{ cm}$ [6].

$$A_s > 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_s \begin{cases} 4.52\text{ cm}^2 \\ 4.52\text{ cm}^2 \\ 2.26\text{ cm}^2 \\ 2.26\text{ cm}^2 \end{cases} > 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 18 = 2.17\text{ cm}^2$$

e) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bh} < \overline{\tau_u} = 0,05. f_{c28}$

$$T_u = \max (T_x ; T_y).$$

$$T_x = \frac{qu \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 47.73 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{qu \times L_x}{3} = 36.53 \text{ KN.}$$

$$T_u = \max(47.73 ; 36.53) = 47.73 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{47.73 \times 10^3}{1000 \times 200} = 0,23 \text{ MPa.}$$

—

$$\tau_u = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ Vérification à E.L.S

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,65 > 0,40.$$

➤ Evaluation des sollicitations à ELS

$$\begin{cases} u_x = 0,075 \\ u_y = 0,378 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_x = u_x \times Q_s \times L_x^2 = 22.39 \text{ KN.m.} \\ M_y = u_y \times M_x = 8.46 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 19.03 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 7.19 \text{ KN.m.}$$

Moment en appuis

$$M_{ax} = -0,3 \times M_x = -6.71 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times M_y = -4.23 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification des contraintes

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d- y).$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 250 \text{MPa} \right\}$$

Tableau VIII. 2: Vérification des contraintes à ELS.

| | Sens | M _{ser} (KN.m) | A _s (cm ²) | σ _{bc} MPa | σ _{bc} [—] MPa | σ _s MPa | σ _s [—] MPa | Condition σ _{bc} < σ _{bc} [—] σ _s < σ _s [—] |
|--------|------|----------------------------|--------------------------------------|------------------------|-------------------------------------|-----------------------|------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Travée | X-X | 19.03 | 4.52 | 4,42 | 15 | 128.30 | 250 | Vérifiée |
| | Y-Y | 7.19 | 4.52 | 1,92 | 15 | 114.60 | 250 | Vérifiée |
| Appui | X-X | -6.71 | 2,26 | 1,79 | 15 | 125,62 | 250 | Vérifiée |
| | Y-Y | -4.23 | 2,26 | 1,29 | 15 | 91,15 | 250 | Vérifiée |

➤ Le choix final de ferrailage

Tableau VIII. 3: Choix final de ferrailage de voile périphérique.

| | Sens | Choix | A _s (cm ²) | Esp (cm) |
|--------|------|-------|-----------------------------------|----------|
| Travée | X-X | 4HA12 | 4.52 | 20 |
| | Y-Y | 4HA12 | 4.52 | 20 |
| Appui | X-X | 2HA12 | 2,26 | 20 |
| | Y-Y | 2HA12 | 2,26 | 20 |

f) Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20 \times Mo} \quad \rightarrow \quad 0.054 \geq 0.042 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27 \text{ à } 37} \quad \rightarrow \quad 0.054 \geq 0.037 \text{ à } 0.027 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \rightarrow \quad 2.51 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec

- L : la portée entre nus d'appuis.
- h : la hauteur totale de la section.
- M_o : le moment isostatique.
- M_t : le moment maximal en travée.
- A_s : la section de l'armature tendue correspondante.
- F_e : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

g) Schéma de ferrailage

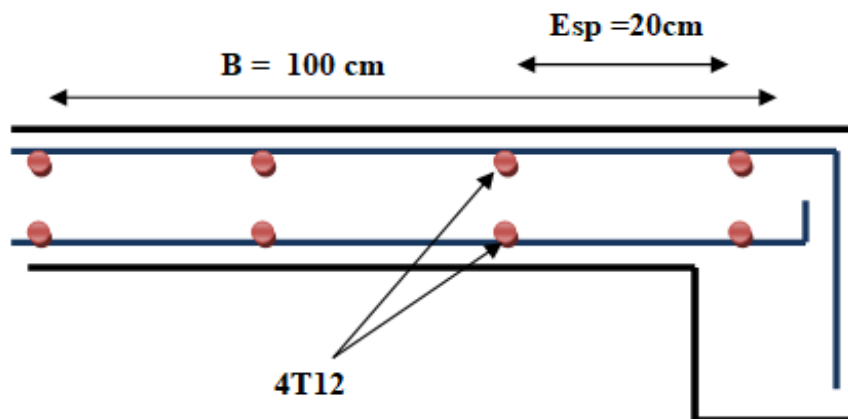


Figure VIII.2: Ferrailage du voile périphérique.

VIII.3. Etude des poteaux mixtes [4]

Les poteaux mixtes sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non.

Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types

- Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton.
- Les poteaux en profilés creux remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés les semelles et l'âme des profilés les constituant sont enrobé d'une couche de béton par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre les semelles qui est remplis de béton.

VIII.3. 1.Méthodes de calcul des poteaux mixtes [4]

L'Eurocode 4 présentes deux méthodes de dimensionnement

- 1) **La méthode générale** : qui impose de prendre en compte les effets du second ordre au niveau local de l'élément et les imperfections. Cette méthode peut s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques et a deux poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi de méthodes de calcul numérique et peut être appliquée avec l'utilisation de programme informatique.
- 2) **La méthode simplifiée** : utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier tenant compte implicitement des imperfections qui affectent ces poteaux.

Cette méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes de section uniforme sur toute la hauteur et de sections doublement symétriques.

Dans notre cas en va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau partiellement enrobé soumis à compression axiale.

➤ **Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul**

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- ✓ La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2 et 5,0.
- ✓ La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, savoir est compris entre 0,2 et 0,9.
- ✓ Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.
- ✓ L'élanement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0.
- ✓ Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :

Dans le sens y : $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c$.

Dans le sens z : $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c$.

VIII.3.2.Hypothèse de calcul

1. Pré-dimensionnement de la section mixte

➤ **Section en acier**

HEA 400.

➤ **Béton C25/30**

$$A_s \geq 0,3\% A_c.$$

$$A_s \leq 0,6\% A_c.$$

➤ **Enrobage**

$$40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4h_c.$$

$$40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3h_c.$$

$$\text{On a : } \begin{cases} b = b_c = 300 \text{ mm.} \\ h = h_c = 390\text{mm.} \end{cases}$$

$$40\text{mm} \leq c_y \leq 156\text{mm} \longrightarrow c_y = 100\text{mm.}$$

$$40\text{mm} \leq c_z \leq 117\text{mm} \longrightarrow c_z = 100\text{mm.}$$

➤ **Section des armatures**

$$A_c = 100648 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0,3\% A_c = \frac{0,3}{100} (100648) = 3.02 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \leq 0,6\% A_c = \frac{0,6}{100} (100648) = 6.03\text{cm}^2.$$

$$\text{Le choix : } 4T12 \longrightarrow A_s = 4.52\text{cm}^2.$$

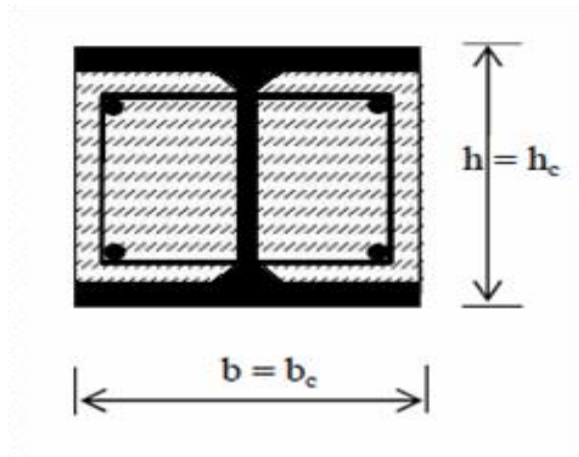


Figure VIII.3: Schéma du poteau mixte partiellement enrobé.

➤ **Les caractéristiques du profilé laminé**

HEA 400 ; S275; $f_y = 275\text{MPa}$; $E_a = 2,1 \times 10^5\text{MPa}$; $\gamma_a = 1,1$.

$$A_a = 159\text{cm}^2$$

$$I_y = 45070 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

$$I_z = 8564 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

➤ **Les caractéristiques des armatures**

4Ø12 acier S400 $E_s = 2,1 \times 10^5\text{MPa}$

$$A_s = 452 \text{ mm}^2.$$

$$I_{sy} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_z^2 \rightarrow d_z^2 = \frac{h}{2} - \left(\frac{\phi}{2} + \phi t + cz \right)$$

$$I_{sy} = 4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} \times 79^2 = 2,82 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

$$I_{sz} = 4 \times A_{\text{barre}} \times d_y^2 \rightarrow d_y^2 = \frac{b}{2} - \left(\frac{\phi}{2} + \phi t + cy \right)$$

$$I_{sz} = 4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} \times 34^2 = 0,52 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

➤ **Béton C25/30**

$F_{ck} = 25\text{MPa}$; $A_c = 100648 \text{ mm}^2$.

$$I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy}) = \frac{300 \times 390^3}{12} - (45070 \times 10^4 + 2.82 \times 10^6) = 10,64 \times 10^8 \text{ mm}^4.$$

$$I_{cz} = \frac{hb^3}{12} - (I_{az} + I_{sz}) = \frac{390 \times 300^3}{12} - (8564 \times 10^4 + 0,52 \times 10^6) = 7,05 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

2. Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée [4]

a) Section transversale

La section transversale du poteau est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau telle que sa hauteur à sa largeur est comprise entre 0,2 et 5.

$$0,2 < \frac{h}{b} = 1,3 < 5 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) La contribution relative

La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section

complète, à savoir $0,2 \leq \delta = \left(\frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right) \times \frac{1}{N_{pl,rd}} \leq 0,9.$

$$N_{pl,rd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_{mc}} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_{ms}}$$

$$= 15900 \frac{275}{1,1} + 100648 \frac{0,85 \times 25}{1,5} + 452 \frac{400}{1,15} = 5597.32 \text{ KN.}$$

$$\delta = \left(\frac{15900 \times 275}{1,1} \times \frac{1}{5597.32} \right) \times 10^{-3} = 0,71$$

$$0,2 < \delta = 0,71 < 0,9 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) L'élancement réduit

L'élancement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr}}}$$

➤ **Calcul de N_{plr}**

$$N_{plr} = A_a \times f_y + A_c \times 0,85 \times f_{ck} + A_s \times f_{sk} = 15900 \times 275 + 100648 \times 0,85 \times 25 + 452 \times 400$$

$$N_{plr} = 6737,27 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul de N_{cr}**

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2}$$

$$L_f = 0,5 \times 368 = 1840 \text{ mm} \quad (\text{doublement encastrée} = 0.5)$$

➤ **Suivant y**

$$EI_y = E_{ay} I_{ay} + 0,6 E_{cd} I_{cy} + E_{sy} I_{sy}$$

Avec

- $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{Mc}}$: module d'élasticité efficace du béton pour le chargement à court terme.
- $E_{cm} = 3200 \text{ MPa}$: module d'élasticité sécant de béton .
- $\gamma_{Mc} = 1.35$
- $I_{ay} ; I_{cy} ; I_{sy}$: sont des moment d'inertie de flexion pour plan de flexion considéré de l'acier , béton et l'armature .

$$EI_y = (2,1 \times 10^5 \times 45070.10^4) + (0,6 \times 23703,7 \times 10,64.10^8) + (2,1 \times 10^5 \times 2,82.10^6)$$

$$EI_y = 1,10 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2} = \frac{\pi^2 \times 1,10 \times 10^{14}}{1840^2} 10^{-3} = 320668,85 \text{ KN.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{6737,27}{320668,85}} = 0,14 < 0,2 \quad \rightarrow \quad \text{Pas de risque de flambement}$$

➤ **Suivant z**

$$EI_z = E_{az} I_{az} + 0,6 E_{cd} I_{cz} + E_{sz} I_{sz}$$

$$EI_z = (2,1 \times 10^5 \times 8564.10^4) + (0,6 \times 23703,7 \times 7,05.10^8) + (2,1 \times 10^5 \times 0,52.10^6)$$

$$EI_z = 2.80 \times 10^{14} \text{ N.mm}^2.$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2} = \frac{\pi^2 \times 2.80 \times 10^{14}}{1840^2} 10^{-3} = 816248 \text{ KN.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{6737,27}{816248}} = 0,29 < 0,2 \quad \rightarrow \quad \text{Il y a un risque de flambement suivant l'axes z-z}$$

d) L'enrobage

$$40\text{mm} < c_y < 0,4b_c$$

$$40\text{mm} < c_z < 0,3h_c$$

$$A_s \geq 0,3\%A_c$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{0,3}{100} \times 100648 = 3,01 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_s \leq 0,6\% A_c$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \leq \frac{0,6}{100} \times 100648 = 6,03 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$40\text{mm} < c_y < 0,4b_c$$

$$40\text{mm} < c_y = 100\text{mm} < 0,4 \times 300 = 120\text{mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$40\text{mm} < c_z < 0,3h_c$$

$$40\text{mm} < c_z = 100\text{mm} < 0,3 \times 390 = 117\text{mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable.

3. Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale

On doit vérifier $N_{sd} < \chi N_{pl,rd}$

$$N_{sd} = 2975.47 \text{ KN.}$$

$$N_{pl,rd} = 5597.32 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul de χ_z**

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,63 > 1,3. \\ tf = 9 \text{ mm} < 40\text{mm}. \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,34.$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.11$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{0.11 + \sqrt{0.11^2 - 0,29^2}} = 2.70.$$

$$N_{sd} = 2975.47 \text{ KN} < 2.70 \times 5597.32 = 15112.7 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Le poteau est stable.}$$

CHAPITRE IX
ETUDE DE FONDATION

IX.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles es sur pieux par exemple). Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage[12].

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondation superficielle : (Semelle isolée ; Semelle filante ; Radier général)
- Fondation semi-profondes
- Fondation profonde.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- Facilité d'exécution et l'aspect économique.

