



**UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-**

جامعة البليدة -1-

**Faculté de Technologie**

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية



## **MEMOIRE DE fin d'étude**

Option : construction métallique et mixte

**ETUDE D'UN HOTEL EN charpente métallique**

**RDC+5+sous-sol**

Présenté par :

**TINGUALI Ichrak Selma**

**MANSOUR Abdelmadjid**

Devant les jurys composés de :

M<sup>me</sup>. TADJER

U. saad Dahleb-Blida

President

M<sup>r</sup>. AZZAZ

U. saad Dahleb-Blida

Examineur

M<sup>r</sup>. RAHMANI

U. saad Dahleb-Blida

Encadreur

Blida, Septembre 2022

## *Remerciements*

*On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.*

*Nous tenons à remercier toute personne ayant contribué à la réalisation de ce travail.*

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de monsieur **K .RAHMANI** ,on le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.*

*Nous tenons à exprimer mes sincères remerciements aux membres de jury qui ont accepté d'évaluer notre travail.*

*Nos remerciements s'adressent à monsieur **L'INGINTEUR SADOUD (cosider)** pour son aide pratique et son soutien moral et ses encouragements.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académique et professionnelles.*

*En fin, merci à tous ceux qui ont rendu possible ce travail, et même s'ils ne se retrouvent pas dans cette petite liste, ils sont dans mes pensée.*

## إهداء

الحمد لله وكفى والصلاة والسلام على الحبيب المصطفى وأهله ومن أوفى أما بعد :

والنجاح الجهد ثمرة هذه بمذكرتنا الدراسية مسيرتنا في الخطوة هذه لنتمين وفقنا الذي الحمد لله الأبدى قلبي حبيب إلى بافتخار، الغالي أبي إلى والوقار، بالهيبة الله كلكه الذي إلى مهداة تعالى بفضل له لدربي نورا وأدامه الله حفظه

إلى .. عمري مدى المتفاني العطاء ينبوع إلى ... حياتي طريق بها أبصرت من إلى أهديتها لا كيف الجزء خير عني وجزاها عمرها، في الله أمد الغالية والدتي الشامخة

والصعاب، العقبات من كثير في الأثر بالغ لهم كان من فردا فردا الصغيرة وعائلاتهم إخواني إلى رشيد الذي كان سندي وصاحبي :بالذكر وأخص

الذي كان سندي وصاحبي

و بنصائحهم وجل عز الله بعد الفضل لهم كان ومن عماد جلال، يوسف، أصدقائي أعز إلى البحث هذا فترة خلال تشجيعاتهم

في الحقيقي السند كان لطالما الذي الروحي والأب النفسي طبيبي سميته الذي أفنيتني ياسين إلى النفسية التوجيهات من الكثير

لها يلق لم بكلمة ولو معي شارك من وكل العون يد مد في يتوانوا لم ممن الكرام، أساتذتي جميع إلى في هذا بحثي لكم أهدي نفوسنا في بالغا كان وأثرها بالا

يبخل لم الذي التخصص نفس به جمعني الذي عربية محمد إلى المتواضع العمل هذا وأهدي الميدان هذا في خبرته بحكم المتنوعة الكثيرة أسئلتني عن الكافية بأجوبته

الدراسي مشواري خلال صادفتهم من و رفقتي كل إلى و

عبد المجيد

## إهداء

إلى نور يضىء عمتي عندما تطفئني الأيام والظروف ....

إلى غيمة تظلني وتسقيني دون رغبة بردي لجميلها ....

إلى الأيدي التي تمد لي العون عندما أتعثر ، وتدفعني لمقاومة كل هذه الأشياء التي تستدعي السقوط

....

إلى عائلتي ....

إلى أمي وأبي وأختاي و أخي الغالي لكم كل الحب والامتنان .

**تنقالي اشراق سلمى**

## ملخص

الهندسة المدنية هي فن تصميم وبناء أنواع مختلفة من المشاريع، مثل المنازل والإدارات ومراكز التسوق والمباني الصناعية والبنية التحتية للطرق والمجمعات الرياضية. كجزء من هذا الإطار الأخير، تقدم هذه الأطروحة دراسة التصميم الزلزالي ودراسة العناصر الهيكلية لفندق فرضنا أنه يقع في ولاية تيبازة. يتكون المشروع من خمس طوابق ذات استعمال مختلف مصنوعة من الفولاذ بالإضافة إلى طابق تحت أرضي يستعمل كموقف للسيارات ذو أعمدة مختلطة (خرسانة وفولاذ). يقع المشروع في مدينة مصنفة حسب قواعد البناء المضادة للزلازل للجزائر (RPA99V2003) في منطقة زلزالية عالية (المنطقة III). تم تطوير النماذج الرقمية ثلاثية الأبعاد باستخدام برنامج ETBS من أجل الحصول على تصميم يلبي كلاً من معايير الاستقرار العام للهيكل ومقاومة العناصر الهيكلية، مع الحفاظ على بنية المشروع. يتم حساب والتحقق من العناصر الهيكلية والتجمعات وأقسام التعزيز وما إلى ذلك بشكل أساسي وفقاً للقواعد المعمول بها في الجزائر (CCM97/ RPA99)، بناءً على القوى المسجلة في النماذج الرقمية.

**كلمات مفتاحية:** هيكل فولاذي، تصميم زلزالي، نمذجة رقمية ثلاثية الأبعاد، RPA99 معدل 2003، CCM97.

## RESUME :

Le génie civil est l'art de concevoir et de construire divers types de projets, tels que des maisons, des administrations, des centres commerciaux, des bâtiments industriels, des infrastructures routières et des complexes sportifs. S'inscrivant dans ce dernier cadre, cette mémoire présente l'étude de la conception parasismique et l'étude des éléments structuraux d'un hôtel que nous avons supposé être situés dans la wilaya de TIPAZA. Le projet se compose de cinq étages d'un usage multiple en acier, en plus d'un sous-sol utilisé comme parking avec des colonnes mixtes (béton et acier) et voile périphérique en béton. Le projet est situé dans une ville classée selon les codes de construction antisismiques de l'Algérie (RPA99V2003) dans une zone sismique élevée (Zone III). Des modèles numériques 3D ont été développées à l'aide du logiciel ETBS afin d'obtenir une conception répondant à la fois aux critères de stabilité globale de la structure et de résistance des éléments structuraux, tout en préservant l'architecture du projet. Le calcul et la vérification des éléments de structure, des assemblages, des profilés de renforcement, etc. sont principalement effectués selon les règles en vigueur en Algérie (CCM97/RPA99), sur la base des efforts enregistrés dans les modèles numériques.

**Mots clés :** Structure métallique, conception sismique, modélisation numérique 3D, RPA99 modifié 2003, CCM97

## **ABSTRACT:**

Civil engineering is the art of designing and building various types of projects, such as houses, administrations, shopping centers, industrial buildings, road infrastructure and sports complexes. As part of this last framework, this thesis presents the study of the seismic design and the study of the structural elements of a hotel that we assumed to be located in the wilaya of TIPAZA. The project consists of five floors of multiple use in steel, in addition to a basement used as a car park with mixed columns (concrete and steel) and peripheral concrete wall. The project is located in a city classified according to the anti-seismic building codes of Algeria (RPA99V2003) in a high seismic zone (Zone III). 3D digital models were developed using the ETBS software in order to obtain a design that meets both the criteria of overall stability of the structure and resistance of the structural elements, while preserving the architecture of the project. Calculation and verification of structural elements, assemblies, reinforcing profiles, etc. are mainly carried out according to the rules in force in Algeria (CCM97/RPA99), on the basis of the efforts recorded in the numerical models.

**Key words:** Steel structure, seismic design, 3D digital modeling, RPA99 modified 2003, CCM97

## Table des matières

Remerciements	
ملخص	
RESUME :	
ABSTRACT:	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
LISTE DES SYMBOLES	
Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Généralité et présentation de projet	
I.1. Présentation de l'ouvrage :.....	4
I.2. Caractéristiques géométriques : .....	4
I.3. Matériaux utilisés :.....	4
I.3.1. Acier : .....	4
I.3.2. Béton : .....	6
I.3.3. Acier des armatures :.....	7
I.4. Moyen d'assemblage : .....	8
I.5. Les Actions prises en compte : .....	8
I.6. Combinaisons d'action : .....	8
I.7. Conception architectural :.....	9
I.8. Conception structurale : .....	9
I.8.1. Structure horizontale : .....	9
I.8.2. Structure verticale : .....	10
I.9. Logiciels utilisés : .....	12
Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges	
II.1. Introduction : .....	14
II.2. Charges permanents G.....	14
II.2.1. Plancher terrasse : .....	14
II.2.2. Plancher étages courants :.....	14
II.3. Charges d'exploitation.....	15
II.4. Action de la neige : .....	19
II.4.1. Charge de neige : .....	19
II.5. Effet du vent : .....	20
II.5.1. Données relatives au site :.....	21
II.5.2. Détermination de la pression de pointe :.....	21
II.5.3. Coefficient d'exposition $C_e$ :.....	22
II.5.4. Conditions de la toiture isolée : .....	23
II.5.5. Calcul des coefficients de pression extérieure :.....	23
II.5.6. Calcul des coefficients de pression intérieur : .....	31
II.5.7. Calcul des pressions aérodynamique du vent .....	33
II.6. Conclusion : .....	36
Chapitre III : Étude des éléments secondaires	
III.1. Introduction : .....	38

III.2. Acrotère :	38
III.2.1. Introduction :	38
III.3. Les Sollicitations :	40
III.3.1. Calcul de l'excentricité :	40
III.3.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :	41
III.3.3. Calcul de ferrailage :	41
III.3.4. Vérification à l'ELS :	42
III.4. Les escaliers :	43
III.4.1. Introduction :	43
III.4.2. Caractéristiques géométriques :	43
III.4.3. Dimensionnement des éléments porteurs :	45
III.5. Conclusion :	52
Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments principaux	
IV.1. Introduction :	54
IV.2. Etude de la plancher collaborant :	54
IV.2.1. Hypothèse de calcul :	54
IV.2.2. Les solives :	55
IV.3. Pré-dimensionnement de poutre secondaire :	65
IV.3.1. Pré-dimensionnement de poutres principales :	65
IV.4. Pré-dimensionnement des poteaux :	72
IV.4.1. Introduction :	72
IV.4.2. Principe de calcul :	72
IV.4.3. Étapes de pré dimensionnement :	72
IV.4.4. Exemple de calcule pour un poteau central :	73
IV.5. Conclusion :	78
Chapitre V : Etude dynamique	
V.1. Introduction :	80
V.2. Etapes de la modélisation de la structure :	80
V.2.1. Description du logiciel ETABS :	80
V.2.2. Modélisation des éléments structuraux :	81
V.2.3. Modélisation de la masse :	81
V.3. Présentation de la méthode de calcul :	81
V.3.1. La méthode statique équivalente]:	81
V.3.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	82
V.3.3. La méthode d'analyse modale spectrale :	82
V.4. Choix de la méthode de calcul :	82
V.5. Application de la méthode :	83
V.5.1. La force sismique totale V :	83
V.5.2. L'analyse modale spectrale :	86
V.5.3. Résultat de l'analyse dynamique :	87
V.6. Conclusion :	106
Chapitre VI : Vérifications des éléments de l'ossature	
VI.1. Introduction :	108
VI.2. Vérification des poteaux :	108
VI.2.1. Vérification vis-à-vis du risque de flambement [1]:	108

VI.2.2. Vérification vis-à-vis du risque de déversements : .....	115
VI.3. Vérification de la poutre principale : .....	117
VI.3.1. Plancher courant : .....	117
VI.3.2. Plancher terrasse : .....	118
VI.4. Vérification des palées de stabilités : .....	119
VI.4.1. Vérification des contreventements de sens Y : .....	119
VI.4.2. Vérification des contreventements de sens X : .....	121
VI.5. Les sections finales des éléments de la structure : .....	122
VI.6. Conclusion : .....	122
Chapitre VII : Etude d'assemblage	
VII.1. Introduction : .....	124
VII.2. Assemblage Solive – Poutre : .....	125
VII.2.1. Données de calcul : .....	125
VII.2.2. Dimensionnement de l'assemblage : .....	126
VII.2.3. Disposition constructive : .....	126
VII.2.4. Résistance des boulons au cisaillement (côté de la solive) : .....	127
VII.2.5. Résistance des boulons au cisaillement du côté de la poutre porteuse : ...	128
VII.2.6. Vérification de la résistance des cornières au cisaillement : .....	128
VII.2.7. Vérification de la pression diamétrale : .....	128
VII.3. Assemblage Poutre –Poteau : .....	129
VII.3.1. Données de calcul : .....	129
VII.3.2. Disposition constructive : .....	130
VII.3.3. Vérification des Boulons : .....	131
VII.3.4. Vérification de la soudure : .....	135
VI.4. Assemblages de contreventement en V : .....	138
VII.4.1. Données de calcul : .....	138
VII.4.2. Nombre des boulons nécessaire : .....	138
VII.4.3. Disposition constructive : .....	139
VII.4.4. Vérification de la pression diamétrale : .....	140
VII.5. Assemblage de pied de poteau [Annexe E]: .....	140
VII.6. Assemblages de continuité [Annexe]: .....	142
Chapitre VIII : Etudes des éléments de sous-sol	
VIII.1. Introduction : .....	144
VIII.2. Etude les éléments du sous-sol : .....	144
VIII.3. Pré dimensionnement de poteau de sous-sol : .....	144
VIII.3.1. Méthodes de calcul des poteaux mixtes.....	145
VIII.3.2. Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul : .....	145
VIII.3.3. Vérification de l'application de la méthode simplifiée : .....	146
VIII.4. Etude de voile périphérique.....	151
VIII.4.1. Pré-dimensionnement : .....	151
VIII.4.2. Méthode de calcul.....	151
VIII.4.3. Calcul de la poussée de terre : .....	151
VIII.4.4. Ferrailage du voile périphérique : .....	152
Chapitre IX : Etudes des fondations	
IX.1. Introduction : .....	158

IX.2. Choix du type de fondation :.....	158
IX.3. Calcul des fondations .....	158
IX.3.1 Semelles isolées sous poteaux .....	158
IX.3.2. Semelles filantes :.....	159
Conclusion Générale.....	168
Référence bibliographique.....	170
Annexes .....	171

## Liste des figures

Figure I. 1: Courbe contrainte déformation selon la nuance d'acier. ....	6
Figure I. 2: diagramme contrainte -déformation de béton. ....	7
Figure I. 3: Diagramme contrainte -déformation. ....	8
Figure I. 4: Composition d'un plancher . ....	9
Figure I. 5: Schéma d'un profil Hi bond 55-800 . ....	10
Figure I. 6: Goujons soudés . ....	10
Figure I. 7: Escalier en charpente métallique . ....	11
Figure I. 8: contreventement en V . ....	11
Figure II. 1: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le RDC. ...	15
Figure II. 2: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le 1er étage. .....	16
Figure II. 3: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le 2eme étage. ....	16
Figure II. 4: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le 3eme étage. ....	17
Figure II. 5: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le 4eme étage. ....	17
Figure II. 6: Schéma representatif des zones de charges d'exploitation pour le 5eme étage. ....	18
Figure II. 7: Schéma representatif des zones de charges d'exploitation pour la terrasse.18	18
Figure II. 8: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le sous-sol.19	19
Figure II. 9: Direction du vent. ....	21
Figure II. 10: Hauteur de référence $z_e$ , dépend de h et b . ....	21
Figure II. 11: légende pour les parois verticales . ....	23
Figure II. 12: Valeur de $C_{pe}$ pour les parois verticale _ direction V1 de vent. ....	24
Figure II. 13: légende pour les toitures plates . ....	25
Figure II. 14: légende pour la toiture -Direction V2. ....	25
Figure II. 15: Légende pour les parois verticales . ....	26
Figure II. 16: Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois Verticals _ direction V2. ....	26
Figure II. 17: légende pour la toiture _direction V2. ....	27
Figure II. 18: Valeurs de $C_{pe}$ pour les parois verticales _Direction V3. ....	28
Figure II. 19: légende pour la toiture _ Direction V3. ....	29
Figure II. 20: Légende de $C_{pe}$ pour les parois circulaires. ....	29
Figure II. 21: légende pour la toiture _ direction V4. ....	31
Figure II. 22: Indice de préméabilité . ....	32
Figure II. 23: Valeur de la pression aérodynamique $W_j$ en [N/m <sup>2</sup> ] pour la direction V1. .....	33
Figure II. 24: Valeur de la pression aérodynamique $W_j$ en [N/m <sup>2</sup> ] pour la direction V2. .....	34
Figure II. 25: Valeur de la pression aérodynamique $W_j$ en [N/m <sup>2</sup> ] pour la direction V3. .....	35