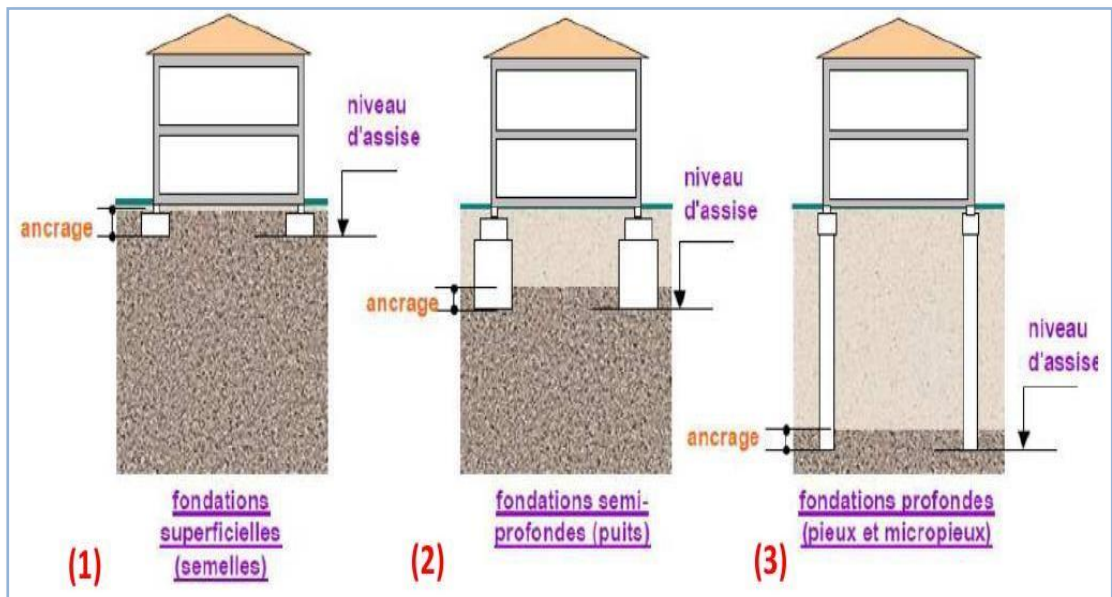


Figure IX.1: Schéma représentant les 3 types de fondation [11].

IX.1.1. Classification de la fondation

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain. A savoir[11]. :

- ✓ Lorsque les couches déterrais capables de supporter l'ouvrage à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et

radier général).

- ✓ Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profonds (puits et pieux).

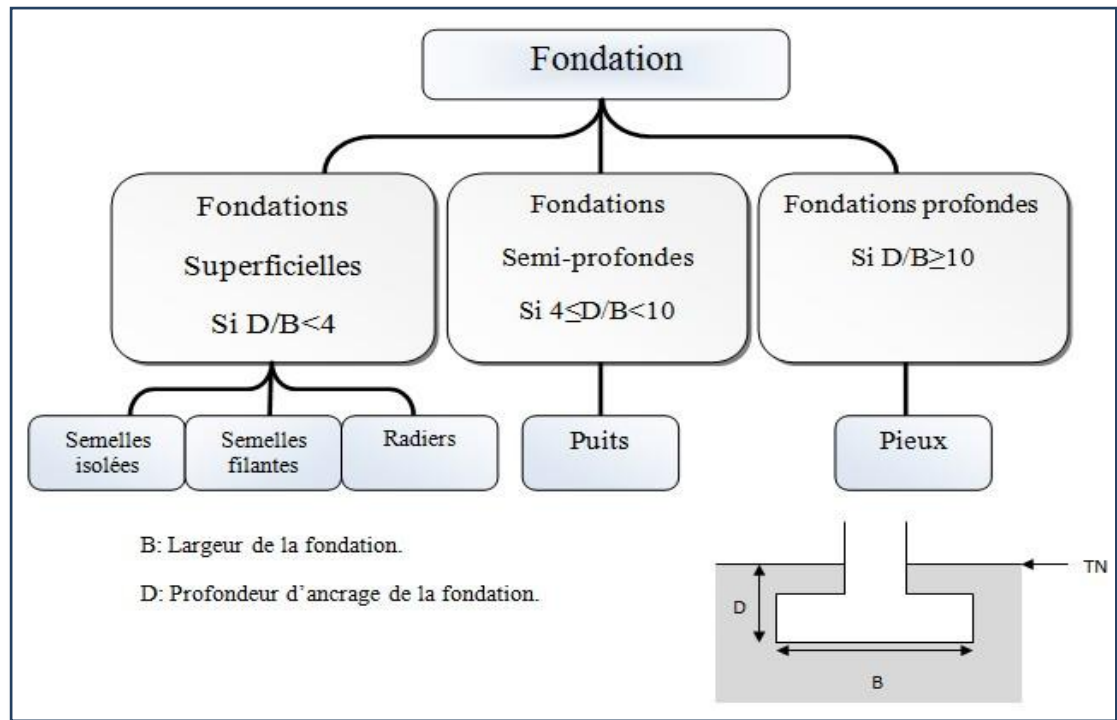


Figure IX.2: Schéma représentant le classement des fondations [11].

IX.2. Calcul des fondations

Le calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol concernant le projet la contrainte admissible du sol= 2 bars.
- Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :
 - la charge que comporte l'ouvrage.
 - la portance du sol.
 - l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

IX.2.1. semelles isolées [16]

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité afin d'assurer la validité de la semelle isolée.

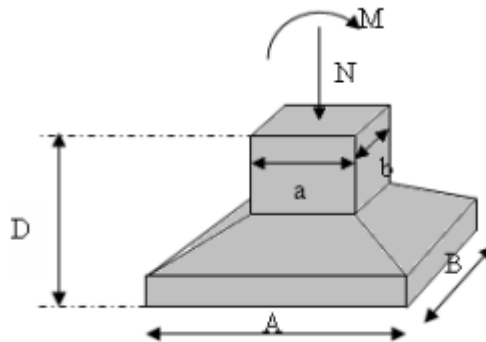


Figure IX.3: Semelles isolée sous poteaux.

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad [16]$$

- σ_{sol} : Contrainte du sol= 2 bars.
- N : Effort normal appliqué sur la fondation.
- S : Surface de la fondation.

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELS (G + Q) L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$N_{ser}^{max} = 1288.05$ KN Sous la combinaison de charge ELS, on adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire que : $A B = a b \rightarrow A = \sqrt{S}$

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1288.05}{200}} = 2.53 \text{ m}$$

On prend $A = 3$ m

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles [16]**

Il faut vérifier que :

$$L_{min} > 1.5 \times A$$

- L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.
- A : largeur maximale de la semelle = 3m.

Dans notre cas : $L_{min} = 2 \text{ m} < 1,5 \times 3 = 4.5 \text{ m} \rightarrow$ condition non vérifiée

✚ conclusion

La condition précédente n'est pas vérifiée donc les semelles isolées ne sont pas une solution pour notre cas, d'autant plus que notre ouvrage représente une charge importante, alors on optera pour les semelles filantes.

IX.2.2. Semelles filante [16]

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$

Tel que :

- $N = \sum Ni$ De chaque file de poteau.
- Ni : Effort normal provenant du poteau (i).
- $S_s = B \times L$ (Section des semelles filantes).
- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s / S_b < 50\%$).

Avant tout, il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour trouver la charge revenant à chaque file de semelle filante.

❖ Charge revenant à chaque file

⇒ Sens X

Tableau IX.1 : dimensions des semelles filantes dans le sens x.

| File | P-ELS (KN) | L (m) | B (m) | Choix de B (m) | S_s (m²) |
|-------------|-------------------|--------------|--------------|-----------------------|--------------------------------------|
| SF 1 | 5151.66 | 26.8 | 1.28 | 2 | 53.6 |
| SF 2 | 7219.54 | 26.8 | 1.79 | 2 | 53.6 |
| SF 3 | 6582.35 | 23.4 | 1.87 | 2 | 46.8 |
| SF 4 | 5240.49 | 23.4 | 1.49 | 2 | 46.8 |
| SF 5 | 3469.31 | 12.8 | 1.80 | 2 | 25.6 |
| SF 6 | 3522.2 | 12.8 | 1.83 | 2 | 25.6 |
| SF 7 | 3623.18 | 12.8 | 1.88 | 2 | 25.6 |
| SF 8 | 3623.18 | 12.8 | 1.88 | 2 | 25.6 |
| SF 9 | 3486.47 | 12.8 | 1.81 | 2 | 25.6 |
| SF10 | 2339.47 | 12.8 | 1.22 | 2 | 25.6 |
| | | | | | $\Sigma S = 354.4$ |

⇒ Sens Y

Tableau IX.2 : dimensions des semelles filantes dans le sens y.

| File | P-ELS (KN) | L (m) | B (m) | Choix de B (m) | S_s (m²) |
|-------------|-------------------|--------------|--------------|-----------------------|--------------------------------------|
| SF 1 | 2238.1 | 12.8 | 1.16 | 2 | 25.6 |
| SF 2 | 3527.13 | 12.8 | 1.83 | 2 | 25.6 |
| SF 3 | 3623.17 | 12.8 | 1.88 | 2 | 25.6 |
| SF 4 | 3623.16 | 12.8 | 1.88 | 2 | 25.6 |
| SF 5 | 3623.18 | 12.8 | 1.88 | 2 | 25.6 |
| SF 6 | 3589.1 | 12.8 | 1.86 | 2 | 25.6 |
| SF 7 | 3278.54 | 12.8 | 1.70 | 2 | 25.6 |
| SF 8 | 4567.85 | 23.4 | 1.30 | 2 | 46.8 |
| SF 9 | 5657.01 | 23.4 | 1.61 | 2 | 46.8 |
| SF10 | 6351.91 | 26.8 | 1.58 | 2 | 53.6 |
| SF11 | 5237.89 | 26.8 | 1.30 | 2 | 53.6 |
| | | | | | $\Sigma S = 380$ |

Tableau IX .3 : pourcentage des semelles filantes.

| S_s (m ²) | S_{tot} (m ²) | % |
|-------------------------|-----------------------------|-------|
| 734.4 | 746.22 | 98.41 |

❖ Vérification

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_{tot}} \leq 50\%$ Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles avec débord vaut :

$$\frac{734.4}{746.22} = 98.41 \% > 50\% \quad \rightarrow \quad \textit{condition non vérifiée}$$

✚ Conclusion

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, on est donc amené à opter **le radier générale**. Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol
- ✓ La réduction des tassements différentiels
- ✓ La facilité d'exécution.

IX.2.3. Radier général

Lorsque les semelles filantes ne satisfassent pas les conditions requises alors on passe au choix du radier.

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée.

il existe quatre types de radiers:

- Le radier dalle (peu utilisé).
- Le radier nervuré (le plus courant).
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- Le radier voûte (rarement utilisé).

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

a) **Pré dimensionnement du radier** [11]

- **Surface nécessaire**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\text{Tel que : } \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- $N_{ser} = 52674.12 \text{ KN}$ (Obtenu à partir du ROBOT).
- $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow S_{nec} \geq 263.37 \text{ m}^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (746.22m^2).

La surface totale du radier devient $S_{rad} = 746.22 \text{ m}^2$

- **Epaisseur de la dalle**

- Condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec

$L_{max} = 6.78 \text{ m}$: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$27\text{cm} \leq h1 \leq 34\text{cm} \rightarrow h1 = 30 \text{ cm}$$

- Condition de cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec

- $q = \frac{Nu \times 1\text{ml}}{S_{rad}} = 97.35 \text{ KN.m}$
- $T_u = \frac{q \times L}{2} = 330.01 \text{ KN}$
- $Nu = Nu \text{ (superstructure)} + Nu \text{ (sous - sol)} = 72643.41 \text{ kN}$

Donc on a : $L = 6.78\text{m}$ et $bsf = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{Nu \times L \times 1\text{ml}}{2 \times S_{rad} \times bsf \times d} = \frac{Nu \times L}{2 \times S_{rad} \times bsf \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{Nu \times L \times 1ml}{2 \times Srad \times bsf \times (0,9h)} = 12.22 \text{ cm}$$

Le choix final : $h \geq \max (h_1; h_2) = 30 \text{ cm}$

b) Dimensionnement des nervures

- **Largeur de la nervure**

- Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = 67.8 \text{ cm}$$

Donc on opte $b=70 \text{ cm}$

- **Hauteur de la nervure**

- Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a: $L_{max} = 6.78 \text{ m}$

$$45.2 \text{ cm} < h_n < 67.8 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 50 \text{ cm}$$

- Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} Le$$

Avec :

- $Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$
- I : Inertie de la section transversale du radier $I = \frac{bh^3}{12}$
- E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 32000 \text{ MPa}$).
- b : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b = 6.78 \text{ m}$).
- K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra adopter pour **K** les valeurs suivantes :

$$\blacklozenge K = 0,5 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow \text{pour un très mauvais sol.}$$

♦ $K=4 \text{ kg/cm}^3$ → pour un sol de densité moyenne.

♦ $K=12 \text{ kg/cm}^3$ → pour un très bon sol.