Figure III. 1: Dimension de l'acrotère. ....	38
Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère. ....	39
Figure III. 3: disposition des armatures dans l'acrotère. ....	42
Figure III. 4: Schéma représentatif d'un escalier . ....	43
Figure III. 5: Vue en plan de l'escalier. ....	44
Figure III. 6: schéma statique de palier de sous-sol. ....	44
Figure III. 7: charges revenant au limon. ....	47
Figure III. 8: diagramme de moment du limon. ....	48
Figure III. 9: diagramme d'effort tranchant de la poutre palière. ....	49
Figure IV. 1: représentation du plancher collaborant . ....	54
Figure IV. 2: schéma de l'espacement entre solive. ....	55
Figure IV. 3: schéma statique de la solive. ....	56
Figure IV. 4: schéma de la solive ( avec etaiement ) . ....	56
Figure IV. 5: Schéma représentatif la largeur participante de la dalle pour une poutre de plancher . ....	59
Figure IV. 6: Schéma représentatif la position de l'axe neutre . ....	59
Figure IV. 7: Schéma d'un goujon . ....	61
Figure IV. 8: les caractéristiques géométriques des goujons . ....	62
Figure IV. 9: Valeur de $K_t$ max . ....	63
Figure IV. 10: espacement entre les goujons dans la solive (demi-portée). ....	64
Figure IV. 11: schéma statique de la poutre principale. ....	65
Figure IV. 12: largeur efficace de la zone comprimée. ....	69
Figure IV. 13: poteaux en IPE et HE. ....	72
Figure IV. 14: la surface reprise par le poteau U-16. ....	73
Figure IV. 15: Schéma représentatif de longueur de flambement . ....	75
Figure V. 1: spectre de réponse. ....	86
Figure V. 2: Modèle initial de la structure en 3D. ....	88
Figure V. 3: 1er mode de vibration : translation suivant Y-Y avec un période de 2.445 secs. ....	89
Figure V. 4: 2eme mode de vibration : rotation autour de Z-Z avec un période de 1.77 secs. ....	89
Figure V. 5: 3eme mode de vibration : translation suivant X-X avec un période de 1.323 secs. ....	90
Figure V. 6: modèle intermédiaire de la structure en 3D. ....	93
Figure V. 7: modèle finale de la structure en 3D. ....	97
Figure V. 8: position de contreventement pour le modèle final de la structure. ....	98
Figure V. 9: 1er mode vibration : translation suivant Y-Y avec un période de 0.491 secs. ....	101
Figure V. 10: 2eme mode de vibration : translation suivant X-X avec un période de 0.478secs. ....	101
Figure V. 11: 3eme mode de vibration : rotation autour de Z-Z. ....	102

Figure VI. 1: phénomène d'instabilité.....	108
Figure VI. 2: facteur de distribution pour un poteau à noeud fixe.....	110
Figure VI. 3: Schématisation de poteau étudiant.....	111
Figure VI. 4: Schéma statique de la poutre principale.....	117
Figure VI. 5: diagramme de moment de la poutre principale obtenu de logiciel ETABS. .....	117
Figure VI. 6: diagramme d'effort tranchant de la poutre obtenu de logiciel ETABS. .	118
Figure VI. 7: Contrevetement en V. ....	119
Figure VII. 1: Assemblage Poutre IPE450-Solive IPE200 dessin sur logiciel TEKLA structure.....	125
Figure VII. 2: Assemblage Poutre IPE450- Poteau HEB340 par logiciel TEKLA structure.....	129
Figure VII. 3: Disposition constructive des boulons par logiciel TEKLA. ....	130
Figure VII. 4: Distance entre les boulons et axe neutre. ....	131
Figure VII. 5 : les longueurs utiles des cordons de soudure. ....	135
Figure VII. 6: assemblage pied de poteau.....	141
Figure VII. 7: détail assemblage Pied de poteau (HEB340) par logiciel ROBOT structurel. ....	141
Figure VII. 8: assemblage poteau -poteau. ....	142
Figure VIII. 1:Schéma statique de poteau de sous-sol.....	150
Figure VIII. 2 : schéma de ferrailage du voile périphérique dans les 02 sens. ....	156
Figure IX. 1: Schéma d'une semelle filante.....	159
Figure IX. 2: Ferrailage de nervurée .....	167
Figure IX. 3: Ferrailage de la semelle filante. ....	167

## Liste des tableaux

Tableau II. 1: charge permanent de plancher terrasse.....	14
Tableau II. 2: charge permanent de plancher terrasse.....	14
Tableau II. 3: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain .....	21
Tableau II. 4: Récapitulatif des résultats pour h=17m.....	22
Tableau II. 5: Récapitulatif de résultats pour h=22m. ....	22
Tableau II. 6: Valeurs de Cpe pour les parois verticales -direction V1 du vent. ....	24
Tableau II. 7: Valeurs de Cpe pour le Toiture _Direction V1. ....	25
Tableau II. 8: Valeur de Cpe pour les parois verticales -Direction V2.....	26
Tableau II. 9: Valeur de Cpe pour la toiture _ direction V2. ....	27
Tableau II. 10: Valeur de Cpe pour les parois verticales direction V3.....	28
Tableau II. 11: Valeurs de Cpe pour la toiture _ direction V3. ....	28
Tableau II. 12: Récapitulatif de valeurs de Cpe pour la direction V4. ....	30
Tableau II. 13: Valeur de Cpe pour la toiture _ direction V4. ....	31
Tableau II. 14: Valeur de coefficient de pression intérieur Cpi.....	32
Tableau II. 15: Valeur de Wj pour les parois verticales _ direction V1. ....	33
Tableau II. 16: Valeurs de Wj pour la toiture _ direction V1. ....	33
Tableau II. 17: Valeur de Wj pour les parois verticales _ direction V2. ....	34
Tableau II. 18: Valeur de Wj pour la toiture _ direction V2.....	34
Tableau II. 19: Valeur de Wj pour les parois verticales _ direction V3. ....	35
Tableau II. 20: Valeur de Wj pour la toiture _ direction V3.....	35
Tableau III. 1: les sollicitation a ELU.....	40
Tableau III. 2: les sollicitations à ELS.....	40
Tableau III. 3: Charges permanents des éléments porteurs. ....	45
Tableau III. 4: Les caractéristique de la cornière L45×45×5.....	45
Tableau III. 5: la charge permanente G pour le limon. ....	47
Tableau III. 6: Les caractéristique de profilé UPN220. ....	48
Tableau III. 7: la charge permanent de pallier. ....	49
Tableau III. 8: les caractéristique de profilé IPE160. ....	50
Tableau III. 9: Récapitulatif de section des éléments d'escalier.....	51
Tableau IV. 1: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE200.....	56
Tableau IV. 2: Récapitulatif pour les solives de plancher courant pour chaque zone. ...	64
Tableau IV. 3: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE360. ....	65
Tableau IV. 4: Récapitulatif pour les poutres de plancher courant de chaque niveau. ...	71
Tableau IV. 5: le résultat de la surcharge Q.....	74
Tableau IV. 6: Résultats de poteaux choisis. ....	74
Tableau IV. 7: Caractéristique du profilé HEA260. ....	75
Tableau IV. 8: Pré dimensionnement de poteau U-16.....	77
Tableau IV. 9: Pré dimensionnement de poteau B-8. ....	77
Tableau IV. 10: Pré dimensionnement de poteau L-1. ....	78
Tableau IV. 11: Pré dimensionnement de poteau F-10.....	78

Tableau V. 1 : facteur de qualité suivants les 2 sens .....	85
Tableau V. 2: Pourcentage de la participation massique. ....	88
Tableau V. 3: choix de la période de calcul [11] .....	90
Tableau V. 4: Vérification de déplacement suivant le sens X-X. ....	91
Tableau V. 5 : Vérification de déplacement suivant Y-Y.....	91
Tableau V. 6 vérification de la force sismique suivant les 02 sens. ....	92
Tableau V. 7: Pourcentage de participation massique pour le modèle intérimaire. ....	94
Tableau V. 8: Vérification de déplacement suivant X-X.....	96
Tableau V. 9: Vérification de déplacement suivant Y-Y.....	96
Tableau V. 10: Vérification de la force sismique suivant le 2 sens. ....	97
Tableau V. 11: Pourcentage de participation massique pour le modèle final.....	99
Tableau V. 12: Vérification de déplacement suivant X-X.....	102
Tableau V. 13 Vérification de déplacement suivant Y-Y.....	103
Tableau V. 14: Vérification de la force sismique suivant les 02 sens. ....	103
Tableau V. 15: Vérification de l'effet P-delta suivant X-X. ....	104
Tableau V. 16: Vérification de l'effet P-delta suivant Y-Y. ....	104
Tableau VI. 1: caractéristique de profile de poteau de RDC. ....	109
Tableau VI. 2: Effort internes des poteaux sous $N_{max}$ pour chaque niveau. ....	113
Tableau VI. 3: Vérification au flambement par flexion.....	113
Tableau VI. 4: effort internes du poteau sous $M_{y,max}$ pour chaque niveau. ....	114
Tableau VI. 5: Vérification au flambment par flexion. ....	114
Tableau VI. 6: Effort interne sous $M_{z,max}$ des poteaux pour chaque poteau.....	114
Tableau VI. 7: Vérification au flambement par flexion.....	115
Tableau VI. 8 : Vérification au risque de déversement des poteaux pour chaque niveau. .....	116
Tableau VI. 9: Vérification de moment flechissant de poutre terrasse.....	119
Tableau VI. 10: Vérification de Effort tranchant de poutre terrasse.....	119
Tableau VI. 11 : Caractéristique de profilé de Contreventement Tub220*220*16.....	120
Tableau VI. 12: Résulta de vérification de contreventement de sens X .....	121
Tableau VI. 13: Récapitulatif de sections finales des éléments de la structure. ....	122
Tableau VII. 1: Caractéristique des profilés assemblés. ....	125
Tableau VII. 2: disposition constructive "assemblage poutr solive " . ....	126
Tableau VII. 3: disposition constructive " assemblage poteau poutre " . ....	130
Tableau VII. 4: Caractéristique des profilés assemblés. ....	138
Tableau VIII. 1: Caractéristique de profilé HEB340. ....	146
Tableau VIII. 2: Caractéristique des armatures de la section mixte .....	146
Tableau VIII. 3: caractéristique de la section mixte. ....	148
Tableau VIII. 4: résultat de calcule de la poussée de terre. ....	152
Tableau VIII. 5: calcule de moment à l'ELU. ....	153
Tableau VIII. 6: Ferrailage de voile périphérique. ....	153
Tableau VIII. 7: calcule de moment à l'ELS.....	155
Tableau VIII. 8: vérification des contraintes. ....	156

Tableau IX. 1: surface des semelles fillants -sens Y-Y. ....	160
Tableau IX. 2: surface des semelles filante - sens X-X. ....	160
Tableau IX. 3: surfaces des semelles filantes - sens incliné . ....	161
Tableau IX. 4 : caractéristtique de la semelle de file E. ....	161
Tableau IX. 5: Vérifications de la semelle filante. ....	163
Tableau IX. 6: vérification au non poinconnemnt . ....	163
Tableau IX. 7: ferrailage sur appuis.....	165
Tableau IX. 8: vérification des contraintes. ....	166
Tableau IX. 9: ferrailage des armatures transversales. ....	167

## LISTE DES SYMBOLES

- $A$ : La section brute d'une section.
- $A_{net}$ : Section nette d'une pièce.
- $A_w$ : Section de l'âme.
- $A_v$ : Aire de cisaillement.
- $b_f$ : La largeur de la solive.
- $C_f$ : Coefficient de force.
- $C_t$ : Coefficient de topographie.
- $C_r$ : Coefficient de rugosité.
- $C_{p,net}$ : Coefficient de pression nette.
- $C_e$ : Coefficient d'exposition.
- $C_d$ : Coefficient dynamique.
- $E$ : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
- $I_v(z)$ : Intensité de la turbulence.
- $K$ : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre-Poteau.
- $K_0$ : Coefficient de flambement.
- $K_t$ : Facteur de terrain.
- $M_{sd}$ : Moment sollicitant en générale.
- $M$ : Moment fléchissant.
- $M_{rd}$ : Moment résistant.
- $M_{pl}$ : Moment plastique.
- $M_{cr}$ : Moment critique.
- $M_{b,Rd}$ : Valeur de calcul de la résistance au déversement.
- $N_{pl,Rd}$ : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,Rd}$ : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
- $N_{sd}$ : Effort normal sollicitant.
- $N_{t,Sd}$ : Effort normal de traction.
- $N_{pl}$ : Effort normal plastique.
- $N_{c,Rd}$ : La résistance de calcul à la compression de la section transversale.
- $n$ : Le coefficient d'équivalence acier/béton.
- $P_k$ : Poids total de la structure.
- $q_p(z_e)$ : Pression dynamique de pointe.
- $R$ : Coefficient de comportement de la structure.
- $S$ : Surface.
- $S$ : Charge de la neige.
- $S_k$ : Charge de la neige sur le sol.
- $V_{sd}$ : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.
- $V_{pl,Rd}$ : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
- $W$ : Pression aérodynamique.
- $W(z_j)$ : Pression dynamique.
- $W_e$ : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $z_e$ .
- $W_i$ : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $z_e$ .
- $W_{pl}$ : Module de résistance plastique.
- $W_{el}$ : Module de résistance élastique.
- $d$ : Diamètre d'une section circulaire.
- $f_y$ : Limite d'élasticité.
- $f_u$ : Résistance à la traction.

- $f_{bu}$ : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime.
- $H$ : Hauteur d'une pièce.
- $d$ : Diamètre d'une section circulaire.
- $r$ : Rayon d'une section circulaire.
- $d$ : Diamètre d'une section circulaire.
- $t$ : Epaisseur d'une pièce.
- $t_f$ : Epaisseur de la semelle ( poutre ,solive ,poteau).
- $t_w$ : Epaisseur de l'âme ( poutre ,solive , poteau).
- $Z$ : Hauteur au-dessus du sol.
- $Z_0$ : Paramètre de rugosité.
- $Z_{\text{éq}}$ : Hauteur équivalente
- $Z_{\text{min}}$ : Hauteur minimale.
- $\alpha$ : Coefficient du système statique et de la travée étudiée.
- $x$ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
- $\beta$ : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
- $\beta_m$ : Facteur de corrélation.
- $\gamma$ : Coefficient partiel de sécurité.
- $\gamma_{m0}$ : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1,2,3).
- $\gamma_{m1}$ : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe(4).
- $\gamma_{m2}$ : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous.
- $A_s$ : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$ : Section d'armatures transversales.
- $B$ : Aire d'une section transversale de béton.
- $\phi$ : Diamètre des armatures, mode propre.
- $Q$ : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.
- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité de calcul de béton.
- $\sigma_s$ : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_s$ : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$ : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_b$ : Contrainte de compression admissible du béton.
- $r_u$ : Contrainte ultime de cisaillement
- $r$ : Contrainte tangentielle.
- $G$ : Charge permanente.
- $\xi$ : Déformation relative.
- $V_0$ : Effort tranchant à la base.
- E.L.U: Etat limite ultime.
- E.L.S: Etat limite service.
- $N_{\text{ser}}$ : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$ : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$ : Effort tranchant ultime.
- $T$ : Effort tranchant, Période.
- $S_t$ : Espacement
- $\lambda$ : Elancement.
- $F$ : Force concentrée.
- $f$ : Flèche.

- $\bar{f}$ : Flèche admissible.
- L: Longueur ou portée d'un élément.
- $L_f$ : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile de calcul
- $F_e$ : 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.
- $M_0$ :Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuislibres, Moment à la base.
- I: Moment d'inertie.
- $f_i$ :Flèche duaux charges instantanées.
- $f_v$ :Flèche duaux charges de longue durée.
- $I_{fi}$ :Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$ :Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- 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 bétonà28 jours d'âge.
- $f_{t28}$ :Résistance caractéristique à la traction du bétonà28 jours d'âge.
- $F_{cj}$ :Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- $\delta$ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y:Position de l'axe neutre.
- IO: Moment d'inertie de la section totale homogène.
- $\delta_{ek}$ :déplacement dû aux forces sismique.

# **Introduction Générale**

Le génie civil représente le groupe des techniques de construction civile. Une très large gamme d'applications couvrant de multiples industries. Construction de bâtiments qui assurent la sécurité des vies humaines et des biens matériels. C'est la responsabilité directe de l'ingénieur civil. Prendre en compte les facteurs de conservation structurels et fonctionnels, en tenant compte de la meilleure expression.

Une étude constructive, efficiente et efficace. Des bases et des connaissances sur lesquelles un ingénieur peut compter.

Pour examiner les principaux enseignements tirés, nous avons étudié un bâtiment hôtelier qui est RDC+5+S-SOL à plusieurs usages situé dans la wilaya de TIPAZA et désigné comme zone sous réglementation algérienne antiparasitaire (RPA version 99/2003). (Troisième Région). Le bâtiment est étudié pour toutes les lois, réglementations et recommandations applicables (RPA99 V 2003, CCM97 et Eurocode).

Cette mémoire est composée de neuf chapitres :

Après la présentation et les principes de calcul par rapport à la réglementation au premier chapitre, les charges et surcharges appliquées ont été évaluées au chapitre deux. Nous avons calculé tous les éléments secondaires tels que les escaliers au chapitre trois. On a pré dimensionner les éléments de bâtiments au quatrième chapitre. Ensuite on a effectué une étude dynamique de notre structure avec la mise en place des contreventements dans le cinquième chapitre par diverses dispositions des contreventements. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS. Une vérification des éléments a été adoptée au sixième chapitre, Le calcul d'assemblage des éléments structuraux (poutre, solive, poteaux, contreventement) sera exposé au chapitre sept et l'étude de l'infrastructure fera l'objet de chapitre huit et enfin l'étude de fondation dans le chapitre neuf.

Enfin, Nous terminons ce mémoire par une conclusion générale.

# **Chapitre I :**

## Généralité et présentation de projet

**I.1. Présentation de l'ouvrage :**

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous sommes amenés à faire l'étude d'un hôtel de niveaux (R+5) avec un sous-sol, de forme irrégulière, en charpente métallique.

L'hôtel est supposé être implanté au niveau de la wilaya de TIPAZA, qui est une zone de forte sismicité (III) selon le règlement RPA99 V2003.

- \_ Altitude par rapport au niveau de la mer ..... 200 m
- \_ Zone sismique .....III
- \_ Zone de vent ..... I

**I.2. Caractéristiques géométriques :**

• **Dimensions en élévation :**

- \_ Hauteur totale du bâtiment ..... 22 m
- \_ Hauteur RDC ..... 3.9 m
- \_ Hauteur du sous sol .....3.06m
- \_ Hauteur du 1er au 4eme .....3 m
- \_ Hauteur du 5eme ..... 5m

• **Dimensions en plan :**

- \_ Surface occupée par le bâtiment ..... 1958.4 m<sup>2</sup>
- \_ Longueur totale du bâtiment ..... 76 m
- \_ Largeur totale du bâtiment ..... 36 m.