On aura :

$$hn \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

Avec $K=4 \text{ kg/cm}^3$; $L_{\max}= 6.78\text{m}$

$$hn \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04 \left(\frac{2 \times 6780}{\pi}\right)^4}{32000}} = 72.25 \text{ cm}$$

On opte $h_2= 80 \text{ cm}$

○ Condition de poinçonnement

$$Nu \leq Qu = 0.045 \times Uc \times h \times \frac{fc28}{\gamma b}$$

Avec

- Qu : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité
- Nu : Effort normal du poteau le plus sollicité ($Nu= 1601\text{KN}$)
- Uc : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen $Uc=2 [(a+b) + 2h]$
- a,b : Dimensions du poteau (39×30) cm^2
- h : hauteur de radier.

$$hn= 72.25 \text{ cm} \rightarrow h_3= 75 \text{ cm}$$

✓ Conclusion

$$hn \geq \text{Max} (h_1; h_2 ; h_3) \geq \text{Max} (50; 80; 75) = 80 \text{ cm}$$

On prend : $hn=80 \text{ m}$

Le choix :

Épaisseur de la dalle du radier $h=40 \text{ cm}$.

$$\text{Les dimensions de la nervure} \begin{cases} hn = 80 \text{ cm} \\ b = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Uc=2 [(39+30) + 2 \times 80] \rightarrow 458 \text{ cm}$$

$$Qu = 0.045 \times 4580 \times 800 \times \frac{25}{1.5} \rightarrow 2748 \text{ KN}$$

$$Nu = 1601 \text{ KN} \leq Qu = 2748 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Caractéristiques géométriques du radier

- **Position du centre de gravité**

$$XG=15.13 \text{ m}$$

$$YG =13.10 \text{ m}$$

- **Moments d'inertie**

$$I_{xx}= 120993.67 \text{ m}^4$$

$$I_{yy}= 131465.51 \text{ m}^4$$

d) Vérifications Nécessaires

- **Vérification de la stabilité du radier**

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_R}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec

- N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$
- N_1 : Poids propre de la structure.
- N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho b \times S_{\text{rad}} \times h$
- M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$
- M_0 : Moment à la base de la structure.
- V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.
- h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a

$$N_1 = 45373.55 \text{ KN}$$

$$N_2 = 7462.2 \text{ KN}$$

$$N = 52835.75 \text{ KN}$$

➤ **Sens x**

- $M_{0x} = 137489.44 \text{ kN. m}$
- $V_{0x} = 3091.64 \text{ kN}$
- $h = 3.68 \text{ m}$
- $B_x = 39.27 \text{ m}$

Donc : $M_R = 36628.26 \text{ KN.m}$

$$e_x = \frac{MR}{N} = 0.70\text{m} \leq \frac{B}{4} = 9.81 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens y**

- $M_{0y} = 162214.3 \text{ kN. m}$
- $V_{0y} = 2991.8 \text{ kN}$
- $h = 3.68 \text{ m}$
- $B_y = 35.37 \text{ m}$

Donc : $M_R = 185822.23 \text{ KN.m}$

$$e_y = \frac{MR}{N} = 3.51\text{m} \leq \frac{B}{4} = 8.84 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes sous le radier**
 $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars.}$

Les contraintes du sol sont données par

- Sollicitation du premier genre

⇒ A L'ELS

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 70.58 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{ser} = 70.58 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

- Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$) Avec :

- $\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} Y$
- $\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y$

On vérifie que

- ✓ σ_1 : contrainte maximale du sol Ne doit pas dépasser $2 \sigma_{sol}$.
- ✓ σ_2 : contrainte minimale du sol Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.
- ✓ $\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + 2\sigma_2}{4}$: contrainte admissible Reste toujours inférieur à $1,33 \sigma_{sol}$.

⇒ A L'ELU

- $N_u = N_u \text{ (superstructure)} + N_u \text{ (infrastructure)} = 72643.41 \text{ KN}$
- M : Moment de renversement :

$M_r \text{ x-x} : 36628.26 \text{ KN.m}$

$M_r \text{ y-y} : 185822.23 \text{ KN.m}$

$I_{xx} = 120993.67 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 131465.51 \text{ m}^4$

$S_{rad} = 746.22 \text{ m}^2$

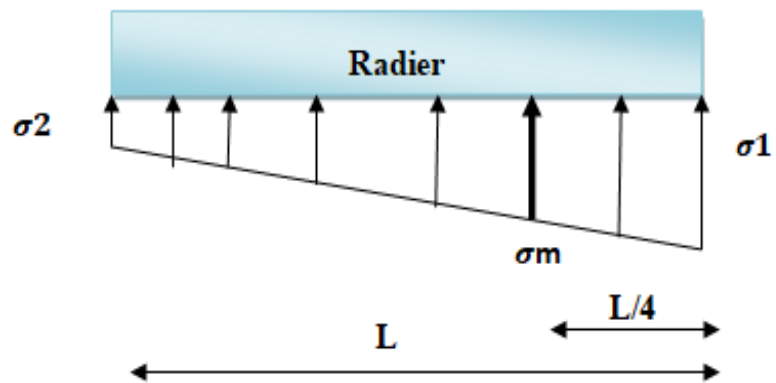


Figure IX.4 : contraintes sous le radier.

Tableau IX.4 : Contrainte sous le radier à l'ELU.

| | σ_1 (kN/m ²) | σ_2 (kN/m ²) | $\sigma(\frac{L}{4})$ (kN/m ²) |
|---------------------|-------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------------|
| Sens x-x | 97.65 | 97.04 | 121.75 |
| Sensy-y | 98.76 | 95.94 | 122.04 |
| vérification | $\sigma_1 < 1,5 \sigma_{sol} = 300$ | $\sigma_2 > 0$ | $\sigma(\frac{L}{4}) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$ |

⇒ A L'ELS

$N_{ser} = 52674.12 \text{ KN}$

Tableau IX.5 : Contrainte sous le radier à l'ELS.

| | σ_1 (kN/m ²) | σ_2 (kN/m ²) | $\sigma \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²) |
|---------------------|-------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------------------------------------|
| Sens x-x | 70.89 | 70.28 | 88.30 |
| Sens y-y | 72.01 | 69.17 | 88.59 |
| vérification | $\sigma_1 < 1,5 \sigma_{sol} = 300$ | $\sigma_2 > 0$ | $\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} =$ 266 |

✚ Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

○ Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes

$$\text{ELU : } q_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 122.04 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 88.30 \text{ kN/m}$$

e) Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

❖ Méthode de calcul

Notre radier comporte des panneaux de dalles appuyées sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

➤ Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \rightarrow \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times q \times L_y^2 \rightarrow \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés aux niveaux des

appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

⇒ Panneau de rive

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,85M_x$

$$M_{ty} = 0,85M_y$$

-Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$
 (autre appui)

⇒ Panneau intermédiaire

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,75M_x$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

➤ Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

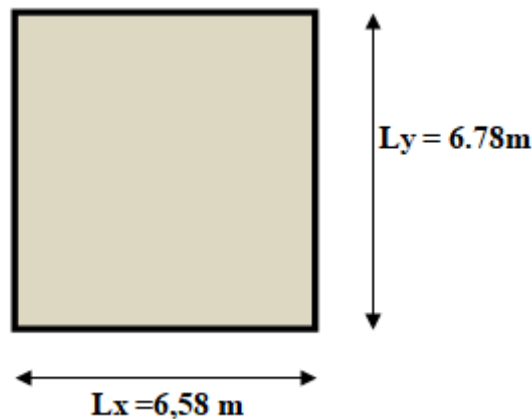


Figure IX.5 : Le panneau le plus sollicité.

ELU : $v = 0$

Tableau IX.6 : Calcul des moments à l'ELU.

| L_x (m) | L_y (m) | $\frac{L_x}{L_y}$ | μ_x | μ_y | q_u (kN/m) | M_x (kN.m) | M_{tx} (kN.m) | M_y (kN.m) | M_{ty} (kN.m) | M_a (kN.m) |
|--------------|--------------|-------------------|---------|---------|-----------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|
| 6.58 | 6.78 | 0.97 | 0.0368 | 1 | 122.04 | 206.45 | 175.48 | 206.45 | 175.48 | 103.22 |

ELS : $\nu = 0.2$

Tableau IX.7 : Calcul des moments à l'ELS.

| L_x (m) | L_y (m) | $\frac{L_x}{L_y}$ | μ_x | μ_y | q_{ser} (kN/m) | M_x (kN.m) | M_{tx} (kN.m) | M_y (kN.m) | M_{ty} (kN.m) | Ma (kN.m) |
|--------------|--------------|-------------------|---------|---------|---------------------|-----------------|--------------------|-----------------|--------------------|----------------|
| 6.58 | 6.78 | 0.97 | 0.0441 | 1 | 88.30 | 179.02 | 152.15 | 179.02 | 152.15 | 89.51 |

❖ Calcul du ferrailage

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis, en suivant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

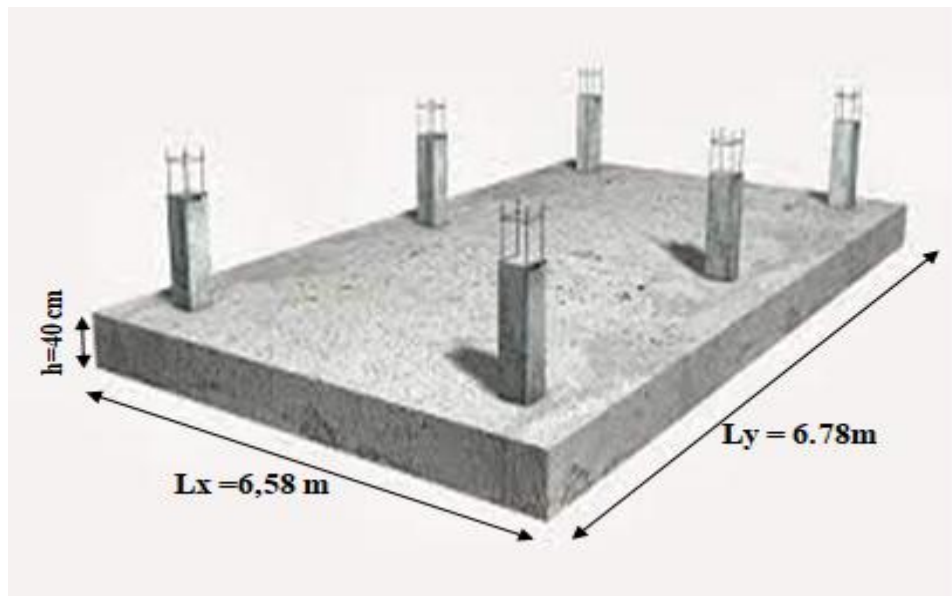


Figure IX.6 : Schéma du radier.

Les données

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; FeE400 ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$b = 80 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm}.$$

○ Section minimale

$$\text{Sens y-y} : 0,08\% bh = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens x-x} : A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{s \text{ min suivant y - y}}) = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{CNF: } A_{s \text{ min}} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

Tableau IX.8 : Ferrailage des panneaux du radier.

| | Sens | M_u (kN/m^2) | μ | α | Z (mm) | As_{cal} (cm^2) | As_{min} (cm^2) | Choix | As_{adp} (cm^2) |
|--------|------|-----------------------|-------|----------|-----------------|--------------------------|--------------------------|-------|--------------------------|
| Travée | x-x | 175.48 | 0.095 | 0.125 | 342 | 14.74 | 4.34 | 10T14 | 15.39 |
| | y-y | 175.48 | 0.095 | 0.125 | 342 | 14.74 | 4.34 | 10T14 | 15.39 |
| Appuis | x-x | 103.22 | 0.056 | 0.075 | 349.2 | 8.49 | 4.34 | 6T14 | 9.24 |
| | y-y | 103.22 | 0.056 | 0.075 | 349.2 | 8.49 | 4.34 | 6T14 | 9.24 |

o Calcul de l'espacement

- En Travée

⇒ Sens x

$$St \leq \min \begin{cases} 3h0 = 120 \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 33 \text{ cm} \text{ On opte } St = 20 \text{ cm}$$

⇒ Sens y

$$St \leq \min \begin{cases} 4h0 = 160 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow 45 \text{ cm} \text{ On opte } St = 20 \text{ cm}$$

- Sur Appui

$$St \leq 33 \text{ cm} \text{ On opte } St = 20 \text{ cm}$$

o Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u}{bh} < \overline{\tau_u} = 0,05 \cdot f_{c28}$

$$T_u = \max (T_x; T_y).$$

$$T_x = \frac{qu \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 273.04 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{qu \times L_x}{3} = 267.67 \text{ KN.}$$

$$T_u = \max (273.04, 267.67) = 273.04 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{273.04 \times 10^3}{800 \times 400} = 0,68 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ Vérification à E.L.S

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.97 > 0.40.$$

➤ Evaluation des sollicitations à ELS

$$\begin{cases} u_x = 0,0368 \\ u_y = 1 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_x = u_x \times Q_s \times L_x^2 = 140.68 \text{ KN.m.} \\ M_y = u_y \times M_x = 140.68 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 119.58 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 119.58 \text{ KN.m.}$$

Moment en appuis

$$M_{ax} = -0,3 \times M_x = -42.20 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times M_y = -70.34 \text{ KN.m.}$$

○ Vérification des contraintes

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y.$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y).$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 250 \text{ MPa} \right\}$$

Tableau IX.9: Vérification des contraintes à ELS.

| | Sens | M _{ser} (KN.m) | A _s (cm ²) | σ _{bc} MPa | σ̄ _{bc} MPa | σ _s MPa | σ̄ _s MPa | Condition σ _{bc} < σ̄ _{bc} σ _s < σ̄ _s |
|--------|------|----------------------------|--------------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Travée | X-X | 119.58 | 15.39 | 4,42 | 15 | 201.31 | 250 | Vérifiée |
| | Y-Y | 119.58 | 15.39 | 4.42 | 15 | 201.31 | 250 | Vérifiée |
| Appui | X-X | -42.20 | 9.24 | 1,79 | 15 | 166.52 | 250 | Vérifiée |
| | Y-Y | -70.34 | 9.24 | 1,29 | 15 | 112.2 | 250 | Vérifiée |

- Le choix final de ferrailage

Tableau IX.10: Choix final de ferrailage de radier.

| | Sens | Choix | A _s (cm ²) | Esp (cm) |
|--------|------|-------|-----------------------------------|----------|
| Travée | X-X | 10T14 | 15.39 | 20 |
| | Y-Y | 10T14 | 15.39 | 20 |
| Appui | X-X | 6T14 | 9.24 | 20 |
| | Y-Y | 6T14 | 9.24 | 20 |

- Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20 \times Mo} \quad \rightarrow \quad 0.060 \geq 0.060 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27 \text{ à } 37} \quad \rightarrow \quad 0.060 \geq 0.037 \text{ à } 0.027 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{fe} \quad \rightarrow \quad 4.27 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec

- L : la portée entre nus d'appuis.
- h : la hauteur totale de la section.
- Mo : le moment isostatique.
- Mt : le moment maximal en travée.
- As : la section de l'armature tendue correspondante.

- F_e : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

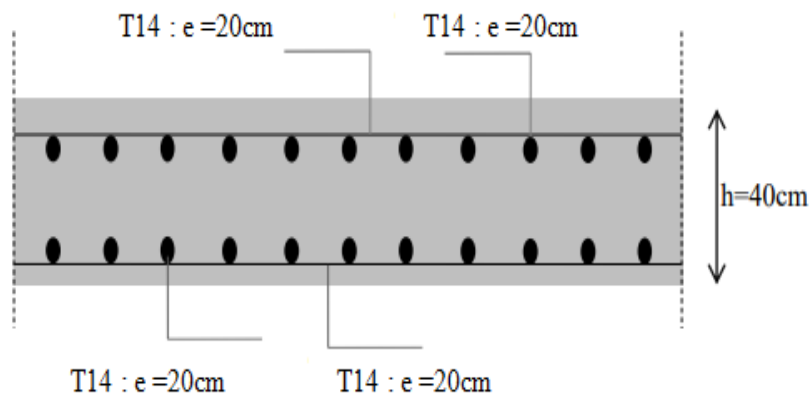


Figure IX.7 : Ferrailage de la dalle du radier sens x-x .

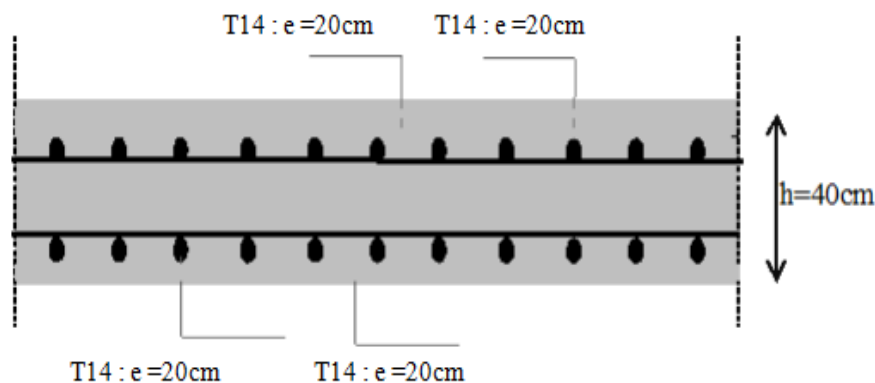


Figure IX.8 : Ferrailage de la dalle du radier sens y-y.

f) Ferrailage des nervures

Les nervures sont calculées comme une poutre continue reposée sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitant dans les sens (x-x et y-y).

- **Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a: } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0$$

- **Calcul des armatures longitudinales**

$$b = 70\text{cm} ; h = 80\text{cm} ; d = 0,9 \times h = 72\text{cm}$$

➤ Sens porteur (x-x) :

$$L_x = 6,58\text{m} ; q_u = 122,04\text{ kN/m} ; M_0 = 660,48\text{ kN.m}$$

En travée : $M_t=0,85M_0 = 561.41 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a=0,50M_0 = 330.24 \text{ KN.m}$

Tableau IX.11: Ferrailage des nervures (sens porteur x-x).

| | Mu (kN/m^2) | μ | α | Z (mm) | As^{cal} (cm^2) | Choix | As^{adp} (cm^2) |
|---------------|----------------------|-------|----------|-----------------|--------------------------|-------|--------------------------|
| Travée | 561.41 | 0.062 | 0.075 | 873 | 18.48 | 6T20 | 18.85 |
| Appuis | 330.24 | 0.036 | 0.05 | 882 | 10.75 | 6T16 | 12.06 |

➤ Sens non porteur (y-y) :

$Ly = 6.78 \text{ m}$; $qs = 88.30 \text{ KN/m}$; $M_0 = 507.37 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t=0,85M_0 = 431.26 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a=0,50M_0 = 253.68 \text{ KN.m}$

Tableau IX.12 : Ferrailage des nervures (sens non porteur y-y).

| | Mu (kN/m^2) | μ | α | Z (mm) | As^{cal} (cm^2) | Choix | As^{adp} (cm^2) |
|---------------|----------------------|-------|----------|-----------------|--------------------------|-------|--------------------------|
| Travée | 431.26 | 0.047 | 0.0625 | 877.5 | 14.12 | 5T20 | 15.71 |
| Appuis | 253.68 | 0.028 | 0.0375 | 886.5 | 8.22 | 5T16 | 10.05 |

• **Vérifications nécessaires**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

○ Condition de non fragilité

$$As_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{ft_{28}}{fe} < As^{adp}$$

$$As_{min} = 8.15 \text{ cm}^2 < As^{adp} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ Vérification des contraintes à l'ELS

Tous les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

$$T_x = \frac{qs \times Lx \times Ly}{2Lx + Ly} = 197.56 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{qs \times Lx}{3} = 193.67 \text{ KN.}$$

$$T_u = \max(197.56, 193.67) = 197.56 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{197.56 \times 10^3}{700 \times 800} = 0.26 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ Vérification à E.L.S

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.97 > 0,40.$$

➤ Evaluation des sollicitations à ELS

$$\begin{cases} u_x = 0,0368 \\ u_y = 1 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_x = u_x \times Q_s \times L_x^2 = 140.68 \text{ KN.m.} \\ M_y = u_y \times M_x = 140.68 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 119.58 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 119.58 \text{ KN.m.}$$

Moment en appuis

$$M_{ax} = -0,3 \times M_x = -42.20 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times M_y = -70.34 \text{ KN.m.}$$

○ Vérification des contraintes

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y.$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y).$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 250 \text{MPa} \right\}$$

Tableau IX.13 : Vérification des contraintes à ELS.

| | Sens | M _{ser} (KN.m) | A _s (cm ²) | σ _{bc} MPa | σ̄ _{bc} MPa | σ _s MPa | σ̄ _s MPa | Condition σ _{bc} < σ̄ _{bc} σ _s < σ̄ _s |
|--------|------|----------------------------|--------------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| Travée | X-X | 119.58 | 18.85 | 4,42 | 15 | 201.31 | 250 | Vérifiée |
| | Y-Y | 119.58 | 15.71 | 4.42 | 15 | 201.31 | 250 | Vérifiée |
| Appui | X-X | -42.20 | 12.06 | 1,79 | 15 | 166.52 | 250 | Vérifiée |
| | Y-Y | -70.34 | 10.05 | 1,29 | 15 | 112.2 | 250 | Vérifiée |

○ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :

$$\tau u < \tau \bar{u} = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau u = \frac{T_u}{b d}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = 122.04 \times 6.58 = 401.51 \text{kN}$$

$$\tau u = \frac{401.51 \times 10^3}{700 \times 800} = 0.53 < \tau \bar{u} = 2,5 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Armature transversale**

✓ Selon les RPA 99 version 2003

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau u - 0,3 f_{tj} \times K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq (0,9 d ; 40 \text{cm}) = 40 \text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau u}{2} = 0.26 \text{MPa} ; 0,4 \text{MPa} \right)$$

✓ Selon le BAEL 99

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \right) = 12 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone Courante}$$

Avec

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}; FeE400; b = 70 \text{ cm}; h = 80 \text{ cm}; d = 0,9h = 72 \text{ cm}; \tau_u = 0,53 \text{ MPa}$$

On Trouve

$$S_t = 12 \text{ cm} \longrightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Zone courante}$$

$$A_t = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_t = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

- **Armature de peau**

D'après le BAEL 99 Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne pour les poutres de grande hauteur, il y'a lieu de prévoir des armatures de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses [6].

$$\text{On a } A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ Pour les armatures de peau : } A_p = 3 \times 1,3 = 3,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

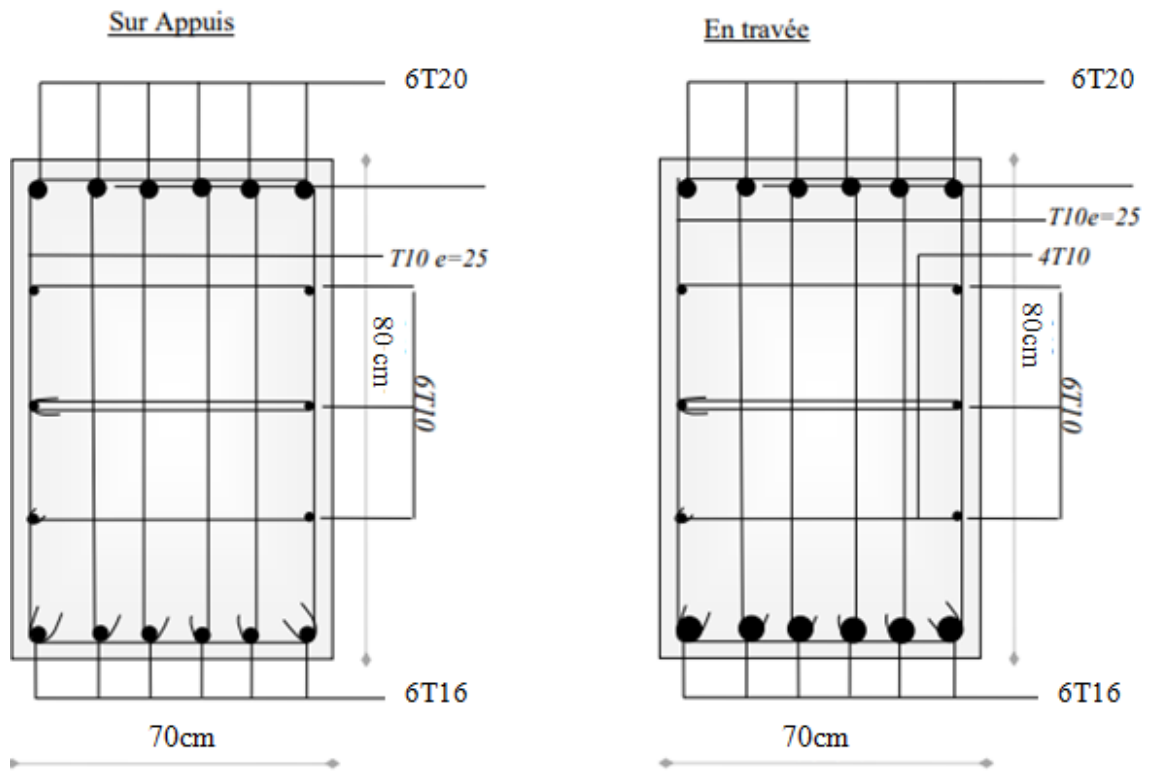


Figure IX.9 : Ferrailage des nervures sens x-x.

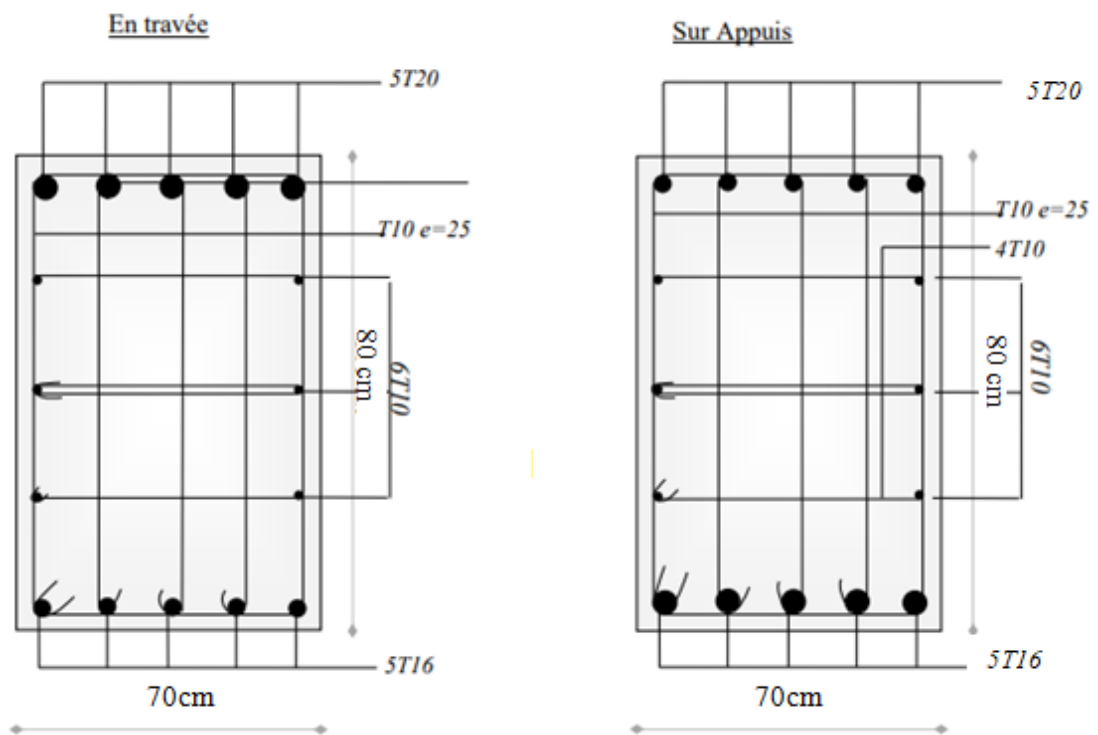


Figure IX.10 : Ferrailage des nervures sens y-y.

g) Ferrailage du débord

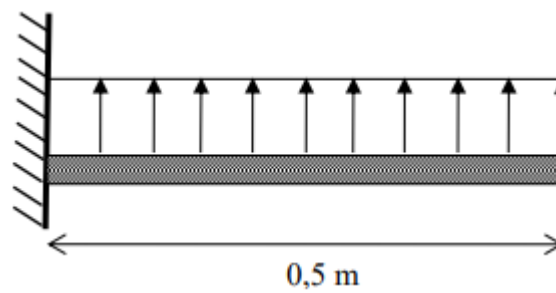


Figure IX.11 : Schéma statique des débords [12].