**I.3. Matériaux utilisés :**

**1.3.1. Acier :**

**a. Fabrication de l'acier :**

L'acier est généralement obtenu par une opération en deux phases :

- \_ Première phase : L'introduction et la combustion de minerai de fer, de coke et de castine dans un haut fourneau, permet d'obtenir de la fonte liquide (matériau à plus de 2 % de teneur en carbone).
- \_ Seconde phase : Il est procédé à la conversion de cette fonte liquide en acier à une température de 1500°C environ. L'acier obtenu possède une teneur en carbone ne dépassant pas 1%.

**b. Classification selon la teneur en carbone :**

Suivant leur teneur en carbone, les métaux ferreux se subdivisent en fonte et en acier :

- \_ La Fonte : alliage fer + carbone dont la teneur en carbone  $C : 2\% \leq C \leq 4.3\%$ .
- \_ L'acier :  $C \leq 2\%$ . Contrairement à la fonte qui est fragile et difficilement soudable, l'acier possède un comportement élasto-plastique avec un large palier plastique et se distingue par ses hautes qualités technologiques (possibilités de soudage et d'usinage). Ainsi selon sa destination, on distingue :
  - Les aciers de construction :  $0.02\% \leq C \leq 0.85\%$  : cette catégorie possède une bonne plasticité (large palier plastique), une bonne soudabilité ainsi qu'une bonne ductilité (pas de ruptures brutales ou bien fragiles).
  - Les aciers à outils :  $0.65\% \leq C \leq 1.4\%$  ces aciers possèdent une bonne dureté mais sont plus fragiles.

**c. Classification selon la teneur en éléments d'alliages :**

Selon les quantités additionnées d'éléments, on distingue :

- \_ les aciers faiblement alliés : contenant jusqu' à 2 % d'éléments d'alliage.
- \_ les aciers moyennement alliés : de 2 à 10 % d'éléments.
- \_ les aciers fortement alliés contenant plus de 10 %.

**d. Caractéristiques des aciers de construction :**

**1. Propriétés physiques :**

Les propriétés physiques sont caractérisées par la couleur, le poids spécifique, la température de fusion, le coefficient de dilatation thermique, la chaleur massique, la conductibilité thermique, électriques, acoustique, etc.

- \_ Le poids spécifique ou volumique de l'acier est  $\rho_{acier} = 7800 \text{ kg / m}^3$ .
- \_ Le coefficient de dilatation thermique de l'acier  $\alpha = 11.10^{-6}$  (à 20°C).
- \_ La température de fusion comprise entre 1300 et 1550 °C.
- \_ La conductibilité thermique de l'acier  $k = 40 \text{ à } 45 \text{ Kcal / (m h } ^\circ\text{C)}$ .
- \_ La conductibilité thermique des alliages légers  $k = 175 \text{ Kcal / (m h } ^\circ\text{C)}$ .

**2. Les propriétés mécaniques :**

Les propriétés mécaniques de l'acier sont déterminées par les essais de résistance aux sollicitations extérieures (essai de traction, essai de dureté...).

- \_ Pour l'acier de nuance S275 :
- la limite élastique :  $f_y = 275 \text{ MPa}$
- la contrainte limite à la rupture :  $f_u = 430 \text{ MPa}$
- \_ Le module de Young :  $E = 210\,000 \text{ MPa}$
- \_ Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .
- \_ Module de cisaillement :  $G = E / (2(1+\nu)) = 81000 \text{ MPa}$ .

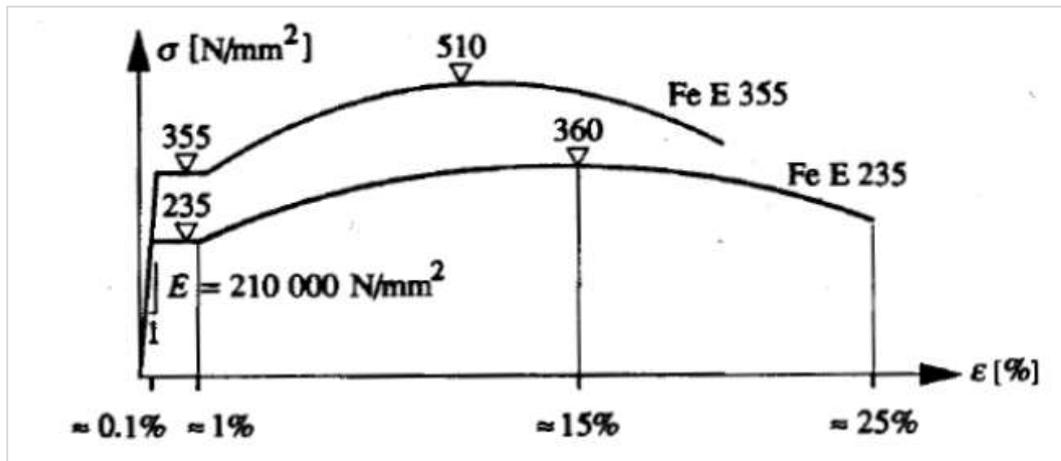


Figure I. 1: Courbe contrainte déformation selon la nuance d'acier.

### I.3.2. Béton :

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

- \_ La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- \_ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

#### a. Module de déformation longitudinale du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

#### ➤ Module de déformation instantané :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000f_{cj}^{1/3}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

➤ **Module de déformation différé :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{iv} = 3700f_{cj}^{1/3}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{iv} = 10818.87 \text{ MPa}$

**b. Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongements relatif longitudinal}}$$

–  $v = 0$ ..... Béton fissuré à l'ELU

–  $v = 0.2$ ..... Béton non fissuré à l'ELS.

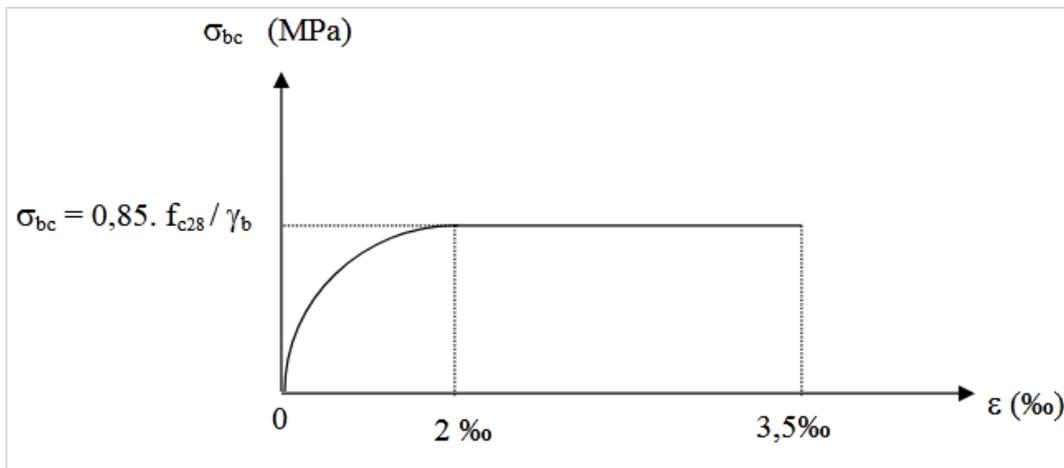


Figure I. 2: diagramme contrainte -déformation de béton.

**I.3.3. Acier des armatures :**

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé en raison de leurs caractéristiques et leur utilisation sont :

Barres à haute adhérence "Fe E 400 " → HA.

**a. Module d'élasticité longitudinal :**

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

**b. Diagramme contrainte déformation de calcul :**

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

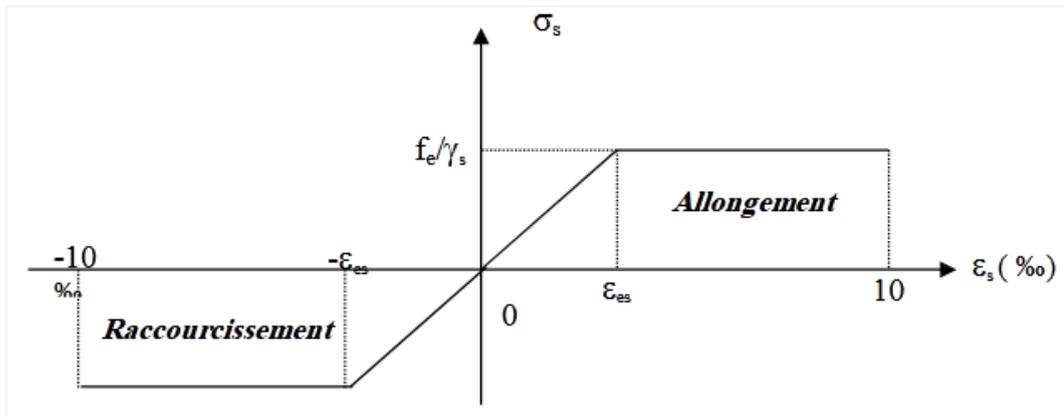


Figure I. 3: Diagramme contrainte -déformation.

**I.4. Moyen d'assemblage :**

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurent la stabilité sont :

- \_ Boulons à haute résistance (HR).
- \_ Boulons ordinaires.
- \_ Soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles de la nuance d'acier utilisé dans la structure.

**I.5. Les Actions prises en compte :**

Une action est Une force (charge) appliquée à la structure ou une déformation imposée, déplacements d'appuis, effets thermiques.

Les actions sont classées principalement en fonction de leur variation dans le temps :

- Actions Permanentes (G) : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :
  - \_ Poids propre de la structure
- Actions variables (Q) : dont l'intensité varie fréquemment tel que :
  - \_ Charges d'exploitation
  - \_ Charges climatiques (neige  $S_n$ , vent  $W$ )
- Des charges accidentelles : charge sismique (E).

**I.6. Combinaisons d'action :**

Pour les combinaisons des actions, nous sommes référés au règlement algérien

RPA99/version 2003 et EC3, qui définit comme suit :

$$\left. \begin{aligned}
 \sum \text{comb1} &= 1.35G + 1.5Q && \text{état limite ultime} \\
 - \sum \text{comb 2} &= G + Q && \text{état limit service}
 \end{aligned} \right\} [1]$$

$$\left. \begin{array}{l} \Sigma \text{ comb 3} = G + Q + E \\ \Sigma \text{ comb 4} = G + Q + 1.2 \\ \Sigma \text{ comb 4} = G + 0.8E \end{array} \right\} [2]$$

### **I.7. Conception architectural :**

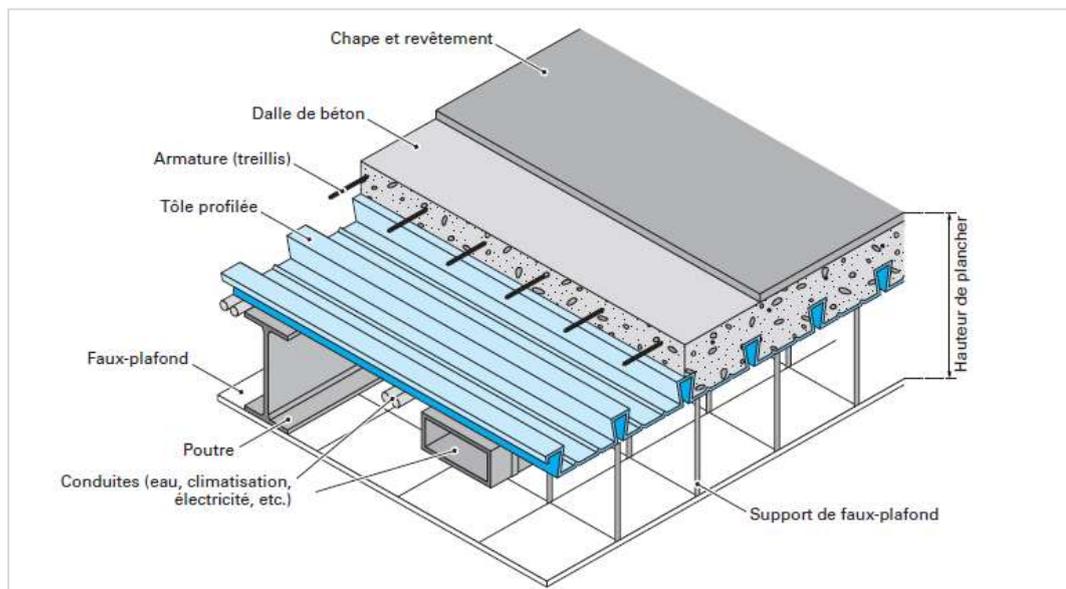
Notre bâtiment est de forme irrégulière composé d'un rez-de-chaussée et de 5 étages avec un sous-sol, ce dernier est utilisé comme parking, quant au reste des étages, ils sont d'usage différent.

### **I.8. Conception structurale :**

#### **I.8.1. Structure horizontale :**

Représenter par les planchers, Une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique recouverte par une dalle en béton ainsi que des revêtements inférieur (faux-plafond) et supérieur (isolation, chape, revêtement de sol), connectée à la poutraison, le fonctionnement structural de l'ensemble répondant au schéma suivant :

- \_ La dalle, soumise directement aux charges (charges permanentes et charges D'exploitation), les transmet aux poutres du plancher par flexion locale ;
- \_ Les poutres, soumises aux efforts d'appui de la dalle, reportent ces efforts par flexion



**Figure I. 4: Composition d'un plancher [3].**

#### **a. Le bac d'acier :**

Pour la tôle profilée on a utilisé un bac d'acier de type Hi bond 55.800, d'une épaisseur de 0.75 mm. La tôle doit posséder une capacité portante et une rigidité suffisante pour servir de coffrage, ainsi pour garantir une bonne liaison mécanique entre l'acier et le béton.

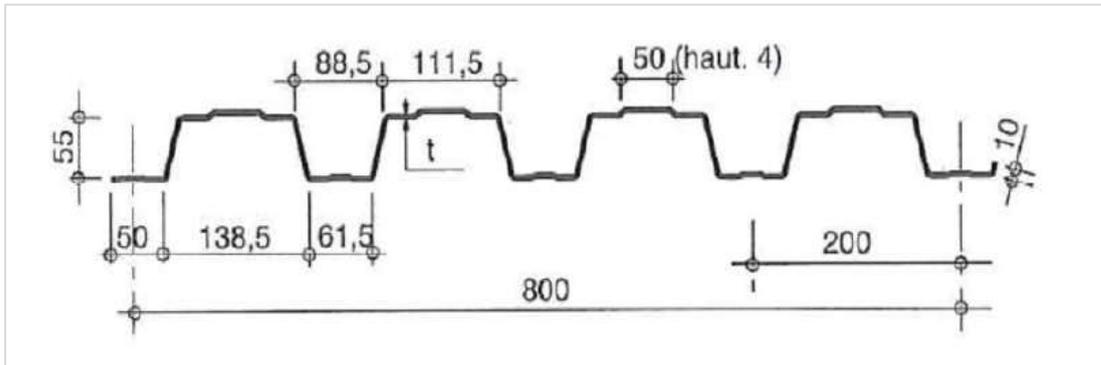


Figure I. 5: Schéma d'un profil Hi bond 55-800 [Annexe A].

### b. Les connecteurs :

Pour garantir la liaison acier –béton, la tôle nervurée doit pouvoir transmettre l'effort de cisaillements à l'interface entre la tôle et le béton on a utilisée des goujons de type Nelson.

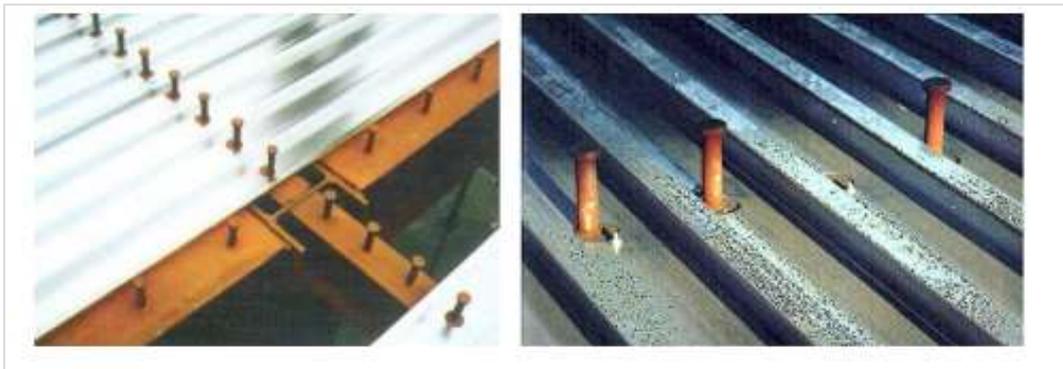


Figure I. 6: Goujons soudés [4].

### I.8.2. Structure verticale :

#### a. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage de circulation verticale composé d'une série de marches permettant d'accéder, à pied, d'un étage de bâtiment à un autre. Notre structure comporte un seul type d'escalier droit en charpente métallique à 02 volées.



Figure I. 7: Escalier en charpente métallique [4].

**b. Système de stabilité :**

Est un système statique destinée à assures la stabilité globale du bâtiment contre les effets horizontales (vent, séisme). Pour on a utilisée des palés en V.

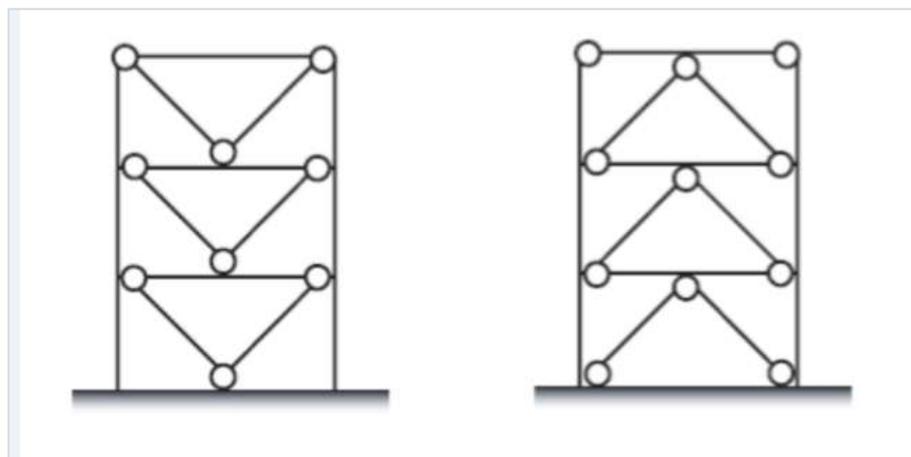


Figure I. 8: contreventement en V [4].