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,5$, le calcul du ferrailage se fait pour une bande de $1m$ à l'ELU.

- **Calcul du ferrailage**

$qu = 122.04 \text{ kN/ml}$; $b = 80 \text{ cm}$; $h = 40\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$.

$$Mu = \frac{quL^2}{2} = 15.25 \text{ kN. m} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau IX.14 : Calcul du ferrailage du débord.

| Mu (kN/m^2) | μ | α | Z (cm) | $As \text{ cal}$ (cm^2) | Choix | $As \text{ adp}$ (cm^2) |
|----------------------|-------|----------|----------|--------------------------------|-------|--------------------------------|
| 15.25 | 0.078 | 0.1 | 345.6 | 1.26 | 4T10 | 3.14 |

On prend : $4T10=3.14\text{cm}^2$, $St = 15 \text{ cm}$

- **Vérifications nécessaires**

- Condition de non fragilité

$$As_{min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2 > 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On adopte : $6T12=6,79\text{cm}$, $St=17\text{cm}$

- Armatures de répartition

$$\frac{As}{4} \leq Ar \leq \frac{As}{2} \Rightarrow 1,69 \text{ cm}^2 \leq Ar \leq 3.39 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2 , St = 12.5 \text{ cm}$$

○ Vérification des contraintes à l'ELS

$q_{ser} = 88.30 \text{ kN/ml} ; M_{ser} = 10.03 \text{ kN}$.

Tableau IX.15 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

| <i>M_{ser}</i> (kN.m) | <i>A_s</i> (cm ²) | <i>Y</i> (cm) | <i>I</i> (cm ⁴) | <i>σ_{bc}</i> (MPa) | <i>σ̄_{bc}</i> (MPa) | <i>Obs</i> | <i>σ_s</i> (MPa) | <i>σ̄_s</i> (MPa) | <i>Obs</i> |
|----------------------------------|--------------------------------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|------------|-------------------------------|--------------------------------|------------|
| 10.03 | 6.79 | 5,93 | 44691,1 | 3,759 | 15 | Ok | 200,43 | 250 | Ok |

○ Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions citées ci-dessous sont toutes vérifiées simultanément :

$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20 \times Mo} \rightarrow 0.8 \geq 0.076 \rightarrow$ Condition vérifiée

$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27 \text{ à } 37} \rightarrow 0.8 \geq 0.037 \text{ à } 0.027 \rightarrow$ Condition vérifiée

$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.88 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \rightarrow$ Condition vérifiée

Les trois conditions sont satisfaites, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

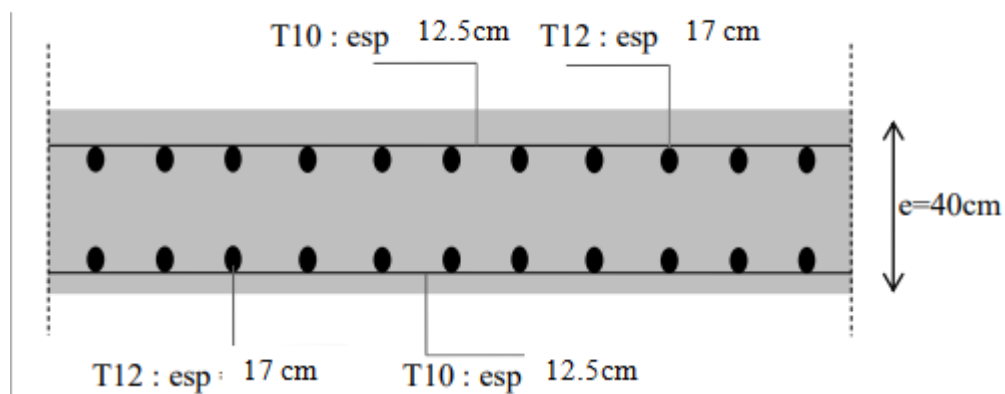


Figure IX.12 : Ferrailage du débord.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Aujourd'hui, la charpente métallique commence à s'implanter dans la construction de logements et de maisons individuelles, où elle permet la réalisation d'une grande variété de formes.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant s'insérer dans la vie active pour d'approfondir notre compréhension des différents aspects liés à la conception, à la fabrication et à la mise en œuvre de structures métalliques dans le domaine de la construction. Grâce à cette thèse, nous avons appris à utiliser le logiciel de calcul ROBOT (version 2018), ainsi que l'application des règlements telle qu'EC3 et RPA ver 2003, CCM97, RNV2013. Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des contreventements en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- Il est important d'avoir une bonne conception sismique de la structure est de bien choisir et placé les contreventements nécessaires pour la sécurité des occupants et la bonne tenue de l'ouvrage vis-à-vis du séisme, chose qui n'a pas été chose facile à cause de nos connaissances limitées dans ce domaine.
- La vérification de l'interaction entre les stabilités et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux.
- Assise qui assure la stabilité de l'ouvrage sont les fondations et nous avons trouvé d'énorme difficulté pour l'étude de ce chapitre car ce volet n'a pas été abordé durant notre cursus scolaire, en espérant qu'à l'avenir on aura une formation dans ce sens.

Cependant, le métier d'ingénieur se révèle être une quête permanente d'apprentissage de concevoir et de calculer des éléments de la structure de telle manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation en respectant le côté économique.

À la fin nous souhaitons que ce modeste travail apporte un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Pour l'élaboration de ce travail nous avons utilisé :

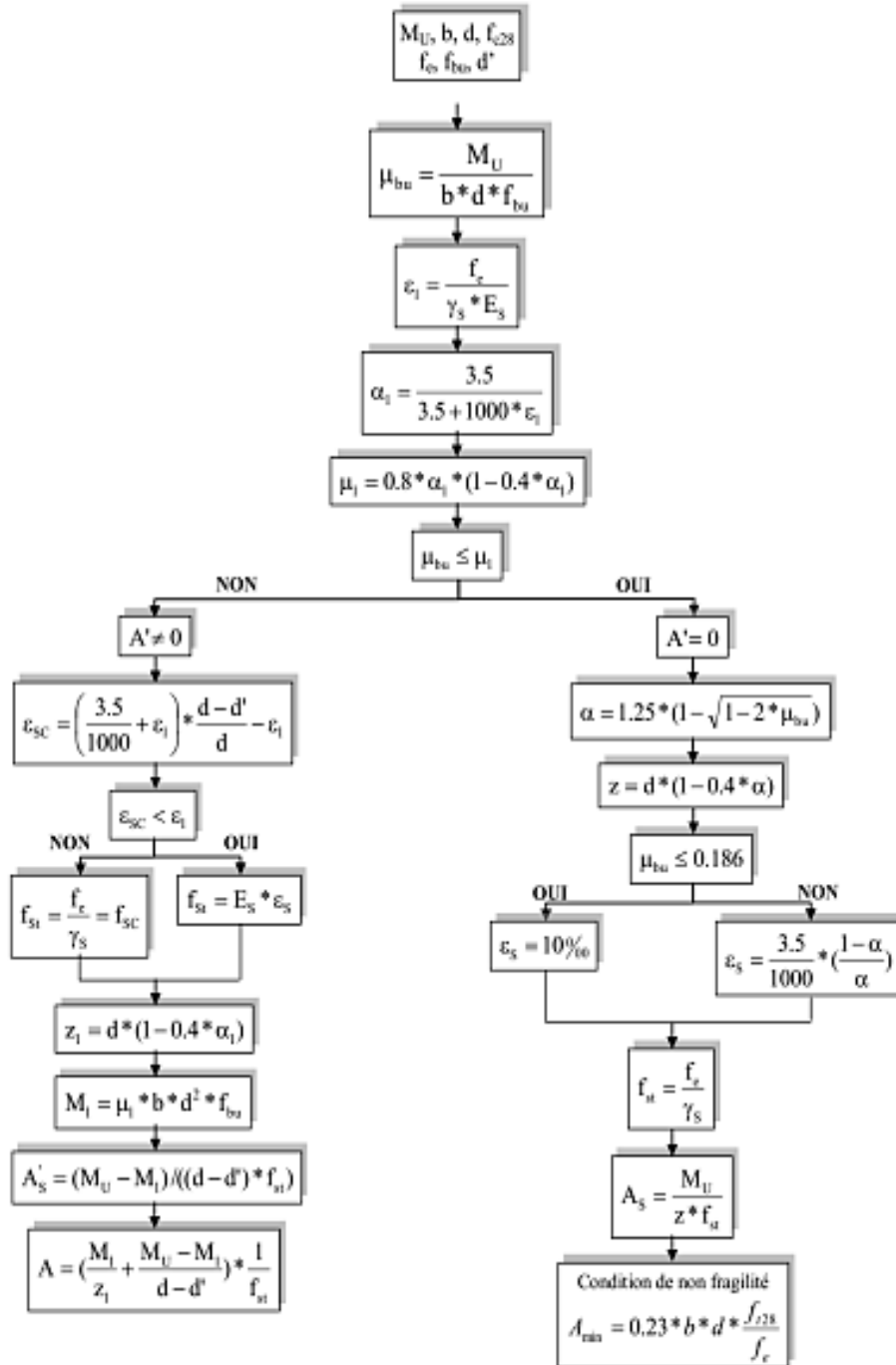
- [1] -Document Technique Réglementaire « D.T.R-BC-22 » : Charge permanente et charge D'exploitation.
- [2]- Document Technique Réglementaire DTR RNV (version2013) « DTR. C- 2-4.7 » ; Règlement neige et vent
- [3] -EUROCODE 3 : Calcul des éléments de constructions métalliques.
- [4] -EUROCODE 4 : Partie 1 : Conception et dimensionnement des structures mixtes Acier-béton.
- [5] -Document Technique Réglementaire « D.T.R.B.C.2.48 » « RPA99version 2003 » : Règles Parasismique Algériennes.
- [6] -BAEL91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé aux états limites 91 modifié99.
- [7] -Document Technique Réglementaire « D.T.R-BC-2-44 » « CCM97 » : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [8] -EUROCODE 1 : Actions sur les structures- Partie 1- 4 : Actions du vent.
- [9] -Cours charpente métallique (Master 1) : « Mr. B. MENADI » et« Mr. SETHI ».
- [10] -Cours construction mixte (Poteaux Mixte Acier-Béton et Plancher mixte) (Master 1) : « Mr. A. ZAHAF » .
- [11] – Cour mécanique des sols (Fondations) (Licence) : « Mr.Y.SAIL » .
- [12] - Recherche Internet : Images, cours des autres universités.
- [13] -C.B.A.93, règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- [14]- Victor Davidovici, la construction en zone sismique, consultant en génie sismique à Dynamique Concept qu'il a créé récemment, est un expert de renommée internationale, mai 1999.
- [15]- Rafik TALEB, calcul sismique des structures selon RPA99 version 2003, SEMINAIRE JPOGC : journée portes ouvertes sur le génie civil, juin 2008.
- [16] -Cours Calcul des fondations (Master 2) : « Mme .N .AOUALI ».
- [17] -Université Saad Dahleb de Blida, guide de rédaction d'un projet de fin d'études.

ANNEX A

➤ Organigramme flexion simple

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



ANNEX B

➤ Tableau de section des armatures (en cm²)

| Ø | 5 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 20 | 25 | 32 | 40 |
|----|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | 0,20 | 0,28 | 0,50 | 0,79 | 1,13 | 1,54 | 2,01 | 3,14 | 4,91 | 8,04 | 12,57 |
| 2 | 0,39 | 0,57 | 1,01 | 1,57 | 2,26 | 3,08 | 4,02 | 6,28 | 9,82 | 16,08 | 25,13 |
| 3 | 0,59 | 0,85 | 1,51 | 2,36 | 3,39 | 4,62 | 6,03 | 9,42 | 14,73 | 24,13 | 37,70 |
| 4 | 0,79 | 1,13 | 2,01 | 3,14 | 4,52 | 6,16 | 8,04 | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5 | 0,98 | 1,41 | 2,51 | 3,93 | 5,65 | 7,70 | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6 | 1,18 | 1,70 | 3,02 | 4,71 | 6,79 | 9,24 | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7 | 1,37 | 1,98 | 3,52 | 5,50 | 7,92 | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8 | 1,57 | 2,26 | 4,02 | 6,28 | 9,05 | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,5 |
| 9 | 1,77 | 2,54 | 4,52 | 7,07 | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,1 |
| 10 | 1,96 | 2,83 | 5,03 | 7,85 | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,7 |
| 11 | 2,16 | 3,11 | 5,53 | 8,64 | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,2 |
| 12 | 2,36 | 3,39 | 6,03 | 9,42 | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,8 |
| 13 | 2,55 | 3,68 | 6,53 | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,6 | 163,4 |
| 14 | 2,75 | 3,96 | 7,04 | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,6 | 175,9 |
| 15 | 2,95 | 4,24 | 7,54 | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,6 | 188,5 |
| 16 | 3,14 | 4,52 | 8,04 | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,7 | 201,1 |
| 17 | 3,34 | 4,81 | 8,55 | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,7 | 213,6 |
| 18 | 3,53 | 5,09 | 9,05 | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,8 | 226,2 |
| 19 | 3,73 | 5,37 | 9,55 | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 92,27 | 152,8 | 238,8 |
| 20 | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,8 | 251,3 |

ANNEX C

- Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

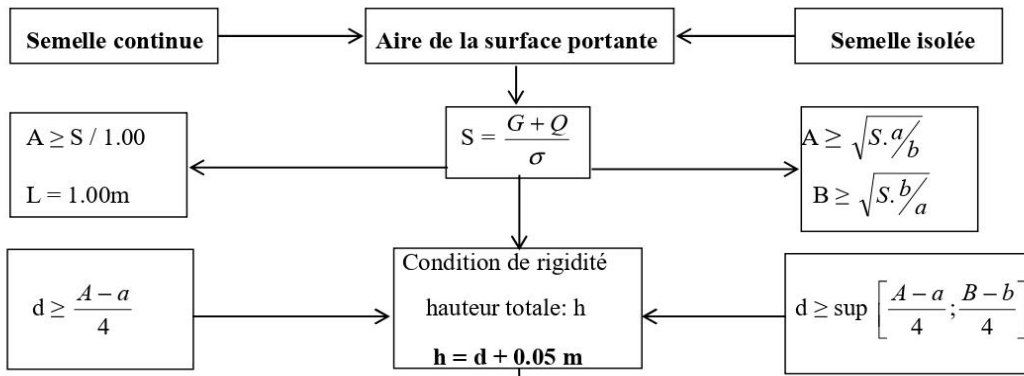
| l_x/l_y | ELU $\nu = 0$ | | ELS $\nu = 0.2$ | |
|-----------|---------------|---------|-----------------|---------|
| | μ_x | μ_y | μ_x | μ_y |
| 0.40 | 0.1101 | 0.2500 | 0.1121 | 0.2854 |
| 0.45 | 0.1036 | 0.2500 | 0.1063 | 0.3234 |
| 0.50 | 0.0966 | 0.2500 | 0.1000 | 0.3671 |
| 0.55 | 0.0894 | 0.2500 | 0.0936 | 0.4150 |
| 0.60 | 0.0822 | 0.2948 | 0.0870 | 0.4672 |
| 0.65 | 0.0751 | 0.3613 | 0.0805 | 0.5235 |
| 0.70 | 0.0684 | 0.4320 | 0.0743 | 0.5817 |
| 0.75 | 0.0621 | 0.5105 | 0.0684 | 0.6447 |
| 0.80 | 0.0561 | 0.5959 | 0.0628 | 0.7111 |
| 0.85 | 0.0506 | 0.6864 | 0.0576 | 0.7794 |
| 0.90 | 0.0456 | 0.7834 | 0.0528 | 0.8502 |
| 0.95 | 0.0410 | 0.8875 | 0.0483 | 0.9236 |
| 1.00 | 0.0368 | 1.0000 | 0.0441 | 1.0000 |

ANNEX D

➤ Organigramme de semelles de fondation

EL MEHDI DRIOUICH CALCULE BETON ARMEE T.S.G.O et T.D.B SEMELLES DE FONDATION

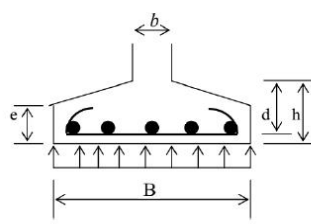
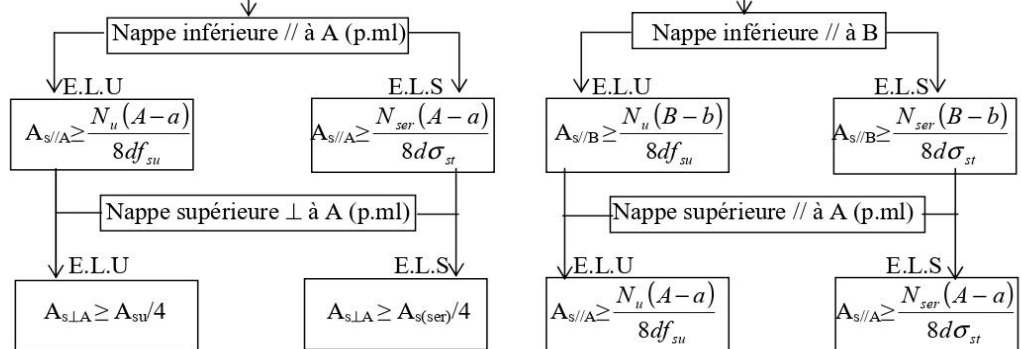
| | |
|-----------------------|--------------------------------------------------------------|
| Données : | $N_u = 1.35G + 1.5Q$ |
| Combinaison de base | : $N_{ser}; N_u$ $1N=10^3KN=10^6MN$ |
| Section de la semelle | : $A; B$ |
| Section du poteau | : $a; b$ |
| Matériaux | : $f_c; \bar{\sigma}_{sol}; \bar{\sigma}_{st}$ $1Bar=0.1MPa$ |



Condition $\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$ $L * h * 0.025 MN/m^3$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + p_{semelle}}{surface_{semelle}}$$

Semelle continue Détermination des aciers Semelle isolée



Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \inf(0.5f_c; 90\sqrt{\eta f_{ij}})$ $f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ MPa

$f_{su} = f_c / \gamma_s$ 1.15

Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \inf(\frac{2}{3}f_c; 110\sqrt{\eta f_{ij}})$

$\eta = 1.6$ pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm
 $\eta = 1.3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm

| NATURE DU SOL | $\bar{\sigma}_{sol}$ (MPa) |
|--------------------------------------------|----------------------------|
| Roches peu fissurées saines | 0.75 à 4.5 |
| Terrains non cohérents à bonne compacité | 0.35 à 0.75 |
| Terrains non cohérents à compacité moyenne | 0.20 à 0.40 |
| Argiles | 0.10 à 0.30 |

Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq f_c$

ANNEX E

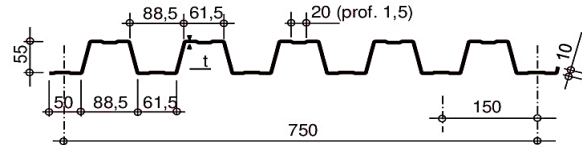
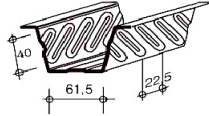
➤ Fiche technique de l'HI-BOND 55.750



monopanel

HI-BOND 55.750

Certificat CSTBat



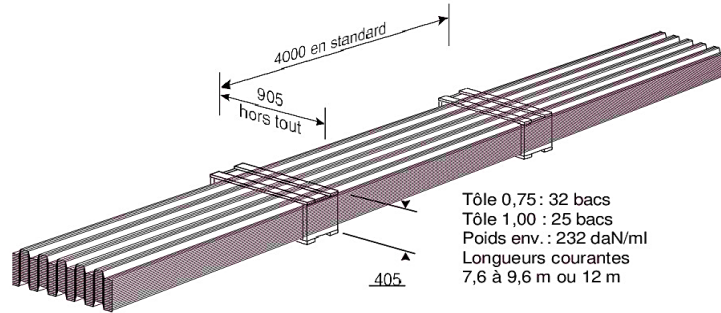
Nota : Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

Identification

| Épaisseur t en mm | Masse en kg/m ² |
|-------------------|----------------------------|
| 0,75 | 9,56 |
| 0,88 | 11,23 |
| 1,00 | 12,83 |
| 1,20 | 15,30 |

Manutention - Emballage

| Épaisseur t en mm | Masse en kg/m ² |
|-------------------|----------------------------|
| 0,75 | 6,97 |
| 0,88 | 8,18 |
| 1,00 | 9,30 |
| 1,20 | 11,16 |



Tôle 0,75 : 32 bacs
Tôle 1,00 : 25 bacs
Poids env. : 232 daN/ml
Longueurs courantes
7,6 à 9,6 m ou 12 m

Valeurs de calcul

| Épaisseur t en mm | Épaisseur acier en mm | Aire d'acier en cm ² /m | Position fibre neutre | | Mt d'inertie i en cm ⁴ | Modules de résistance | |
|-------------------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------------------|-----------------------|------------------|
| | | | v ₁ en cm | v _s en cm | | i/v ₁ | i/v _s |
| 0,75 | 0,71 | 11,18 | 2,75 | 2,75 | 57,54 | 20,92 | 20,92 |
| 0,88 | 0,84 | 13,23 | 2,75 | 2,75 | 68,08 | 24,76 | 24,76 |
| 1,00 | 0,96 | 15,12 | 2,75 | 2,75 | 77,80 | 28,29 | 28,29 |
| 1,20 | 1,16 | 18,27 | 2,75 | 2,75 | 94,01 | 34,19 | 34,19 |

PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaielement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation admissible du coffrage de 1/240 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

| Portée de coulage | Épaisseur plancher h (cm) | t = 0,75 mm | | | | t = 0,8 mm | | | | t = 1,0 mm | | | | t = 1,2 mm | | | |
|--------------------------|---------------------------|-------------|------|------|-------|------------|------|------|-------|------------|------|------|-------|------------|------|------|-------|
| | | sans étai | | | étais | sans étai | | | étais | sans étai | | | étais | sans étai | | | étais |
| | | ▲▲ | ▲▲▲ | ▲▲▲▲ | ▲▲▲ | ▲▲ | ▲▲▲ | ▲▲▲▲ | ▲▲▲ | ▲▲ | ▲▲▲ | ▲▲▲▲ | ▲▲ | ▲▲▲ | ▲▲▲▲ | ▲▲ | ▲▲▲ |
| (acier) | 10 | 2,70 | 3,60 | 3,33 | 3,35 | 2,85 | 3,80 | 3,52 | 3,63 | 2,96 | 3,95 | 3,66 | 3,97 | 3,14 | 4,18 | 3,88 | 4,23 |
| | 11 | 2,60 | 3,48 | 3,22 | 3,15 | 2,74 | 3,66 | 3,39 | 3,48 | 2,85 | 3,81 | 3,53 | 3,71 | 3,02 | 4,03 | 3,73 | 4,06 |
| Portée = clair + 5 cm | 12 | 2,51 | 3,36 | 3,11 | 2,95 | 2,65 | 3,54 | 3,28 | 3,35 | 2,76 | 3,69 | 3,41 | 3,57 | 2,93 | 3,91 | 3,62 | 3,91 |
| | 13 | 2,43 | 3,26 | 3,02 | 2,78 | 2,57 | 3,44 | 3,19 | 3,18 | 2,68 | 3,59 | 3,32 | 3,44 | 2,85 | 3,81 | 3,52 | 3,77 |
| (béton) | 14 | 2,37 | 3,17 | 2,94 | 2,64 | 2,50 | 3,34 | 3,09 | 3,01 | 2,61 | 3,49 | 2,23 | 3,33 | 2,76 | 3,70 | 3,42 | 3,64 |
| | 15 | 2,31 | 3,10 | 2,87 | 2,51 | 2,44 | 3,26 | 3,02 | 2,86 | 2,54 | 3,41 | 3,15 | 3,17 | 2,69 | 3,61 | 3,34 | 3,53 |
| Portée = clair + 5 cm | 16 | 2,25 | 3,02 | 2,80 | 2,39 | 2,38 | 3,19 | 2,95 | 2,72 | 2,48 | 2,33 | 3,08 | 3,02 | 2,63 | 3,53 | 3,26 | 3,43 |
| | 17 | 2,20 | 2,95 | 2,73 | 2,29 | 2,33 | 3,12 | 2,88 | 2,60 | 2,43 | 3,26 | 3,01 | 2,89 | 2,57 | 3,45 | 3,19 | 2,33 |
| (bois) | 18 | 2,15 | 2,89 | 2,67 | 2,19 | 2,28 | 3,05 | 2,82 | 2,49 | 2,37 | 3,19 | 2,95 | 2,77 | 2,52 | 3,38 | 3,13 | 3,21 |
| | 19 | 2,12 | 2,84 | 2,63 | 2,11 | 2,23 | 3,00 | 2,77 | 2,40 | 2,34 | 3,13 | 2,90 | 2,66 | 2,48 | 3,33 | 3,08 | 3,08 |
| Portée = entraxe | 20 | 2,08 | 2,79 | 2,58 | 2,03 | 2,19 | 2,94 | 2,82 | 2,31 | 2,29 | 3,07 | 2,84 | 2,56 | 2,44 | 3,27 | 3,02 | 2,96 |
| | 22 | 2,00 | 2,69 | 2,49 | 1,93 | 2,11 | 2,84 | 2,62 | 2,15 | 2,21 | 2,96 | 2,74 | 2,38 | 2,35 | 3,15 | 2,91 | 2,75 |
| | 24 | 1,94 | 2,60 | 2,41 | 1,85 | 2,05 | 2,76 | 2,55 | 2,01 | 2,14 | 2,88 | 2,66 | 2,23 | 2,27 | 3,05 | 2,82 | 2,58 |

pour les valeurs en italique, l'élanement du plancher est supérieur à 36

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

ANNEX F



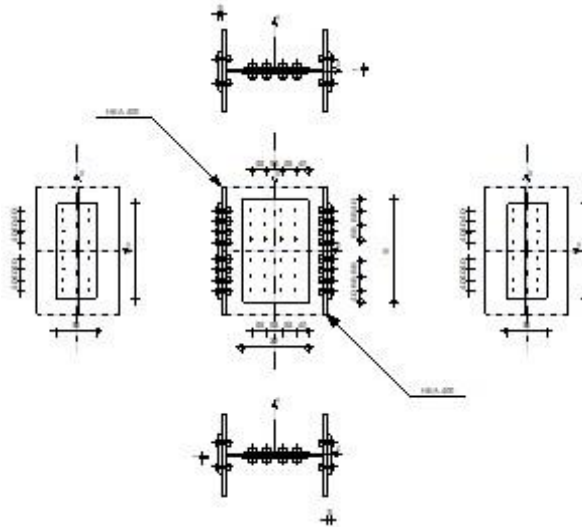
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,85



GENERAL

Assemblage N°: 31

Nom de l'assemblage : Epissure du poteau

POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 400

$h_{c1} = 390$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fc1} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wc1} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fc1} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{c1} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{c1} = 158,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yc1} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

$f_{yc1} = 235,00$ [MPa] Résistance

$f_{uc1} = 360,00$ [MPa]

POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 400

$h_{c2} = 390$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fc2} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wc2} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fc2} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{c2} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_{c2} = 158,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yc2} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : S 235