**c. Les Fondations :**

Les fondations sont des éléments qui garantissent la stabilité du bâtiment, ainsi que la bonne transmission des charges et leur propagation dans le sol. Elle sera faite de béton coulé sur place.

### **I.9. Logiciels utilisés :**

- \_ ETABS 2016 : Logiciel d'analyse de charge structurelle qui vérifie la conformité des structures,
- \_ Autodesk AutoCAD 2016 : outils de dessin (DAO),
- \_ Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2018 : pour le calcul des assemblages
- \_ Tekla structure 2018 : Logiciel structurel pour la modélisation de l'information des bâtiments (BIM)
- \_ RPA99V2003 (pour le calcul le spectre de réponse),
- \_ Excel : tableur pour faciliter les calculs (Pré-dimensionnement, calcul sismique...)
- \_ SOCOTEC : pour faciliter le calcul de ferrailage.

## **Chapitre II :**

# Evaluation des charges et surcharges

**II.1. Introduction :**

L'évaluation des charges et des surcharges consiste dans le calcul séquentiel de chaque élément porteur de la structure, c'est –à–dire la charge qu'il provoque au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation. Toutes les charges selon le règlement DTR B.C.22.

**II.2. Charges permanents G [6] :**

La charge permanente représente le poids de tous les éléments permanents d'un bâtiment, que ce soit structurel ou non.

**II.2.1. Plancher terrasse :**

**Tableau II. 1: charge permanent de plancher terrasse.**

<b>Les composantes de plancher</b>	<b>G (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Protection par gravillon (e=5cm)	0.5
Etanchéité multicouche (e=4cm)	0.24
Forme de pente (e=10cm)	2.2
Dalle en béton (e=15cm)	2.88
Bac d'acier " Hibond55 "	0.09
Faux plafond	0.25
Climatisation	0.4
	<b>G= 6.56 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

**II.2.2. Plancher étages courants :**

**Tableau II. 2: charge permanent de plancher terrasse.**

<b>Les composantes de plancher</b>	<b>G (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Revêtements de carrelage	0.8
Dalle en béton (e=15cm)	2.88
Bac d'acier " Hibond55 "	0.09
Cloison	1
Faux plafond	0.25
Climatisation	0.4
	<b>G= 5.42 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

### II.3. Charges d'exploitation [5] :

Notre ouvrage compte des charges d'exploitation qui diffère d'un étage à un autre, et même au sur de même niveau on retrouve des charges différent (vue la nature du projet).

Afin de simplifier la détermination des valeurs de Q nous avons procédé à une division par zone de nos surfaces

- Zone 1 : ou il comprend le restaurant, le café, la cuisine ...etc. dans cette zone  $Q=2.5\text{kN/m}^2$  ;
- Zone 2 : est pour le hall et  $Q=4\text{kN/m}^2$  ;
- Zone 3 : il comprend les chambres,  $Q=1.5\text{kN/m}^2$  ;
- Zone 4 : pour la zone utilisée comme salle de sport, et  $Q= 6\text{kN/m}^2$  ;
- Zone 5 : comprend le balcon et  $Q=3.5\text{kN/m}^2$ .

Les schémas suivants montré la répartition des zones de charges d'exploitions dans chaque étage :

- **Rez-de-chaussée (RDC)** : comprend 2 zones :

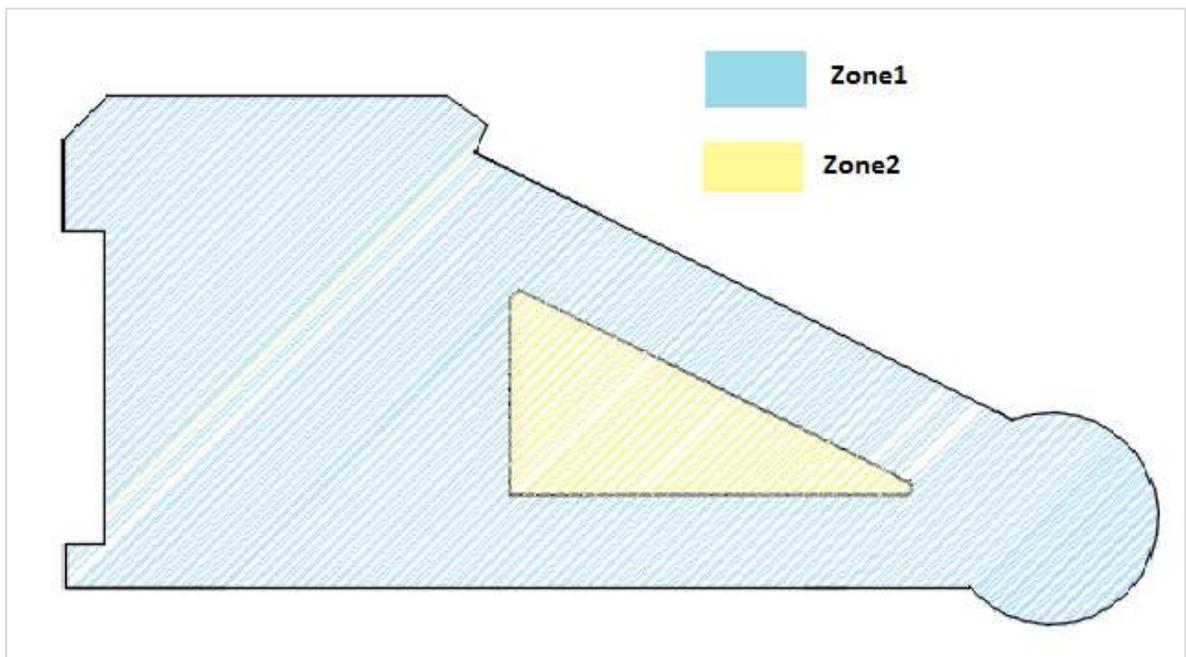


Figure II. 1: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le RDC.

- **Le 1<sup>er</sup> étage** : on retrouve 4 zones

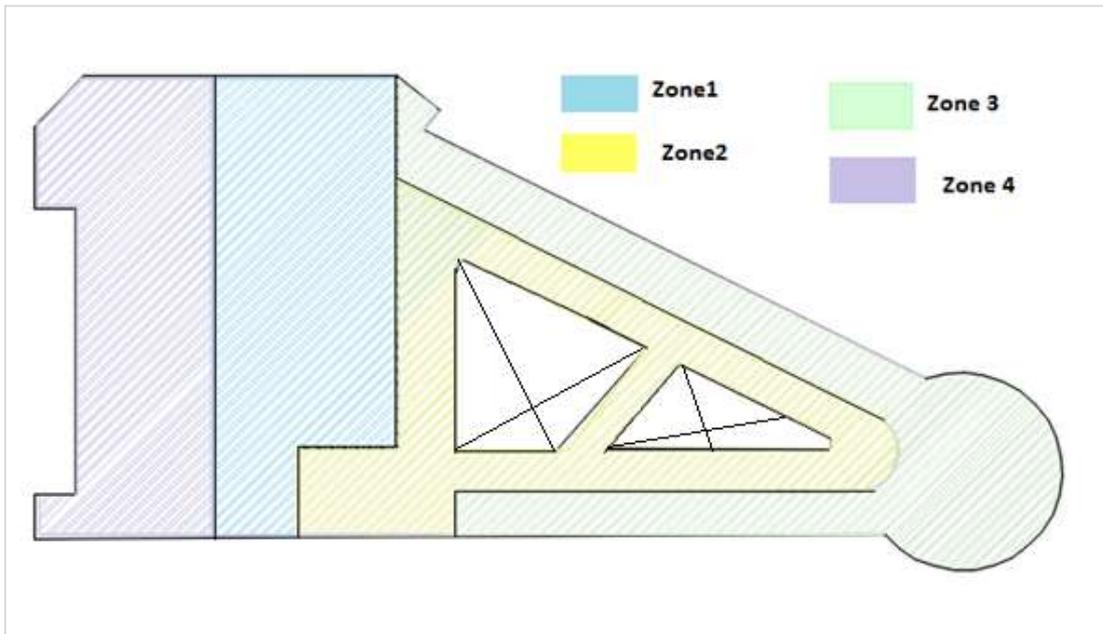


Figure II. 2: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le 1er étage.

- **Le 2<sup>eme</sup> étage** : il y a 3 zones :

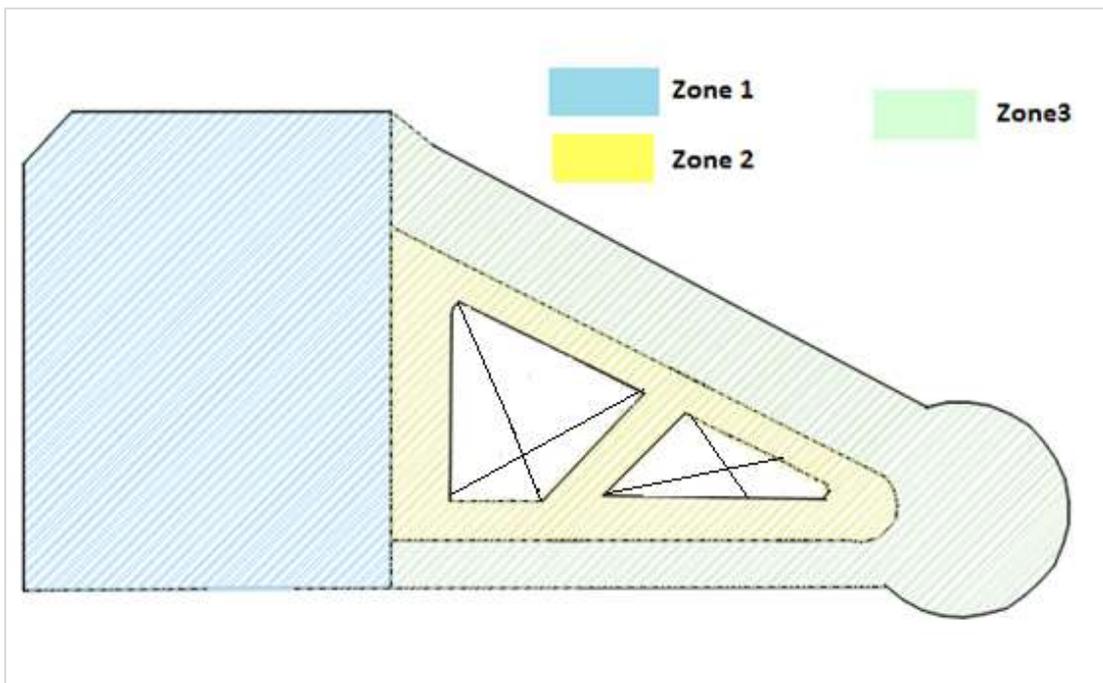


Figure II. 3: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le 2eme étage.

- **3eme étage :** comprend 4 zones :

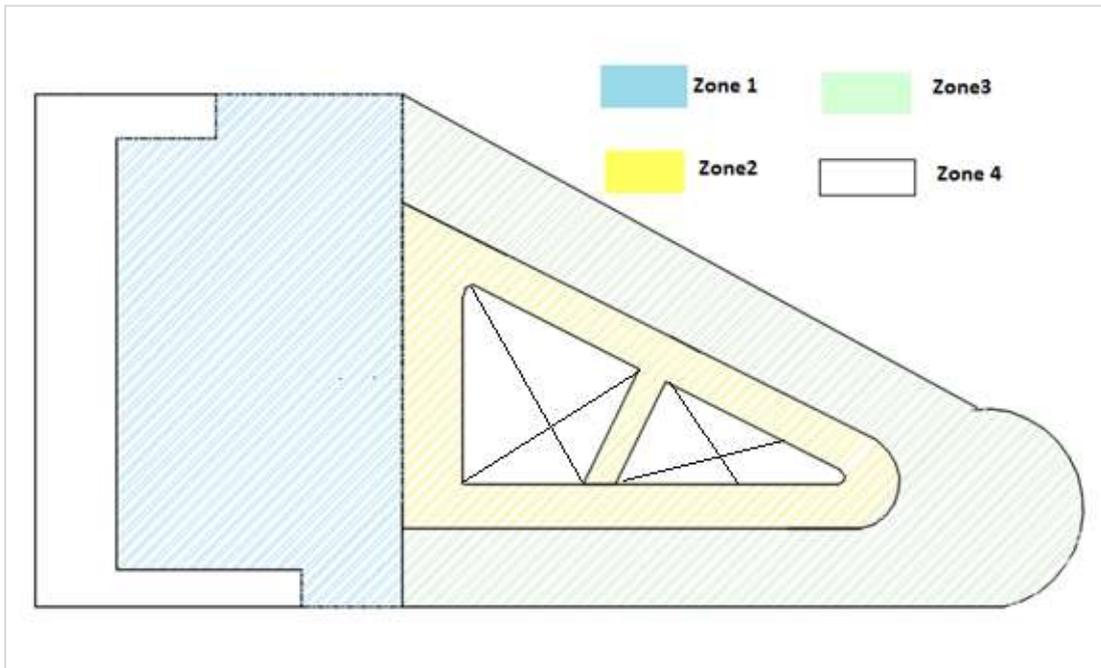


Figure II. 4: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le 3eme étage.

- **4eme étage :** comprend 2 zones :

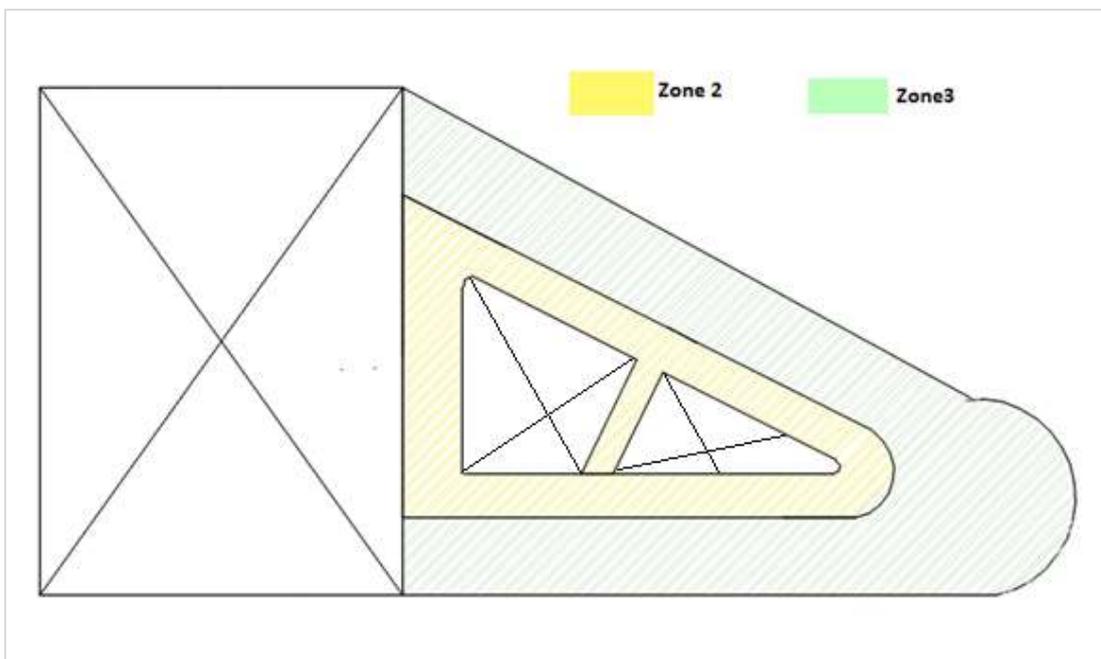


Figure II. 5: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le 4eme étage.

▪ Le 5eme étage :

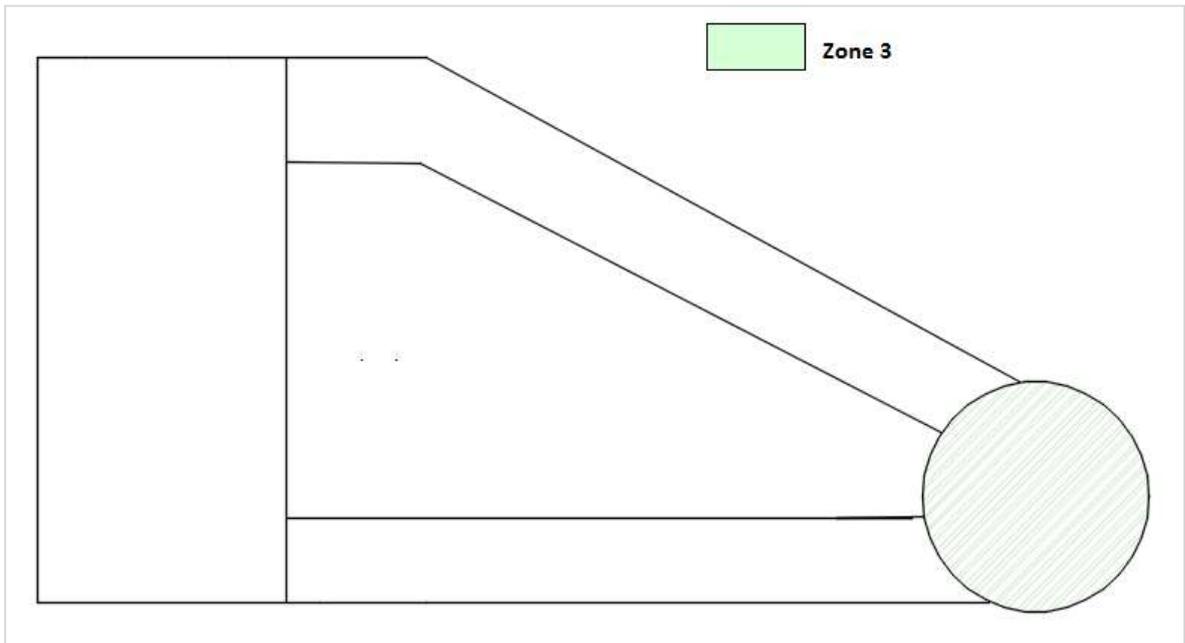


Figure II. 6: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le 5eme étage.

▪ La terrasse inaccessible :  $Q= 1\text{kN/m}^2$

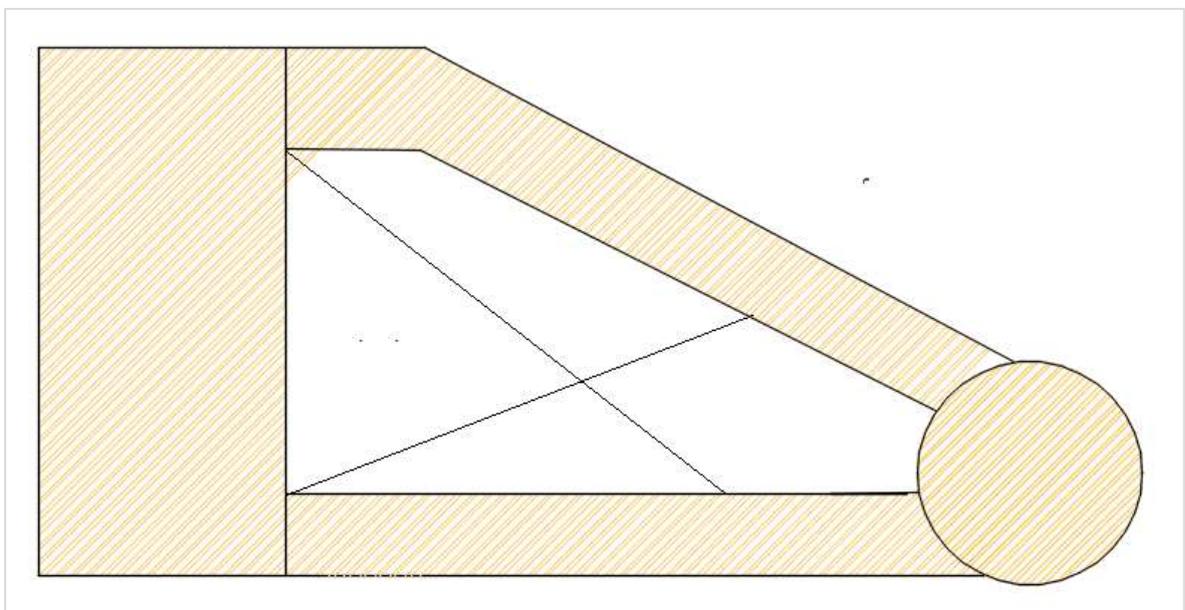
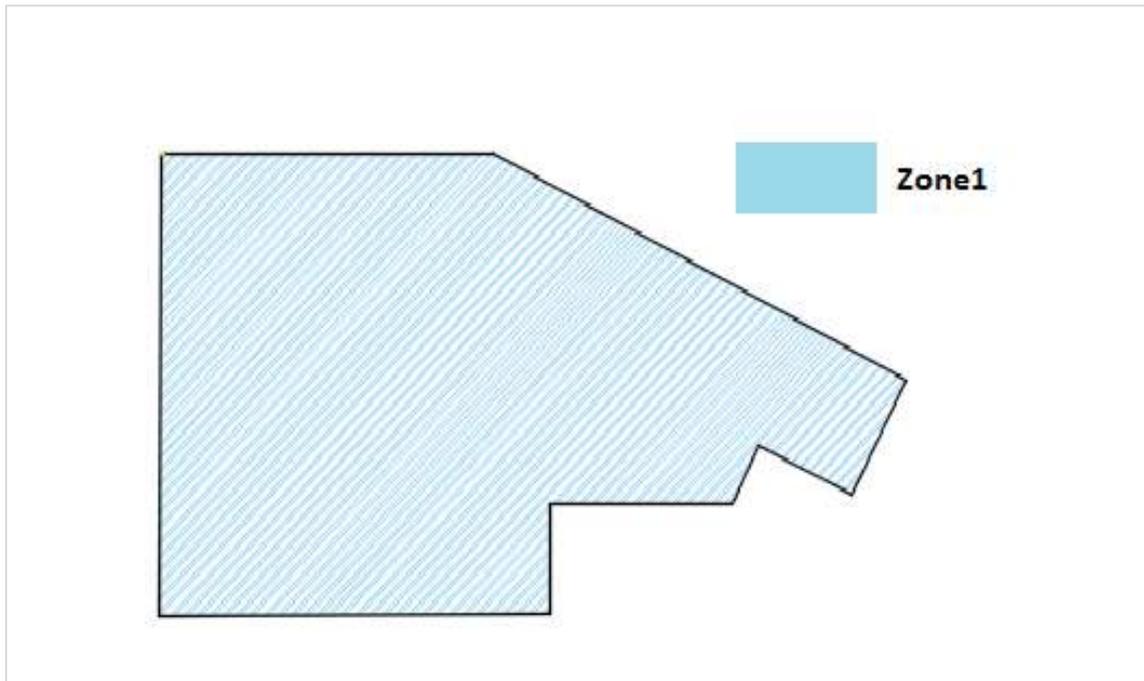


Figure II. 7: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour la terrasse.

- Le sous-sol : le sous-sol destiné comme un parking donc la charge d'exploitations :  
 $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$



**Figure II. 8: Schéma représentatif des zones de charges d'exploitation pour le sous-sol.**

### **II.4. Action de la neige :**

L'amas de neige sur la surface de la tour entraîne une surcharge qui doit être prise en compte lors de l'examen des éléments de cette structure. A cet effet, nous avons un règlement **RNV2013** applicable à toute construction en Algérie située à moins de 2000 mètres d'altitude.

#### **II.4.1. Charge de neige :**

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture et calculer par la formule suivante :

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

Avec :

- **S<sub>k</sub>** : charge de neige sur le sol
- **μ** : coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

Notre projet est implanté à wilaya de TIPAZA qui est classé en zone B selon la Classification de [6] avec une altitude d'environ 200m. Donc  $S_k$  est donnée par la formule :

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100}$$

$$S_k = \frac{0.04 \times 200 + 10}{100}$$

$$S_k = 0.11 \text{ KN/m}^2$$

- Le coefficient de forme de toiture est donné par le tableau 1 chap.6.2 de [6]

Pour notre cas :

$$\mu = 0.8$$

On trouve :

$$S = 0.8 \times 0.11 = 0.088 \text{ KN/m}^2$$

### **II.5. Effet du vent :**

Le vent est une masse d'air qui se déplace dans une direction essentiellement horizontale à partir d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Les vents forts peuvent être très destructeurs, car ils génèrent une surpression sur la surface d'une structure. Les structures métalliques sont généralement affectées par le vent, une étude doit donc être menée pour déterminer les différentes actions qui leur sont dues dans toutes les directions possibles de la structure.

L'étude des charges de vent statiques est facile à mettre en œuvre pour différentes catégories Vent, mais pas possible dans les bâtiments à géométrie complexe comme notre bâtiment de ce fait, dans ce cas nous devons faire des essais élaborés qui ne sont pas à notre disponibilité afin de calculer les charges.

Nous avons essayé de faire une étude similaire afin de calculer les charges de vent basées sur le règlement neige et vent « RNV2013 ».

➤ Pour notre structure on considérera les directions suivantes :

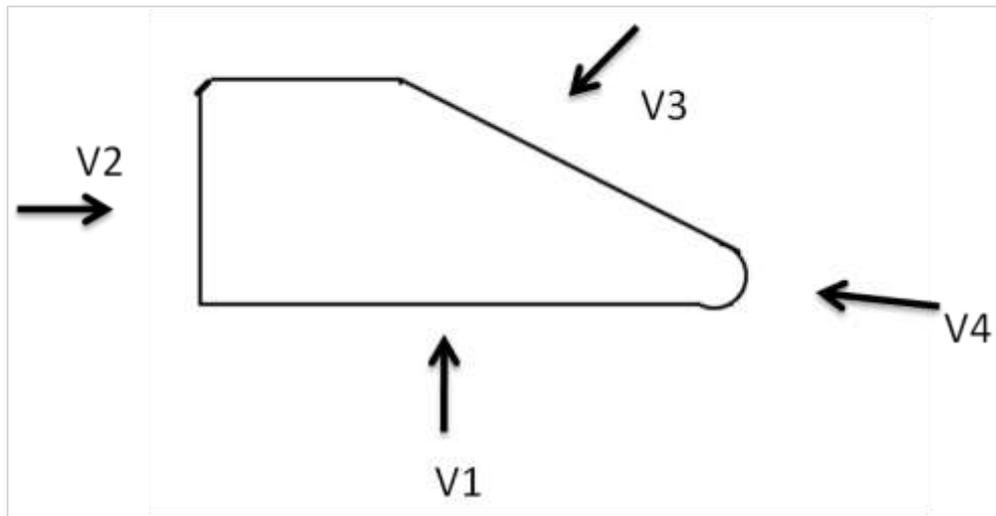


Figure II. 9: Direction du vent.

**II.5.1. Données relatives au site :**

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya de TIPAZA. Donc :

- ✓ Zone I
- ✓  $V_{ref} = 25 \text{ m/s}$
- ✓  $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ .

**Tableau II. 3: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain [6].**

Catégorie	Facteur du terrain $K_t$	Le paramètre de rugosité $Z_0$ (m)	La hauteur nominale $Z_{min}$ (m)	Coefficient $\epsilon$
III	0.215	0.3	5	0.61

**II.5.2. Détermination de la pression de pointe :**

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times c_e(z_e)$$

➤ **Hauteur de référence :**

D'après [6]  $z_e = h$

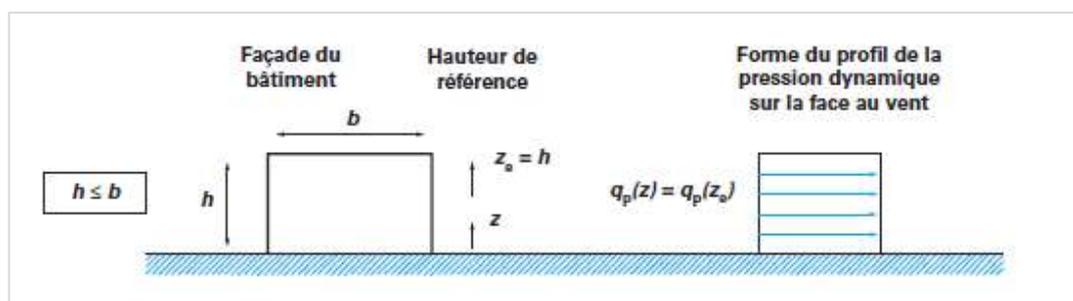


Figure II. 10: Hauteur de référence  $z_e$ , dépend de  $h$  et  $b$  [7].

**II.5.3. Coefficient d'exposition  $C_e$  :**

Le coefficient d'exposition tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. [6]

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

**II.5.3.1. Calcul du coefficient de rugosité  $C_r$  :**

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

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200m$$

**II.5.3.2. Coefficient topographique  $C_t$  :**

Le coefficient de topographie  $C_t$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellements isolés ...etc. [6]. Le site d'implantation de notre structure, est un site plat ; alors  $C_t = 1$ .

**II.5.3.3. 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 :

$$I_v = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \dots \dots \dots \text{Pour } Z_{\min} \leq Z$$

➤ **Pour  $Z_e = h=17m$  et  $b = 36m$  :**

**Tableau II. 4: Récapitulatif des résultats pour  $h=17m$ .**

Hauteur	Z=ze [m]	Cr	Ct	Iv	Ce	$q_{réf}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$q_p(ze)$ [N/m <sup>2</sup> ]
0-17	17	0.868	1	0.248	2.06	375	772.5

➤ **Pour  $Z_e = h=22m$  et  $b = 36m$  :**

**Tableau II. 5: Récapitulatif de résultats pour  $h=22m$ .**

Hauteur	Z=ze[m]	Cr	Ct	Iv	Ce	$q_{réf}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$q_p(ze)$ [N/m <sup>2</sup> ]
0-22	22	0.923	1	0.233	2.24	375	840

**II.5.4. Conditions de la toiture isolée :**

Après avoir effectué toutes les vérifications nécessaires nous avons constaté que l'état de toiture isolée pas satisfaisant, de sorte que le calcul de la pression aérodynamique se fera en termes de pression extérieure et intérieure.

**II.5.5. Calcul des coefficients de pression extérieure :**

Les coefficients de contraintes externes pour les surfaces chargées A de 1 m<sup>2</sup> et 10 m<sup>2</sup> sont donnés dans les tableaux pour les formations appropriées du bâtiment ; et noté Cpe1 pour les coefficients locaux, et Cpe10 pour les coefficients globaux, respectivement [6].

- $C_{pe} = C_{pe1}$   $A \leq 1m^2$ .
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$   $1m^2 < A < 10m^2$ .
- $C_{pe} = C_{pe10}$   $A \geq 10m^2$ .

Avec : A est la surface chargée de la paroi considérée en m<sup>2</sup>.

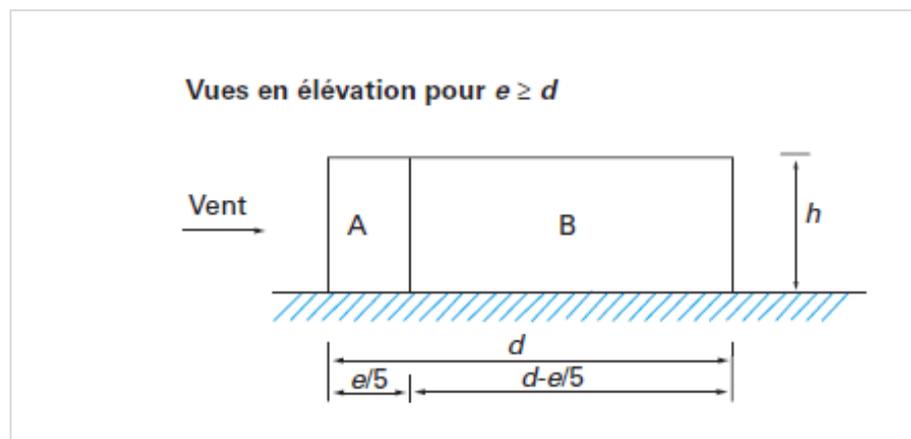


Figure II. 11: légende pour les parois verticales [7].

**II.5.5.1. Direction de vent V1 :**

**a. Parois verticales :**

$$\begin{cases} h = 22m \\ b = 73.61m \\ d = 36m \end{cases} \rightarrow e = \min(b, 2h) = 44m > d$$

Avec :

- \_ b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent V.
- \_ d : la dimension parallèle à la direction du vent V

Tableau II. 6: Valeurs de Cpe pour les parois verticales -direction V1 du vent.

Zone	Surface (m <sup>2</sup> )	Cpe
A	193.6 >10 donc Cpe=Cpe.10	0-1
B	598.4 >10 donc Cpe=Cpe.10	-0,8
D	1619.42 >10 donc Cpe=Cpe.10	+0,8
E	1437.7 = >10 donc Cpe=Cpe.10	-0,3

Le schéma suivant montré les répartitions des valeurs de Cpe dans les parois verticales :

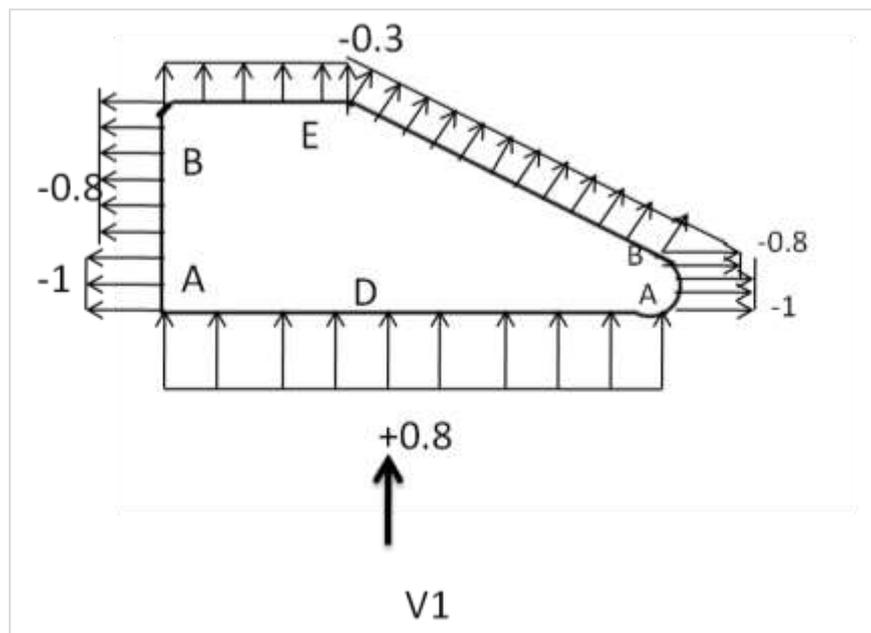


Figure II. 12: Valeur de Cpe pour les parois verticale \_ direction V1 de vent.