$f_{yc2} = 235,00$ [MPa] Résistance

$f_{uc2} = 360,00$ [MPa]

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 380$ [mm] Longueur de la platine

$h_{pw} = 245$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{pw} = 5$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{ypw} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{upw} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE DROITE

$l_{pe} = 360$ [mm] Longueur de la platine

$h_{pe} = 150$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{pe} = 10$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{ype} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{upe} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$l_{pe} = 360$ [mm] Longueur de la platine

$h_{pe} = 150$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{pe} = 10$ [mm] Épaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{ype} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{upe} = 360,00$ [MPa] Résistance à la traction

PAROI INFERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT: Catégorie d'assemblage A

Classe = 5.6 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 300,00$ [MPa] Limite de plasticité du boulon

$f_{ub} = 500,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 3$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 4$ Nombre de rangés des boulons

$e_1 = 40$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_2 = 55$ [mm] Ecartement

$p_1 = 55$ [mm] Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT: Catégorie d'assemblage A

Classe = 5.6 Classe du boulon

$d = 12$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon

| | | | |
|------------|--------|--------------------|---------------------------------------|
| Classe = | 5.6 | | Classe du boulon |
| $A_s =$ | 0,84 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 1,13 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 300,00 | [MPa] | Limite de plasticité du boulon |
| $f_{ub} =$ | 500,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n_h =$ | 1 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_v =$ | 4 | | Nombre de rangées des boulons |
| $e_1 =$ | 30 | [mm] | Niveau du premier boulon |
| $p_1 =$ | 40 | [mm] | Entraxe |

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT: Catégorie d'assemblage A

| | | | |
|------------|--------|--------------------|---------------------------------------|
| Classe = | 5.6 | | Classe du boulon |
| $d =$ | 12 | [mm] | Diamètre du boulon |
| $d_0 =$ | 13 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 0,84 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 1,13 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 300,00 | [MPa] | Limite de plasticité du boulon |
| $f_{ub} =$ | 500,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n_h =$ | 1 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_v =$ | 4 | | Nombre de rangées des boulons |
| $e_1 =$ | 30 | [mm] | Niveau du premier boulon |
| $p_1 =$ | 40 | [mm] | Entraxe |

PAROI SUPERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT: Catégorie d'assemblage A

| | | | |
|----------|-----|------|--------------------|
| Classe = | 5.6 | | Classe du boulon |
| $d =$ | 16 | [mm] | Diamètre du boulon |

| | | | |
|------------|--------|--------------------|---------------------------------------|
| Classe = | 5.6 | | Classe du boulon |
| $d_0 =$ | 18 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 1,57 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 2,01 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 300,00 | [MPa] | Limite de plasticité du boulon |
| $f_{ub} =$ | 500,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n_h =$ | 3 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_v =$ | 4 | | Nombre de rangées des boulons |
| $e_1 =$ | 40 | [mm] | Niveau du premier boulon |
| $p_2 =$ | 55 | [mm] | Ecartement |
| $p_1 =$ | 55 | [mm] | Entraxe |

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

| | | | |
|------------|--------|--------------------|---------------------------------------|
| Classe = | 5.6 | | Classe du boulon |
| $d =$ | 12 | [mm] | Diamètre du boulon |
| $d_0 =$ | 13 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 0,84 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 1,13 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 300,00 | [MPa] | Limite de plasticité du boulon |
| $f_{ub} =$ | 500,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n_h =$ | 1 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_v =$ | 4 | | Nombre de rangées des boulons |
| $e_1 =$ | 30 | [mm] | Niveau du premier boulon |
| $p_1 =$ | 40 | [mm] | Entraxe |

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

| | | | |
|----------|-----|------|--------------------|
| Classe = | 5.6 | | Classe du boulon |
| $d =$ | 12 | [mm] | Diamètre du boulon |

| | | | |
|------------|--------|--------------------|---------------------------------------|
| Classe = | 5,6 | | Classe du boulon |
| $d_0 =$ | 13 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| $A_s =$ | 0,84 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| $A_v =$ | 1,13 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| $f_{yb} =$ | 300,00 | [MPa] | Limite de plasticité du boulon |
| $f_{ub} =$ | 500,00 | [MPa] | Résistance du boulon à la traction |
| $n_h =$ | 1 | | Nombre de colonnes des boulons |
| $n_v =$ | 4 | | Nombre de rangées des boulons |
| $e_1 =$ | 30 | [mm] | Niveau du premier boulon |
| $p_1 =$ | 40 | [mm] | Entraxe |

COEFFICIENTS DE MATERIAU

| | | | |
|-----------------|------|---------------------------------|-------|
| $\gamma_{M0} =$ | 1,00 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| $\gamma_{M2} =$ | 1,25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

EFFORTS

Cas: Calculs manuels




ETAT LIMITE: ULTIME

| | | | |
|----------------|--------|--------|--------------------|
| $N_{Ed1} =$ | 70,00 | [kN] | Effort axial |
| $V_{y,Ed1} =$ | 30,00 | [kN] | Effort tranchant |
| $V_{z,Ed1} =$ | 100,00 | [kN] | Effort tranchant |
| $M_{y,Ed1} =$ | 50,00 | [kN*m] | Moment fléchissant |
| $M_{Vz,Ed1} =$ | 4,00 | [kN*m] | Moment fléchissant |
| $N_{Ed2} =$ | 70,00 | [kN] | Effort axial |
| $V_{y,Ed2} =$ | 30,00 | [kN] | Effort tranchant |
| $V_{z,Ed2} =$ | 100,00 | [kN] | Effort tranchant |
| $M_{y,Ed2} =$ | 50,00 | [kN*m] | Moment fléchissant |
| $M_{Vz,Ed2} =$ | 4,00 | [kN*m] | Moment fléchissant |

RESULTATS

Résultats d'un côté de l'assemblage (géométrie et charges symétriques)

Effort axial

| Platine | A_i [cm ²] | EFFORTS EQUIVALENTS N_i [kN] | EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN] | Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN] |
|-----------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------------------|
|  | $A_{pw} = 24,50$ | 31,47 | - | $N_{Ed,pw} = 31,47$ |
|  | $A_{pfue} = 15,00$ | 19,27 | 113,42 | $N_{Ed,pfue} = 132,69$ |
|  | $A_{pfle} = 15,00$ | 19,27 | -113,42 | $N_{Ed,pfle} = -94,15$ |



$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z




| Platine | A_i [cm ²] | $V_{z,Ed,i}$ [kN] |
|-----------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|------------------------|
|  | $A_{z,pw} = 24,50$ | $V_{z,Ed,pw} = 100,00$ |

Effort tranchant Y

| Platine | $A_{y,i}$ [cm ²] | $V_{y,Ed,i}$ [kN] |
|-------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|-------------------------|
|  | $A_{y,fupe} = 15,00$ | $V_{y,Ed,fupe} = 15,00$ |
|  | $A_{y,flpe} = 15,00$ | $V_{y,Ed,flpe} = 15,00$ |

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

Moment fléchissant Y

| Platine | $I_{y,i}$ [cm ⁴] | EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m] | Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m] |
|-------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|
|  | $I_{y,pw} = 1225,51$ | 4,63 | $M_{y,Ed,pw} = 4,63$ |
|  | $I_{y,pfue} = 6001,25$ | 22,68 | - |
|  | $I_{y,pfle} = 6001,25$ | 22,68 | - |

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

| Platine | $I_{z,i}$ [cm ⁴] | $M_{z,i}$ [kN*m] |
|-------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|------------------------|
|  | $I_{z,pfue} = 281,25$ | $M_{z,Ed,pfue} = 2,00$ |

| Platine | $I_{z,i}$ [cm ⁴] | $M_{z,i}$ [kN*m] |
|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|------------------------|
|  | $I_{z,pfle} = 281,25$ | $M_{z,Ed,pfle} = 2,00$ |

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 96,5$ [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un
= 1] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,74 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 93,87 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,77 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,77 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 97,39 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,74 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 85,33 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

| | | |
|---------------------------|-----------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|
| $k_{1z} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{bz} = 0,74$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{bz} > 0.0$ | $0,74 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2z} = 85,33$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$ |

ETAT LIMITE : ULTIME

Cisaillement des boulons

$e_0 = 95$ [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons

$M_y = 14,13$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$F_{x,N} = 2,62$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x

$F_{z,Vz} = 8,33$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z

$F_{x,My} = 16,76$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x

$F_{z,My} = 11,17$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z

$F_{x,Ed} = 19,38$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{z,Ed} = 19,51$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{Ed} = 27,50$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rd,x} = 85,33$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rd,z} = 85,33$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

| | | | |
|----------------------------|-------------------|---------|--------|
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$ | $ 19,38 < 85,33$ | vérifié | (0,23) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$ | $ 19,51 < 85,33$ | vérifié | (0,23) |
| $F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$ | $27,50 < 96,51$ | vérifié | (0,28) |

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{V,Rd} = 27,14$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{V,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,77$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,77 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1x} = 126,28$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{by} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 164,16$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,77$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,77 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 66,46$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,77$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $0,77 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 66,46$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 90$ [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons

$M_z = 3,35$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$F_{x,N} = 16,95$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x

$F_{y,Vy} = 1,88$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y

$F_{x,Mz} = 4,68$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x

$F_{y,Mz} = 6,24$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y

$F_{x,Ed} = 21,63$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

| | | | |
|----------------------------|-------|---------|--------------------------------------------------------------------------------------------|
| $e_0 =$ | 90 | [mm] | Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons |
| $F_{y,Ed} =$ | 8,12 | [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y |
| $F_{Ed} =$ | 23,10 | [kN] | Effort tranchant résultant dans le boulon |
| $F_{x,Rd} =$ | 66,46 | [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x |
| $F_{y,Rd} =$ | 66,46 | [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$ | 21,63 | < 66,46 | vérifié (0,33) |
| $ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$ | 8,12 | < 66,46 | vérifié (0,12) |
| $F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ | 23,10 | < 27,14 | vérifié (0,85) |

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 27,14$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,77$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 0,77 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 126,28$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{by} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ 1,00 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 164,16$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaque

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,77$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

| | | |
|---------------------------|-----------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|
| $\alpha_{bx} > 0.0$ | $0,77 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2x} = 66,46$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$ |
| Direction y | | |
| $k_{1y} = 2,50$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$ |
| $k_{1y} > 0.0$ | $2,50 > 0,00$ | vérifié |
| $\alpha_{by} = 0,77$ | Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ | $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$ |
| $\alpha_{by} > 0.0$ | $0,77 > 0,00$ | vérifié |
| $F_{b,Rd2y} = 66,46$ [kN] | Résistance d'un boulon en pression diamétrale | $F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$ |

ETAT LIMITE: ULTIME





cisaillement des boulons

| | | | |
|----------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------|--------|
| $e_0 = 90$ [mm] | Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons | | |
| $M_z = 3,35$ [kN*m] | Moment fléchissant réel | | |
| $F_{x,N} = -12,13$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x | | |
| $F_{y,Vy} = 1,88$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y | | |
| $F_{x,Mz} = 4,68$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x | | |
| $F_{y,Mz} = 6,24$ [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y | | |
| $F_{x,Ed} = -7,45$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x | | |
| $F_{y,Ed} = 8,12$ [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y | | |
| $F_{Ed} = 11,02$ [kN] | Effort tranchant résultant dans le boulon | | |
| $F_{x,Rd} = 66,46$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x | | |
| $F_{y,Rd} = 66,46$ [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y | | |
| $ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$ | $ -7,45 < 66,46$ | vérifié | (0,11) |
| $ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$ | $ 8,12 < 66,46$ | vérifié | (0,12) |
| $F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ | $11,02 < 27,14$ | vérifié | (0,41) |

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

| Nr | Modèle | A_{nv} [cm ²] | A_{nt} [cm ²] | V_0 [kN] | $V_{eff,Rd}$ [kN] | $ V_0 /V_{eff,Rd}$ | Etat |
|----|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------|-------------------|--------------------|----------------|
| 1 |  | 23,59 | 11,55 | 100,00 (*) | 486,45 (*) | 0,21 | vérifié |

| Nr | Modèle | A _{nv} [cm ²] | A _{nt} [cm ²] | V ₀ [kN] | V _{eff,Rd} [kN] | V ₀ /V _{eff,Rd} | Etat |
|----|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------------------|---------|
| 2 |  | 11,55 | 93,08 | 31,47 (*2) | 2837,43 (**) | 0,01 | vérifié |
| 3 |  | 11,55 | 93,08 | 31,47 (*2) | 2837,43 (**) | 0,01 | vérifié |
| 4 |  | 23,10 | 12,21 | 31,47 (*2) | 665,06 (**) | 0,05 | vérifié |
| 5 |  | 19,85 | 18,71 | 135,59 (*3) | 1616,76 (***) | 0,08 | vérifié |

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$





(*3) $V_0 = N_{ruEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(***) $V_{effRd} = 2 \cdot [f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}]$

ÉCLISSE D'AME

| Nr | Modèle | A _{nv} [cm ²] | A _{nt} [cm ²] | V ₀ [kN] | V _{eff,Rd} [kN] | V ₀ /V _{eff,Rd} | Etat |
|----|-------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------------------|---------|
| 1 |  | 7,10 | 5,25 | 50,00 (*1) | 171,93 (*) | 0,29 | vérifié |
| 2 |  | 5,25 | 7,10 | 15,73 (*2) | 275,71 (**) | 0,06 | vérifié |
| 3 |  | 5,25 | 7,10 | 15,73 (*2) | 275,71 (**) | 0,06 | vérifié |
| 4 |  | 10,50 | 5,55 | 15,73 (*2) | 302,30 (**) | 0,05 | vérifié |