**b. Toiture :**

La toiture de notre structure est un angle inferieur a 5° et d'après le [6] et est définie comme une toiture plats :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 22m \\ d = 73.61m \\ b = 36m \end{array} \right. \Rightarrow e = 44m < d$$

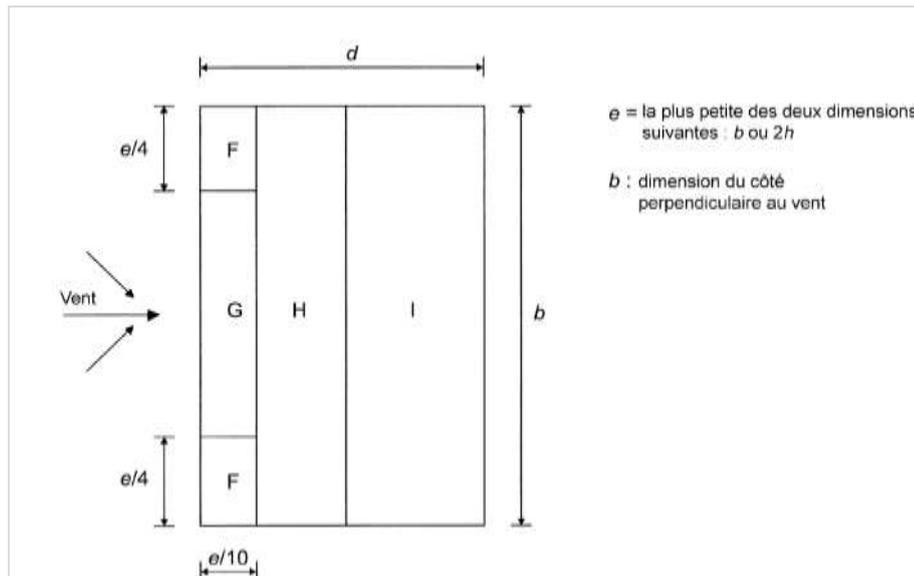


Figure II. 13: légende pour les toitures plates [6].

Tableau II. 7: Valeurs de Cpe pour le Toiture \_Direction V1.

Zone	Surface [m]	Cpe
F	48.4	-1.584
G	227.084	-0.884
H	1001.096	-0.7
I	1324.98	$\pm 0.2$

La figure suivante représente la répartition des zones dans la toiture :

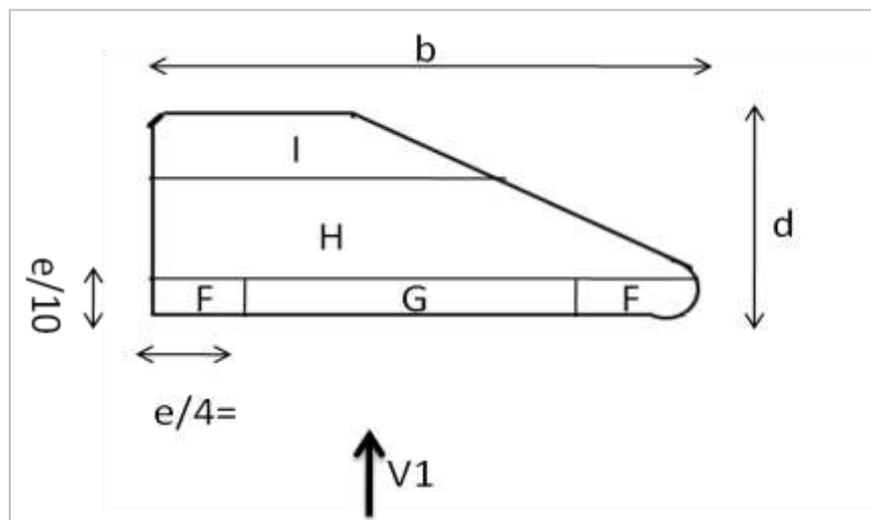


Figure II. 14: légende pour la toiture -Direction V2.

**Remarque :** pour les Toiture tous les valeurs de Cpe et trouvée par interpolation pour tous les directions du Vent.

II.5.5.2. Direction de vent V2 :

a. Parois verticales :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 17m \\ d = 73.61m \Rightarrow e = 34m < d \\ b = 36m \end{array} \right.$$

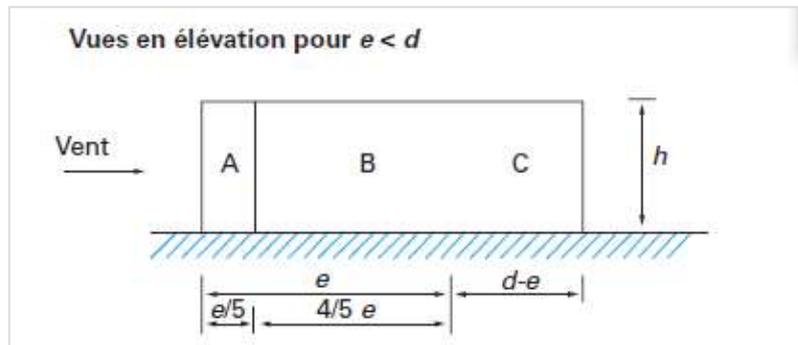


Figure II. 15: Légende pour les parois verticales [6].

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau II. 8: Valeur de  $C_{pe}$  pour les parois verticales -Direction V2.

Zone	Surface (m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$
A	115.6 >10 donc $C_{pe}=C_{pe.10}$	-1
B	462.4 >10 donc $C_{pe}=C_{pe.10}$	-0,8
C	673.37 >10 donc $C_{pe}=C_{pe.10}$	-0.5
D	612 = >10 donc $C_{pe}=C_{pe.10}$	+0.8
E	225 = >10 donc $C_{pe}=C_{pe.10}$	-0.3

On a montré les valeurs de  $C_{pe}$  dans les parois verticales dans le schéma suivant :

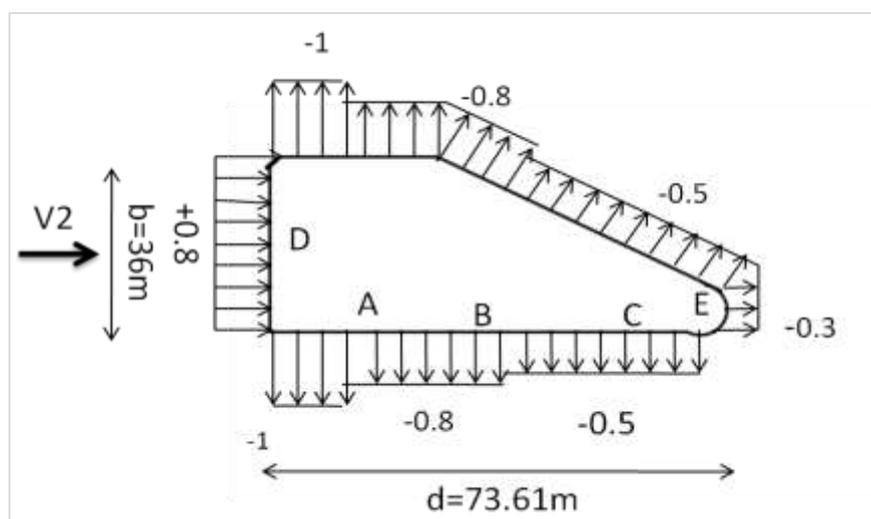


Figure II. 16: Valeurs de  $C_{pe}$  pour les parois Verticales \_ direction V2.

**b. Toiture :**

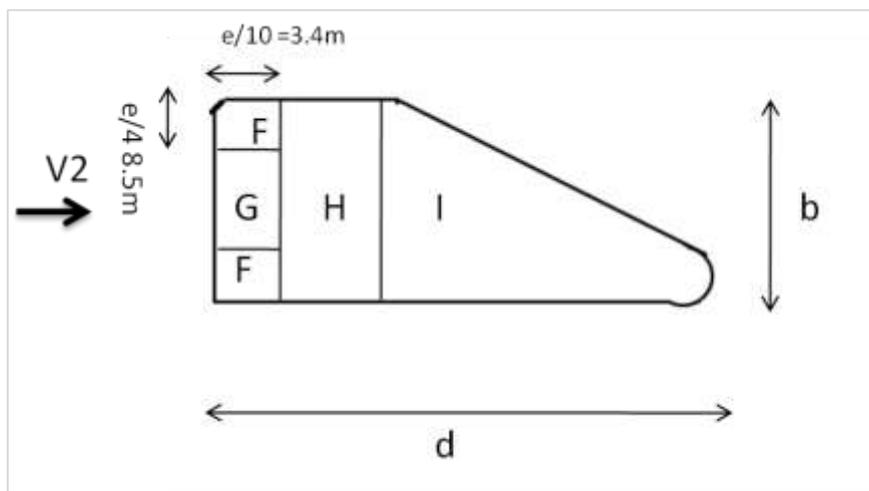
$$\begin{cases} h = 17m \\ d = 69.35m \Rightarrow e = 34m < d \\ b = 36m \end{cases}$$

Les résultats de Cpe obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 9: Valeur de Cpe pour la toiture \_ direction V2.**

Zone	Surface [m]	Cpe
F	28.9	-1.48
G	64.6	-1.02
H	1202.58	-0.7
I	662.49	±0.2

La figure suivante représente la répartition des zones dans la toiture (direction V2) :



**Figure II. 17: légende pour la toiture \_direction V2.**

**II.5.5.3. Direction V3 du vent :**

**a. Paroi verticale :**

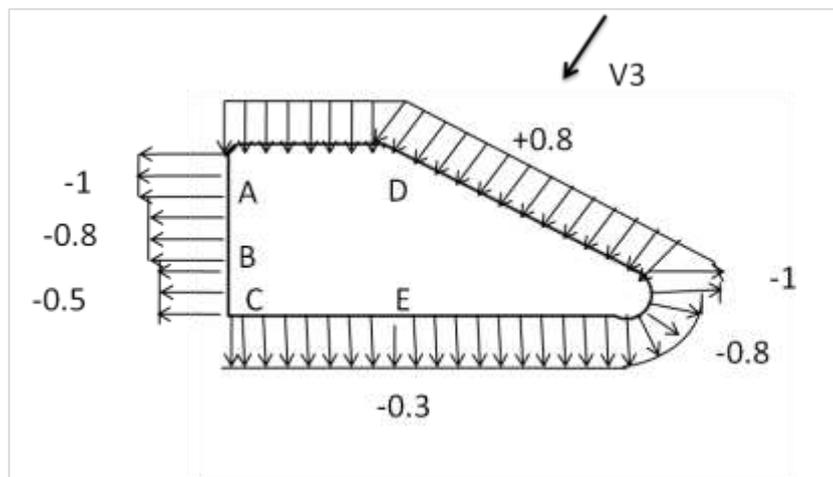
$$\begin{cases} h = 17m \\ b = 69.35m \Rightarrow e = 34m < d \\ d = 36m \end{cases}$$

On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 10: Valeur de Cpe pour les parois verticales direction V3.**

Zone	Surface (m <sup>2</sup> )	Cpe
A	115.6 >10 donc Cpe=Cpe.10	-1
B	462.4 >10 donc Cpe=Cpe.10	-0,8
C	34 >10 donc Cpe=Cpe.10	-0.5
D	1110.95 = >10 donc Cpe=Cpe.10	+0.8
E	1251.37 = >10 donc Cpe=Cpe.10	-0.3

Le schéma suivant montré les répartitions des valeurs de Cpe dans les parois verticales :



**Figure II. 18: Valeurs de Cpe pour les parois verticales \_Direction V3.**

**b. Toiture :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 17m \\ b = 69.35m \\ d = 36m \end{array} \right. \Rightarrow e = 34m < d$$

Les valeurs de Cpe calculé pour la toiture résumée dans le tableau suivant :

**Tableau II. 11: Valeurs de Cpe pour la toiture \_ direction V3.**

Zone	Surface [m]	Cpe
F	28.9	-1.48
G	178.5	-1.02
H	1001.096	-0.7
I	662.49	±0.2

La figure suivante représente la répartition des zones dans la toiture (direction V3) :

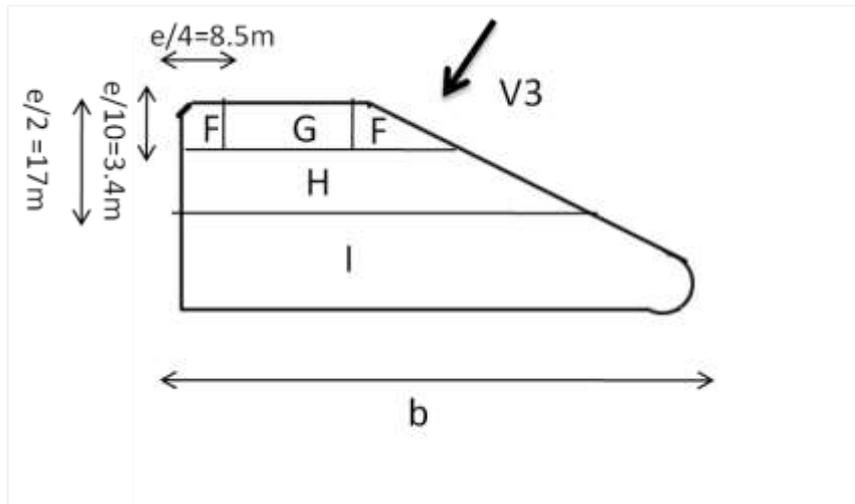


Figure II. 19: légende pour la toiture \_ Direction V3.

**II.5.5.4. Direction V4 du vent :**

**a. Paroi circulaire**

Les coefficients  $C_{pe}$  des parois verticales des constructions à bas circulaire donnée par :

- $C_{pe} = C_{p0}$  ..... pour  $0^\circ \leq \alpha \leq \alpha_{min}$
- $C_{pe} = C_{p0} \times \left[ \psi_\lambda + (1 - \psi_\lambda) \cdot \cos \left( \frac{\pi}{2} \left( \frac{\alpha - \alpha_{min}}{\alpha_A - \alpha_{min}} \right) \right) \right]$  ..... pour  $\alpha_{min} \leq \alpha \leq \alpha_A$
- $C_{pe} = C_{p0} \times \psi_\lambda$  ..... pour  $\alpha_A \leq \alpha \leq 180$

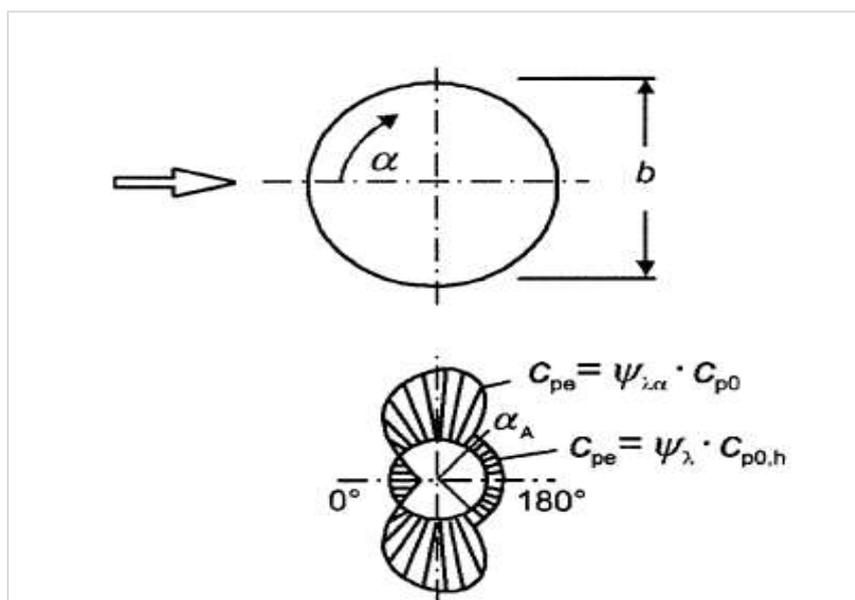


Figure II. 20: Légende de  $C_{pe}$  pour les parois circulaires [7].