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

PLATINE EXTERNE DROITE

| Nr | Modèle | A _{nv} [cm ²] | A _{nt} [cm ²] | V ₀ [kN] | V _{eff,Rd} [kN] | V ₀ /V _{eff,Rd} | Etat |
|----|-------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------|--------------------------|--------------------------------------|---------|
| 1 |  | 7,05 | 10,45 | 15,00 (*1) | 246,13 (*) | 0,06 | vérifié |

| Nr | Modèle | A _{nv} [cm ²] | A _{nt} [cm ²] | V ₀ [kN] | V _{eff,Rd} [kN] | V ₀ /V _{eff,Rd} | Etat |
|----|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------|--------------------------|-------------------------------------|---------|
| 2 |  | 10,45 | 10,05 | 132,69 (*2) | 431,22 (**) | 0,31 | vérifié |
| 3 |  | 20,90 | 7,70 | 132,69 (*2) | 505,33 (**) | 0,26 | vérifié |

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

(*2) $V_0 = N_{tueEd}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

PLATINE EXTERNE GAUCHE

| Nr | Modèle | A _{nv} [cm ²] | A _{nt} [cm ²] | V ₀ [kN] | V _{eff,Rd} [kN] | V ₀ /V _{eff,Rd} | Etat |
|----|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|---------------------|--------------------------|-------------------------------------|---------|
| 1 |  | 7,05 | 10,45 | 15,00 (*1) | 246,13 (*) | 0,06 | vérifié |

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

(*) $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

A_t = 83,85 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

A_{t,net} = 72,97 [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ 0,78 < 0,82

W = 2311,25 [cm³] Facteur élastique de la section

W_{net} = 2311,25 [cm³] Facteur élastique de la section

M_{c,Rdnet} = 543,14 [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ |50,00| < 543,14 **vérifié** (0,09)

A_v = 42,90 [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = h_p \cdot t_p$

A_{v,net} = 34,98 [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement

$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

V_{pl,Rd} = 582,06 [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ |100,00| < 582,06 **vérifié** (0,17)

ÉCLISSE D'AME

A_t = 6,68 [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

| | | | | |
|------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| $A_t =$ | 6,68 | [cm ²] | Aire de la zone tendue de la section brute | |
| $A_{t,net} =$ | 4,88 | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ | | | 0,66 < 0,82 | |
| $W =$ | 50,02 | [cm ³] | Facteur élastique de la section | |
| $W_{net} =$ | 47,32 | [cm ³] | Facteur élastique de la section | |
| $M_{c,Rdnet} =$ | 11,12 | [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$ |
| $ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ | | | 7,07 < 11,12 | vérifié (0,64) |
| $A_v =$ | 12,25 | [cm ²] | Aire de la section efficace en cisaillement | $A_v = h_p \cdot t_p$ |
| $A_{v,net} =$ | 8,65 | [cm ²] | Aire de la section efficace nette en cisaillement | $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$ |
| $V_{pl,Rd} =$ | 166,20 | [kN] | Résistance plastique de calcul pour le cisaillement | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ |
| $ V_0 \leq V_{pl,Rd}$ | | | 50,00 < 166,20 | vérifié (0,30) |

PLATINE EXTERNE DROITE

| | | | | |
|------------------------------------------------------------------------------------|--------|--------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| $A_t =$ | 15,00 | [cm ²] | Aire de la zone tendue de la section brute | |
| $A_{t,net} =$ | 12,40 | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ | | | 0,74 < 0,82 | |
| $W =$ | 37,50 | [cm ³] | Facteur élastique de la section | |
| $W_{net} =$ | 30,43 | [cm ³] | Facteur élastique de la section | |
| $M_{c,Rdnet} =$ | 7,15 | [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$ |
| $ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ | | | 2,00 < 7,15 | vérifié (0,28) |
| $A_v =$ | 15,00 | [cm ²] | Aire de la section efficace en cisaillement | $A_v = h_p \cdot t_p$ |
| $A_{v,net} =$ | 12,40 | [cm ²] | Aire de la section efficace nette en cisaillement | $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$ |
| $V_{pl,Rd} =$ | 203,52 | [kN] | Résistance plastique de calcul pour le cisaillement | $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$ |
| $ V_0 \leq V_{pl,Rd}$ | | | 15,00 < 203,52 | vérifié (0,07) |

PLATINE EXTERNE GAUCHE

| | | | | |
|------------------------------------------------------------------------------------|-------|--------------------|-------------------------------------------------|----------------------------------------------------|
| $A_t =$ | 15,00 | [cm ²] | Aire de la zone tendue de la section brute | |
| $A_{t,net} =$ | 12,40 | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction | |
| $0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ | | | 0,74 < 0,82 | |
| $W =$ | 37,50 | [cm ³] | Facteur élastique de la section | |
| $W_{net} =$ | 30,43 | [cm ³] | Facteur élastique de la section | |
| $M_{c,Rdnet} =$ | 7,15 | [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$ |

| | | | |
|----------------------------------------|-----------------------------------------------------|----------------|---------------------------------------------------------|
| $ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ | $ 2,00 < 7,15$ | vérifié | $(0,28)$ |
| $A_v = 15,00$ [cm ²] | Aire de la section efficace en cisaillement | | $A_v = h_p * t_p$ |
| $A_{v,net} = 12,40$ [cm ²] | Aire de la section efficace nette en cisaillement | | $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$ |
| $V_{pl,Rd} = 203,52$ [kN] | Résistance plastique de calcul pour le cisaillement | | $V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$ |
| $ V_0 \leq V_{pl,Rd}$ | $ 15,00 < 203,52$ | vérifié | $(0,07)$ |

| | | |
|------------------------------------------------------|--------------|-------------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,85 |
|------------------------------------------------------|--------------|-------------|



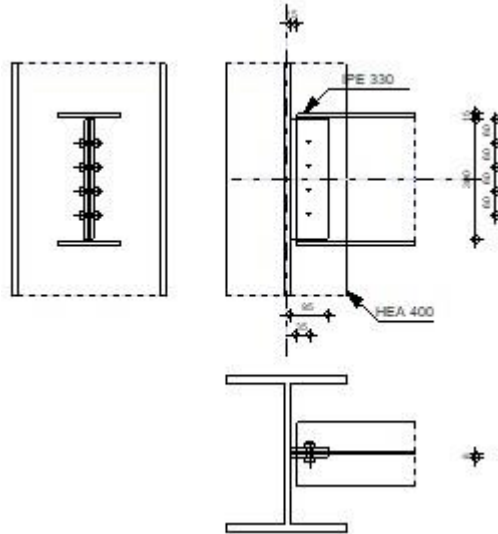
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,30



GENERAL

Assemblage N°: 32

Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)

Noeud de la structure: 65

Barres de la structure: 33, 4206

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 400

Barre N°: 33

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $A_c = 158,98$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uc} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 330

Barre N°: 4206

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 62,61$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 11766,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE

Type: de deux côtés

$l_p = 95$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 8$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: S 275
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{up} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA POUTRE A LA PLATINE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

| | | | |
|-------------------|--------|--------------------|---------------------------------------|
| Classe = | 4.8 | | Classe du boulon |
| d = | 12 | [mm] | Diamètre du boulon |
| d ₀ = | 13 | [mm] | Diamètre du trou de boulon |
| A _s = | 0,84 | [cm ²] | Aire de la section efficace du boulon |
| A _v = | 1,13 | [cm ²] | Aire de la section du boulon |
| f _{ub} = | 400,00 | [MPa] | Résistance à la traction |
| k = | 1 | | Nombre de colonnes des boulons |
| w = | 4 | | Nombre de rangées des boulons |
| e ₁ = | 60 | [mm] | Niveau du premier boulon |
| p ₁ = | 60 | [mm] | Entraxe |

SOUDES

| | | | |
|-------------------|---|------|------------------------------------------------|
| a _{cp} = | 5 | [mm] | Soudures d'angle entre la platine et le poteau |
|-------------------|---|------|------------------------------------------------|

COEFFICIENTS DE MATERIAU

| | | | |
|-------------------|------|---------------------------------|-------|
| γ _{M0} = | 1,00 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |
| γ _{M2} = | 1,25 | Coefficient de sécurité partiel | [2.2] |

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

| | | | |
|---------------------|-------|--------|--------------------|
| N _{b,Ed} = | 10,00 | [kN] | Effort axial |
| V _{b,Ed} = | 30,00 | [kN] | Effort tranchant |
| M _{b,Ed} = | 0,00 | [kN*m] | Moment fléchissant |

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA POUTRE A LA PLATINE

RESISTANCE DES BOULONS

F_{v,Rd} = 43,4 [kN Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un
= 3] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,90 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,90 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 69,46 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,93 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,93 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 72,00 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,93 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,93 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 153,60 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,93 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,93 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 153,60 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE PLATINE - POUTRE

cisaillement des boulons

$$e = 56 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau}$$

$$M_0 = 1,67 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Moment fléchissant réel}$$

$$F_{Nx} = 2,50 \quad [\text{kN}] \quad \text{Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial}$$

| | | | |
|--------------|-------|------|---------------------------------------------------------------------------------|
| $e =$ | 56 | [mm] | Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau |
| $F_{Vz} =$ | 7,50 | [kN] | Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant |
| $F_{Mx} =$ | 8,32 | [kN] | Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x |
| $F_{Mz} =$ | 0,00 | [kN] | Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z |
| $F_{x,Ed} =$ | 10,83 | [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x |
| $F_{z,Ed} =$ | 7,50 | [kN] | Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z |
| $F_{Ed} =$ | 13,17 | [kN] | Effort tranchant résultant dans le boulon |
| $F_{Rdx} =$ | 69,46 | [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x |
| $F_{Rdz} =$ | 72,00 | [kN] | Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z |

| | | | |
|---------------------------|-------------------|---------|--------|
| $ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ | $ 10,83 < 69,46$ | vérifié | (0,16) |
| $ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ | $ 7,50 < 72,00$ | vérifié | (0,10) |
| $F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$ | $13,17 < 43,43$ | vérifié | (0,30) |

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

PLATINE

| | | | |
|---------------------------------------|-------------------|--------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $A_{nt} =$ | 11,28 | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction |
| $A_{nv} =$ | 6,16 | [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction |
| $V_{effRd} =$ | 485,84 | [kN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ 0,5 \cdot N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 5,00 < 485,84$ | vérifié | (0,01) |

POUTRE

| | | | |
|-----------------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $A_{nt} =$ | 10,57 | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction |
| $A_{nv} =$ | 4,27 | [cm ²] | Aire de la zone de la section en traction |
| $V_{effRd} =$ | 431,65 | [kN] | Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$ |
| $ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$ | $ 10,00 < 431,65$ | vérifié | (0,02) |

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

PLATINE

| | | | |
|------------|------|--------------------|-------------------------------------------------|
| $A_{nt} =$ | 3,08 | [cm ²] | Aire nette de la zone de la section en traction |
|------------|------|--------------------|-------------------------------------------------|

$A_{nt} = 3,08 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction
 $A_{nv} = 15,56 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 300,02 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
 $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|15,00| < 300,02$ **vérifié** (0,05)

POUTRE

$A_{nt} = 2,14 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction
 $A_{nv} = 15,71 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 286,23 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
 $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|30,00| < 286,23$ **vérifié** (0,10)

VERIFICATION DE LA PLATINE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 15,60 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 12,48 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction
 $0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,72 < 0,80$

$W_{net} = 116,30 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 31,98 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion
 $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|0,83| < 31,98$ **vérifié** (0,03)

$A_v = 24,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = h_p \cdot t_p$
 $A_{v,net} = 19,84 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
 $V_{pl,Rd} = 381,05 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd}$ $|15,00| < 381,05$ **vérifié** (0,04)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 16,46 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 13,54 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction
 $0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,74 < 0,80$

$W_{net} = 132,62 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

| | | | |
|----------------------------------------|-----------------------------------------------------|----------------|------------------------------------------------------------|
| $W_{net} = 132,62$ [cm ³] | Facteur élastique de la section | | |
| $M_{c,Rdnet} = 36,47$ [kN*m] | Résistance de calcul de la section à la flexion | | $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$ |
| $ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$ | $ 1,67 < 36,47$ | vérifié | (0,05) |
| $A_v = 24,75$ [cm ²] | Aire de la section efficace en cisaillement | | |
| $A_{v,net} = 20,85$ [cm ²] | Aire de la section efficace nette en cisaillement | | $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$ |
| $V_{pl,Rd} = 392,96$ [kN] | Résistance plastique de calcul pour le cisaillement | | $V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$ |
| $V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$ | $ 30,00 < 392,96$ | vérifié | (0,08) |

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA PLATINE ET LE POTEAU

| | | | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------|----------------|--------------------------------------------------|
| $A_w = 15,00$ [cm ²] | Aire de la section de la soudure | | $A_w = h_p * a_{gp}$ |
| $\sigma = 13,33$ [MPa] | Contrainte normale dans la soudure | | $\sigma = 0.5 * [N_{b,Ed} / A_s + M_0 / W_{yw}]$ |
| $\sigma_{\perp} = 9,43$ [MPa] | Contrainte normale perpendiculaire dans la soudure | | $\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2}$ |
| $ \sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ | $ 9,43 < 309,60$ | vérifié | (0,03) |
| $\tau_{\perp} = 9,43$ [MPa] | Contrainte tangentielle perpendiculaire | | $\tau_{\perp} = \sigma_{\perp}$ |
| $\tau_{\parallel} = 10,00$ [MPa] | Contrainte tangentielle parallèle | | $\tau_{\parallel} = 0.25 * V_{b,Ed} / A_w$ |
| $\beta_w = 0,85$ | Coefficient de corrélation | | [Tableau 4.1] |
| $\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ | $25,60 < 404,71$ | vérifié | (0,06) |

REMARQUES

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|---------------------|
| Pince extrémité horizontale de la plaque-aile supérieure de la poutre trop faible | 15 [mm] < 30 [mm] |
| Pince extrémité horizontale de la plaque-aile inférieure de la poutre trop faible | 15 [mm] < 18 [mm] |
| Longueur de la plaque assemblant la poutre trop importante | 300 [mm] > 271 [mm] |

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,30