➤ Pour  $\alpha = 0^\circ$  (exemple de calcul 1)

On a  $b \times \sqrt{q_p}$  Avec  $b = \varnothing = 14.80m$  et  $q_p = 640.5 N/m^2$

$$b \times \sqrt{q_p} = 374.56$$

D'après la figure 5.11 chap. 5 de [6] :

$$\alpha_{\min} = 75^\circ \qquad \alpha_A = 105^\circ$$

$$\alpha \in [0^\circ; \alpha_{\min}] \qquad \text{Donc} \qquad C_{p_e} = C_{p_0}$$

Et d'après le tableau 5.6 de [6]  $C_{p_e} = 1$

➤ Pour  $\alpha = 80^\circ$  (exemple de calcul 2)

D'après le [RNV]  $\psi_\lambda = 1$

On trouve :

$$C_{p_e} = -1.5 \times \left[ 1 + (1 - 1) \cdot \cos \left( \frac{\pi}{2} \left( \frac{80 - 75}{105 - 75} \right) \right) \right]$$

$$C_{p_e} = -1.5$$

Pour les autres angles on a récapitulé les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau II. 12: Récapitulatif de valeurs de Cpe pour la direction V4.**

$b \times \sqrt{q_p} = 374.56$			
$\alpha$	$C_{p_e}$	$\alpha$	$C_{p_e}$
10	0.8	90	-1.35
20	0.5	100	-1
30	0.1	105	-0.8
35	-0.4	110	-0.8
40	-0.8	120	-0.8
50	-1.2	130	-0.8
60	-1.45	135	-0.8
70	-1.5	140	-0.8
75	-1.5	150	-0.8
80	-1.5	160	-0.8
85	-1.45	170	-0.8
		180	-0.8

**b. Toiture :**

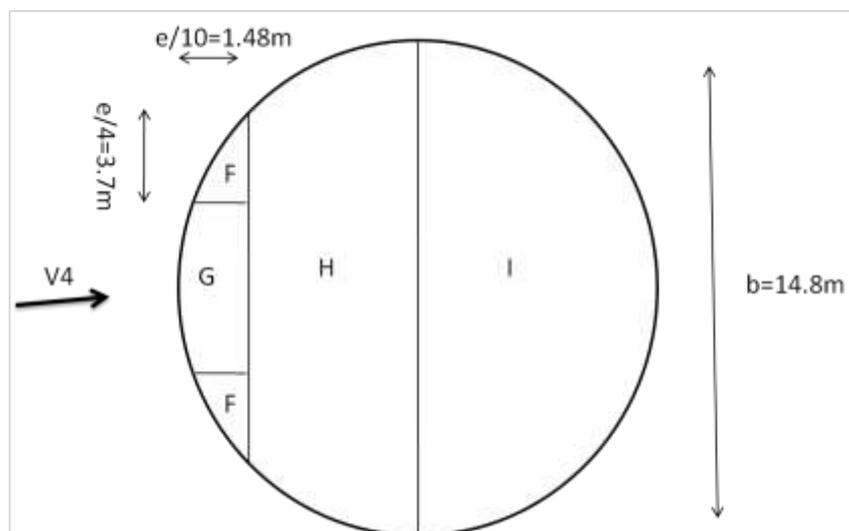
$$\begin{cases} h = 22m \\ b = 14.80m \end{cases} \quad e = 34m < d$$

Par interpolation et d'après le tableau 5.2 de [6] on trouve :

**Tableau II. 13: Valeur de Cpe pour la toiture \_ direction V4.**

Zone	Surface [m]	Cpe
F	5.476	-1.584
G	10.952	-0.884
H	87.616	-0.7
I	109.52	±0.2

Le schéma ci-dessous montrée la répartition des zone de vent pour la toiture :



**Figure II. 21: légende pour la toiture \_ direction V4.**

**II.5.6. Calcul des coefficients de pression intérieur :**

Le coefficient de pression intérieure dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures (ouvertures permanentes ou à considérer comme pouvant rester ouvertes en exploitation par grand vent) dans l'enveloppe du bâtiment. [7]

Dans le cas d'un bâtiment sans face dominante le coefficient de pression intérieure est calculé comme suit :

a. Pour la direction V1 du vent : h = 22m, d =36mm :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures ou } C_{pe} < 10}{\sum \text{surface de toute les ouvertures}}$$

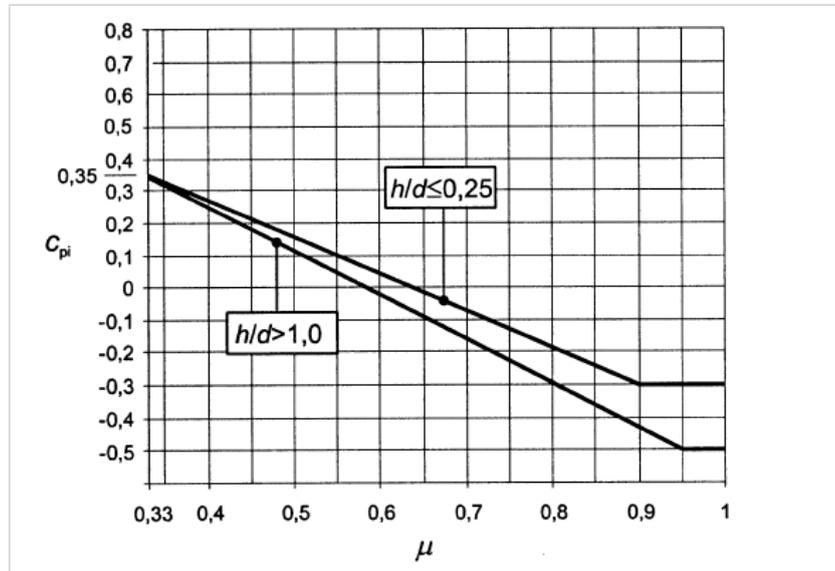


Figure II. 22: Indice de perméabilité [6].

$$\mu_p = 0.71$$

$0.25 < \frac{h}{d} = \frac{22}{36} = 0.61 < 1$  Donc on procède par interpolation linéaire pour déterminer la valeur de  $C_{pi}$

- Pour  $\mu_p = 0,71$  et  $h/d > 1$   $C_{pi} = -0.19$
- Pour  $\mu_p = 0,71$  et  $h/d = 0,25$   $C_{pi} = -0.1$
- Pour  $\mu_p = 0,71$  et  $h/d = 0.35$  :

$$C_{pi} = -0.19 + \frac{-0.1 + 0.19}{0.25 - 1} (0.61 - 1) = 0.02$$

$$C_{pi} = -0.14$$

Les valeurs de  $C_{pi}$  pour les autres directions sont montrées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II. 14: Valeur de coefficient de pression intérieure C<sub>pi</sub>.**

Direction de vent	V1	V2	V3
Valeur de $C_{pi}$	-0.14	-0.1	-0.2

**II.5.7. Calcul des pressions aérodynamique du vent**

**1. Direction V1 du vent :**

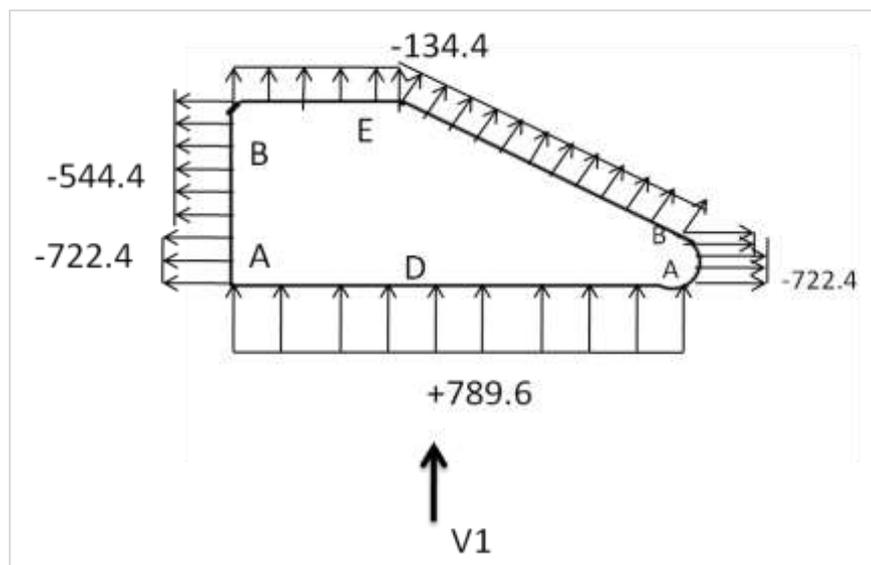
$$w(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{p_e}(z_e) - C_{p_i}(z_e)] \quad \left[ \frac{N}{m^2} \right]$$

**a. Parois verticales :**

**Tableau II. 15: Valeur de Wj pour les parois verticales \_ direction V1.**

Zone	q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
A	840	-1	-0,14	-722.4
B	840	-0,8	-0,14	-544.4
D	840	0,8	-0,14	789.6
E	840	-0,3	-0,14	-134.4

Le schéma ci-dessous montrée la répartition des valeurs de pressions aérodynamique dans les parois verticale :



**Figure II. 23: Valeur de la pression aérodynamique Wj en [N/m2] pour la direction V1.**

**b. Toiture :**

**Tableau II. 16: Valeurs de Wj pour la toiture \_ direction V1.**

Zone	q <sub>p</sub> (N/m <sup>2</sup> )	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
F	840	-1.584	-0,14	-1212.96
G	840	-0,884	-0,14	-624.96
H	840	-0.7	-0,14	-470.4
I	840	±0.2	-0,14	285.6
				-50.4

2. Direction V2 du vent :

a. Parois verticales :

Tableau II. 17: Valeur de  $W_j$  pour les parois verticales \_ direction V2.

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
A	772.5	-1	-0,1	-695.25
B	772.5	-0,8	-0,1	-540.75
C	772.5	-0,5	-0,1	-309
D	772.5	0,8	-0,1	695.25
E	772.5	-0,3	-0,1	-154.5

Les valeurs de la pression aérodynamique sont représentées dans le schéma suivant :

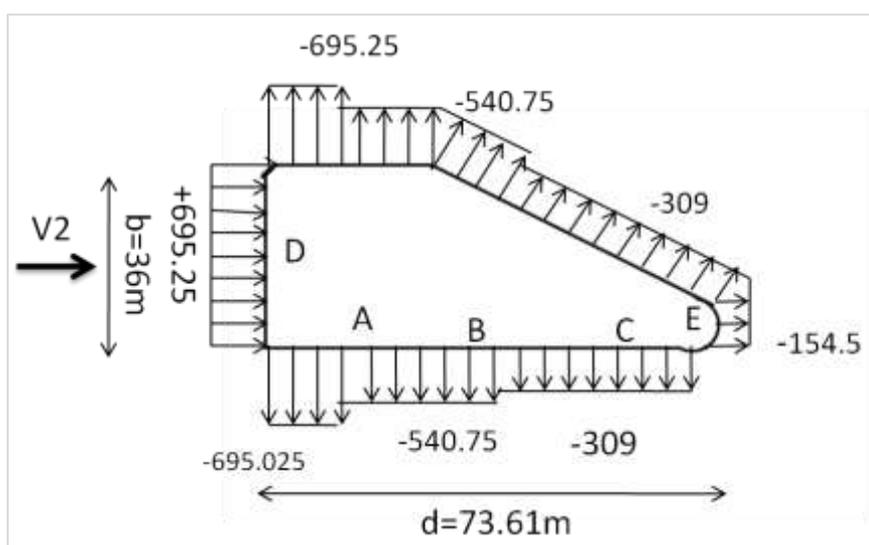


Figure II. 24: Valeur de la pression aérodynamique  $W_j$  en  $[N/m^2]$  pour la direction V2.

b. Toiture :

Tableau II. 18: Valeur de  $W_j$  pour la toiture \_ direction V2.

Zone	$q_p (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
F	772.5	-1.48	-0,1	-1066.05
G	772.5	-1.02	-0,1	-710.7
H	772.5	-0.7	-0,1	-463.5
I	772.5	$\pm 0.2$	-0,1	231.75
				-77.25

3. Direction V3 du vent :

a. Parois verticales :

Tableau II. 19: Valeur de  $W_j$  pour les parois verticales \_ direction V3.

Zone	$q_p(N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
A	772.5	-1	-0,2	-618
B	772.5	-0,8	-0,2	-463.5
C	772.5	-0,5	-0,2	-231.75
D	772.5	0,8	-0,2	772.5
E	772.5	-0,3	-0,2	-77.25

On a montré les valeurs de la pression aérodynamique dans les parois verticales dans le schéma suivant :

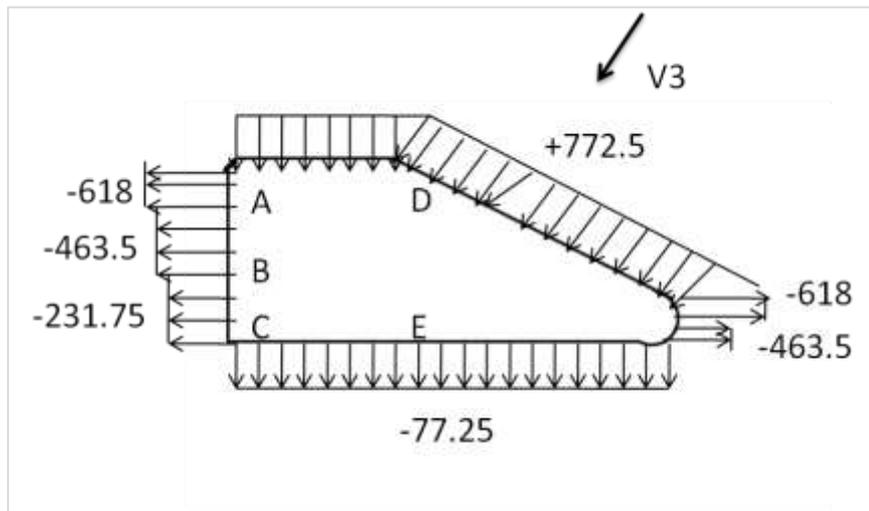


Figure II. 25: Valeur de la pression aérodynamique  $W_j$  en  $[N/m^2]$  pour la direction V3.

b. Toiture :

Tableau II. 20: Valeur de  $W_j$  pour la toiture \_ direction V3.

Zone	$q_p (N/m^2)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
F	772.5	-1.48	-0,2	-988.8
G	772.5	-1.02	-0,2	-633.45
H	772.5	-0.7	-0,2	-386.25
I	772.5	$\pm 0.2$	-0,2	309
				0

### **II.6. Conclusion :**

A travers ce chapitre, nous avons déterminé tous les charges et les surcharges appliques à la structure, en particulier l'effet du vent, et suite à la complexité de notre structure il était difficile d'appliqué le règlement RNV 2013, nous avons donc fait une étude d'estimation simplifier tout en respectant le règlement.

**Chapitre III :**  
Étude des éléments  
secondaires

### **III.1. Introduction :**

Les éléments secondaires ou bien non structuraux sont ceux qui n'ont pas une fonction de portance ou de renforcement. Il s'agit d'éléments de maçonnerie.

### **III.2. Acrotère :**

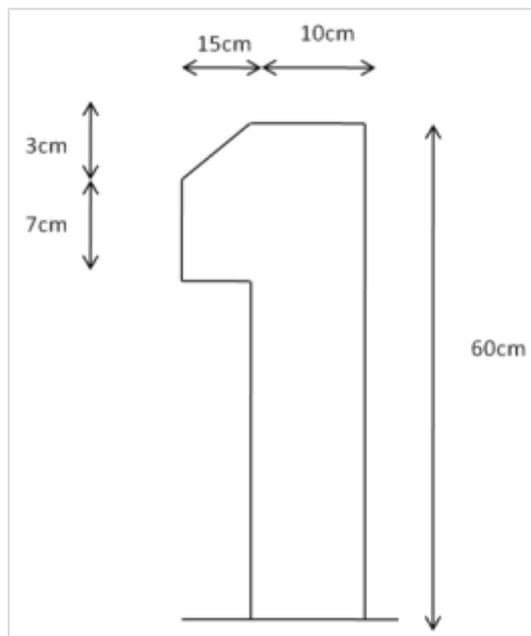
#### **III.2.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de linge conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et un effort latéral  $Q$  dû à la main courante, engendrant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 m de longueur.

#### **▪ Géométrie :**

- \_ L'hauteur :  $h = 60$  cm
- \_ L'épaisseur :  $h_0 = 10$  cm
- \_ Largeur :  $b = 100$  cm

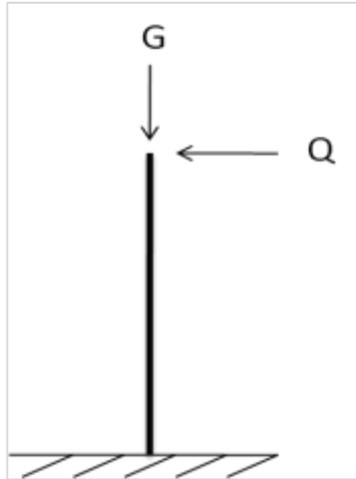


**Figure III. 1: Dimension de l'acrotère.**

**III.2.2. Evaluation charge :**

**a) Surface de l'acrotère :**

$$S = \frac{0.03 \times 0.15}{2} + (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) = 0.07m^2$$



**Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.**

**b) Charge permanent :**

$$G = W_p = S \times \rho_b = 0.07 \times 25 = 1.75kN/$$

**c) Charges d'exploitation :**

$$Q = 1kN/m$$

D'après [2] 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 :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone  $\rightarrow A = 0.30$  tableau 4.1 de [2] ;
- $C_p$  : Facteur de force horizontales  $\rightarrow C_p = 0.8$  tableau 6.1 de [2] ;
- $W_p$  : Poids de l'élément  $\rightarrow W_p = 1.75kN/m$ .

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.8 \times 1.75 = 1.68 kN$$

**III.3. Les Sollicitations :**

• **ELU :**

**Tableau III. 1: les sollicitation a ELU.**

Nu	$1.35W_p$	2.36kN
Qu	$1.5F_p$	2.52 kN
Mu	$hQ_u$	1.51kN.m

• **ELS :**

**Tableau III. 2: les sollicitations à ELS.**

Ns	$W_p$	1.75kN
Qs	$F_p$	1.68 kN
Ms	$hQ_s$	1.008kN.m

**III.3.1. Calcul de l'excentricité :**

a) L'excentricité de 1<sup>er</sup> ordre :

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = 0.64m$$

b) L'excentricité additionnelle :

$$e_a = \max\left(0.02, \frac{l}{250}\right) = 0.02m$$

c) L'excentricité de 2eme ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

–  $l_f = 2l = 1.2m$

–  $\alpha = 10 \left(1 - \frac{Mu}{1.5Ms}\right) = 0$

$$e_2 = 0.00072m$$

Alors :

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a = 0.66m$$

On a :

$$\frac{h_0}{2} - c' = 0.025 < e_0 \quad \text{Donc la section partiellement comprimée}$$

### **III.3.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :**

- **ELU :**

$$e_{ua} = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad \text{Avec} \quad d = 0.9h = 0.09m$$

$$e_{ua} = 0.68m$$

$$M_{ua} = N_u \times e_{ua} = 2.36 \times 0.68 = 1.60kN.m$$

- **ELS :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.576m \quad \rightarrow \quad e_{sa} = 0.62m$$

$$M_{sa} = N_s \times e_{sa} = 1.75 \times 0.62 = 1.085kN.m$$

### **III.3.3. Calcul de ferrailage :**

– **Moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{F_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{1.60 \times 0.001}{14.17 \times 0.09^2} = 0.014 < \mu_R = 0.391$$

Donc pas d'acier comprime, Armateur tendus seulement.

– **Coefficient de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018.$$

– **Bras de levier du couple interne :**

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.089m$$

– **Section théorique d'acier :**

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{1.60 \times 0.001}{0.089 \times 384 \times 0.0001} = 0.47cm^2$$

– **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 9 \times 2.1 \times 100}{400} = 1.087cm^2$$

- **Choix :** 4T8 →  $A = 2.01\text{cm}^2$

– Les armateurs de repartitions :

$$A_r = \frac{2.01}{4} 0.5025\text{cm}^2$$

### III.3.4. Vérification à l'ELS :

- Vérification de l'effort tranchant :

– Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5Q}{bd} = 0.017\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

Donc : il n'est pas nécessaire de concevoir des armateurs transversaux, les armateurs de répartition sont suffisante.

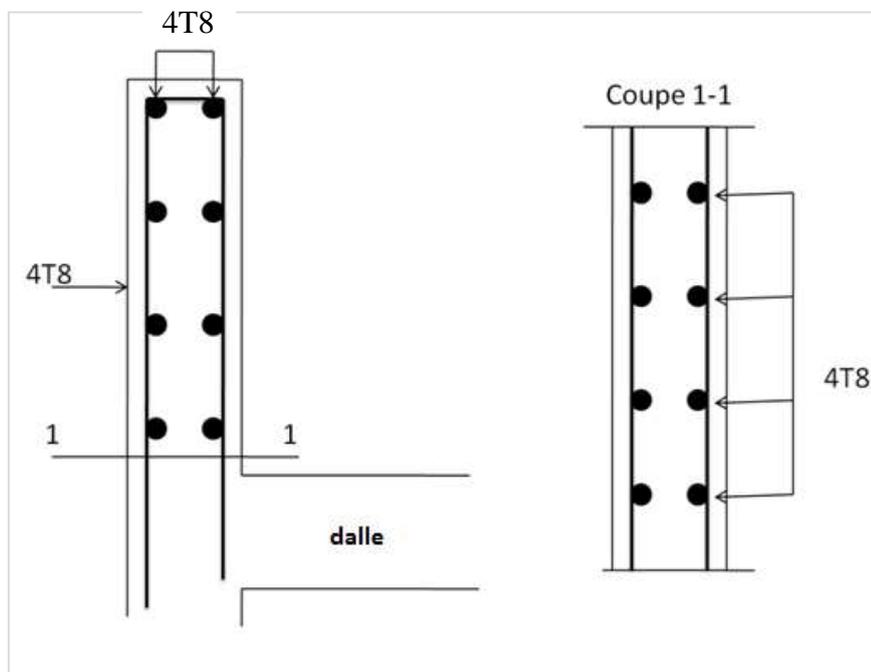
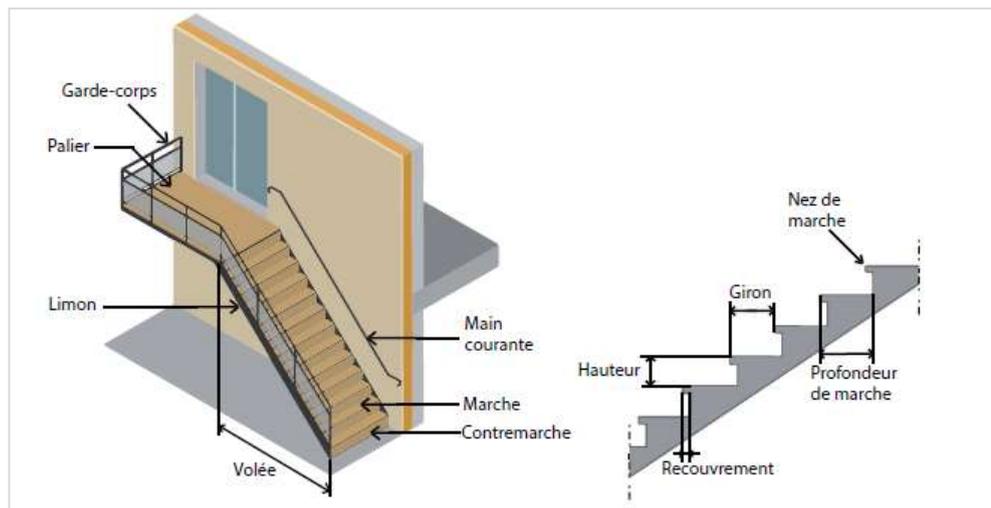


Figure III. 3: disposition des armatures dans l'acrotère.

**III.4. Les escaliers :**

**III.4.1. Introduction :**

Un escalier est un ouvrage de circulation verticale composé d'une série de marches permettant d'accéder, à pied, d'un étage de bâtiment à un autre .la figure suivante représente les composantes d'un escalier [12] :



**Figure III. 4: Schéma représentatif d'un escalier [12].**

- \_ **Marche** : surface horizontale sur laquelle on se déplace.
- \_ **Contremarche** : paroi fermant le devant d'une marche.
- \_ **Limon** : élément incliné support des marches.
- \_ **Palier** : plateforme horizontale à l'extrémité du limon ou entre deux volées
- \_ **Volée** : suite ininterrompue de marches entre deux paliers
- \_ **Garde-corps** : ouvrage de protection formant une barrière destinée à protéger du risque de chute les personnes stationnant ou circulant à proximité de ce dernier, sans leur interdire le passage ou l'escalade forcée ou volontaire.

Les escaliers sont constitués en charpente métallique. On utilise la formule de

**BLONDEL** :  $60\text{cm} \leq (g + 2 \times h) \leq 64\text{cm}$

**III.4.2. Caractéristiques géométriques :**

- \_ H : hauteur d'étage (sous-sol)..... H=3.06cm
- \_ h : hauteur de la marche (varie de 16.5 cm à 18.5 cm) ....h=17cm
- \_ g : giron, largeur de la marche (varie de 27 cm à 30 cm)....g=30cm  
 →  $30 + 2 \times 17 = 64 \in [60,64]$  ... .. Condition vérifiée

- \_ Nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h} = \frac{3060}{170} = 18$  contre marcher
- \_ Nombre de marche :  $m = n - 1 = 18 - 1 = 17$  marcher
- \_ Emmarchement = 2m
- \_ La longueur de la ligne de foulée sera :  $l = g \times (n - 1) = 30 \times (18 - 1) = 5.10m$
- \_ L'inclinaison de la paillasse :  $\tan \alpha = \frac{1.53}{5.10} = 0.3 \rightarrow \alpha = 16,7^\circ$
- \_ La longueur de la paillasse :  $L = \sqrt{5.10^2 + 1.53^2} = 5.32m$

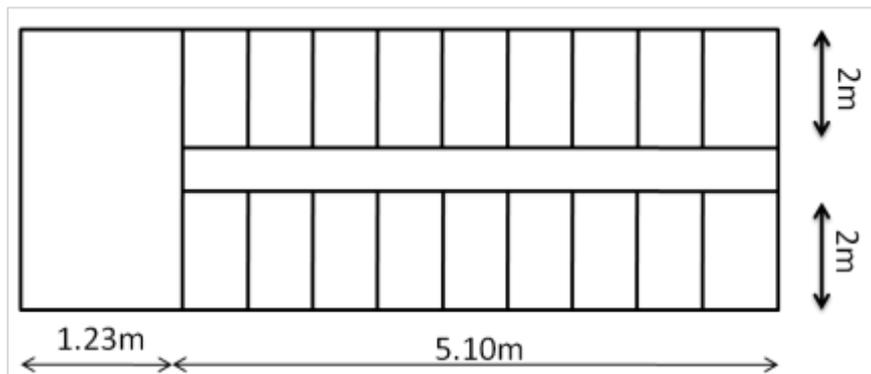


Figure III. 5: Vue en plan de l'escalier.

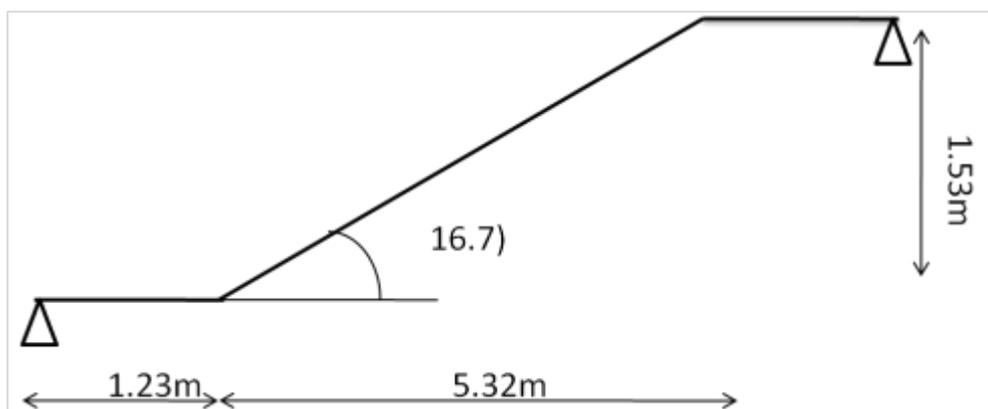


Figure III. 6: schéma statique de palier de sous-sol.

**III.4.3. Dimensionnement des éléments porteurs :**

▪ **Charge permanente :**

**Tableau III. 3: Charges permanents des éléments porteurs.**

Type	Charge permanents
Tôle striée ép= 5mm	0.60kN/m <sup>2</sup>
Revêtement + mortier de pose	0.60kN/m <sup>2</sup>
	G=1.2kN/m <sup>2</sup>

▪ **Charge d'exploitation :** Q=2.5kN/m<sup>2</sup>

**1. Pré dimensionnement des cornières :**

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge du contre marche :

**a. Combinaison de charge :**

**ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \frac{g}{2} = (1.35 \times 1.2 + 1.5 \times 2.5) \times 0.15 = 0.81kN/ml$$

**ELS :**

$$q_s = (G + Q) = (1.2 + 2.5) \times 0.15 = 0.56kN/ml$$

Par la condition de la flèche :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_s \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 0.56 \times 2000^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \geq 6.94cm^2$$

On opte pour un cornière L45 × 45 × 5 → I<sub>y</sub> = 7.84cm<sup>4</sup>

**Tableau III. 4: Les caractéristique de la cornière L45×45×5.**

Cornière	G (kg/m)	h=b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	W <sub>ely</sub> =W <sub>elz</sub> (mm <sup>3</sup> )	I <sub>y</sub> =I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> )
L45 × 45 × 5	3.38	45	5	7	4.30	2.43	7.84

**b. Vérification en tenant compte le poids propre de la cornière :**

**ELU :**

$$q'_u(1.35g + qu) = (1.35 \times 0.0338 + 0.81) = 0.86\text{kN/ml}$$

**ELS :**

$$q'_s = (qs + g) = (0.56 + 0.0338) = 0.59\text{kN/ml}$$

**Moments fléchissant :**

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

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2.43 \times 235 \times 10^{+3}}{1.1} \times 10^{-6} = 0.52\text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0.86 \times 2^2}{8} = 0.43\text{KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd} \dots \dots \dots$  donc condition vérifiée

**Vérification à l'effort tranchant :**

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

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{205 \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-6} = 25.28\text{kN}$$

Avec :  $A_v = A - (a \times t) = 4.30 \times 10^2 - (45 \times 5) = 205\text{mm}^2$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{0.85 \times 2}{2} = 0.85\text{kN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots \dots \dots$  donc condition vérifiée

On a:  $V_{sd} < 0.5V_{plrd}$

donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant .

**Vérification de la rigidité :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{2000}{250} = 8\text{mm}$$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.59 \times 2000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 7.48 \times 10^4} = 7.83\text{mm}$$

$f \leq f_{adm} \dots \dots \dots$  condition vérifiée

2. **Pré dimensionnement des limons :**

a. **Evaluation des charges et surcharges pour le limon :**

➤ **Charge permanente :**

**Tableau III. 5: la charge permanente G pour le limon.**

Les composants	Charge permanents
Tôle striée ép= 5mm	0.60kN/m <sup>2</sup>
Revêtement + mortier de pose	0.60kN/m <sup>2</sup>
Garde-corps	1kN/m
Béton (ep=5cm)	1.25 kN/m <sup>2</sup>
	3.45 kN/m

➤ **Charge d'exploitation : Q=2.5kN/m<sup>2</sup>**

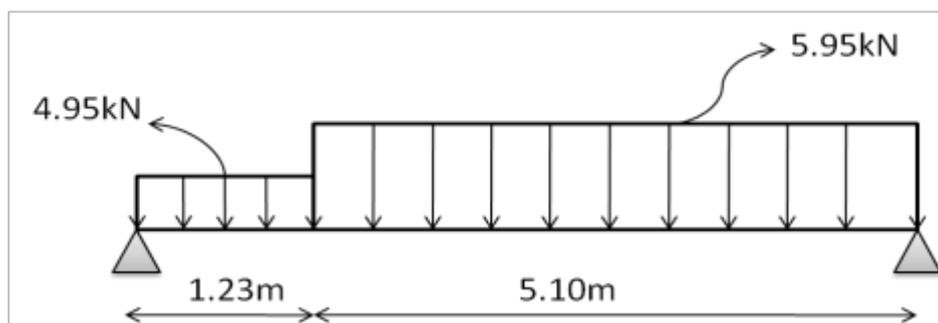
b. **Combinaison de charge :**

\_ **Pour la paillasse :**

$$\begin{cases} G_1 = 2.45 \times 1 + 1 = 3.45\text{kN/m} \\ Q_1 = 2.5 \times 1 = 2.5\text{kN/m} \end{cases} \rightarrow q_1 = 3.45 + 2.5 = 5.95\text{kN/m}$$

\_ **Pour le palier de repos :**

$$\begin{cases} G_2 = 2.45 \times 1 = 2.45\text{kN/m} \\ Q_2 = 2.5 \times 1 = 2.5\text{kN/m} \end{cases} \rightarrow q_2 = 2.45 + 2.5 = 4.95\text{kN/m}$$



**Figure III. 7: charges revenant au limon.**

Avec :  $l = l_{\text{totale}} = 1.23 + 5.10 = 6.33\text{m}$

$$q = \max(q_1; q_2) = 5.95\text{kN/m}$$

Par la condition de la flèche :

$$I_y \geq \frac{5 \times 5.95 \times 6330^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 2339.30 \text{ cm}^4$$

On opte pour un profilé UPN220  $\rightarrow I_y = 2690 \text{ cm}^4$

**Tableau III. 6: Les caractéristique de profilé UPN220.**

profilé	G (kg/m)	H (mm)	B (mm)	A (mm) $\times 10^2$	Av (mm <sup>2</sup> ) $\times 10^2$	W <sub>ply</sub> (mm <sup>3</sup> ) $\times 10^3$	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> ) $\times 10^4$
UPN220	29.4	220	80	37.4	20.6	292	2690

**c. Vérification en tenant compte le poids propre du profilé :**

**ELU :**

$$q_u = 1.35(G + g) + 1.5Q = 1.35 \times (3.45 + 0.294) + 1.5 \times 2.5 = 8.80 \text{ kN/ml}$$

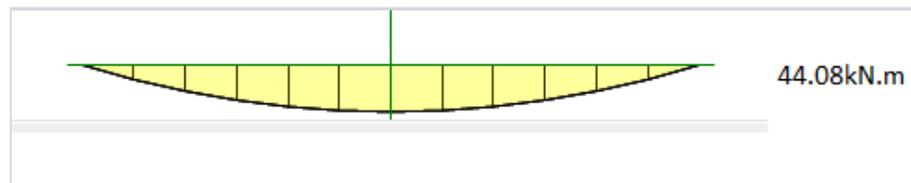
**ELS :**

$$q_s = (G + g) + Q = (3.45 + 0.294) + 2.5 = 6.244 \text{ kN/ml}$$

**– Moments fléchissant :**

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

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{8.80 \times 6.33^2}{8} = 44.08 \text{ kN.m}$$



**Figure III. 8: diagramme de moment du limon.**

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{292 \times 235 \times 10^4}{1.1} = 623.82 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$  ..... donc condition vérifiée

**– Vérification à l'effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{8.80 \times 6.33}{2} = 27.852 \text{ kN}$$

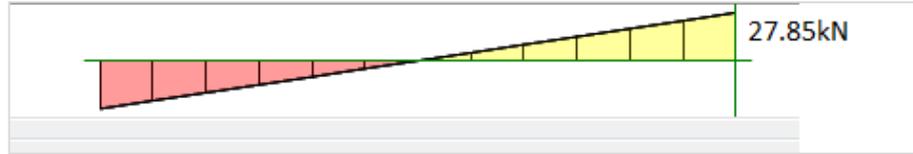


Figure III. 9: diagramme d'effort tranchant de la poutre palière.

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{1.1\sqrt{3}} = \frac{2060 \times 235}{1.1\sqrt{3}} = 254.09 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots \dots \dots \text{donc condition vérifiée}$$

On a  $V_{sd} < 0.5V_{plrd} \rightarrow$  donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment .

– **Vérification de la rigidité :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6330}{250} = 25.32 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.244 \times 6330^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 2690 \times 10^4} = 23.11 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3. **Pré dimensionnement de la poutre palière :**

a. **Evaluation des charges et surcharges :**

➤ **Charge permanente :**

Tableau III. 7: la charge permanent de pallier.

Type	Charge permanents
Tôle striée ép= 5mm	0.60kN/m <sup>2</sup>
Revêtement + mortier de pose	0.60kN/m <sup>2</sup>
Béton (ep=5cm)	1.25 kN/m <sup>2</sup>
	G=2.45 kN/m <sup>2</sup>

➤ **Charge d'exploitation :** Q=2.5kN/m<sup>2</sup>

– **Les charges revenantes sur la poutre palière :**

– Les charges revenantes sur la poutre palier sont :

– Charge des cloisons :  $2.2 \times 1.53 = 3.37 \text{ kN/m}$

\_ Charge revenant du palier :  $G = 2.45 \times 0.615 = 1.51kN/ml$

$$Q = (2.5 \times 0.615) = 1.54kN/m$$

$$\rightarrow Q_s = 3.37 + 1.51 + 1.54 = 6.42kN/m$$

• **La condition de la flèche** :

$$I_y \geq \frac{5 \times 6.42 \times 4100^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \geq 685.876cm^4$$

Choix : On choisit : IPE160.

**Tableau III. 8: les caractéristique de profilé IPE160.**

profilé	G (kg/m)	H (mm)	B (mm)	A (mm) $\times 10^2$	Av (mm <sup>2</sup> ) $\times 10^2$	W <sub>ply</sub> (mm <sup>3</sup> ) $\times 10^3$	Iy (mm <sup>4</sup> ) $\times 10^4$
IPE160	15.8	160	82	20.1	9.66	124	869

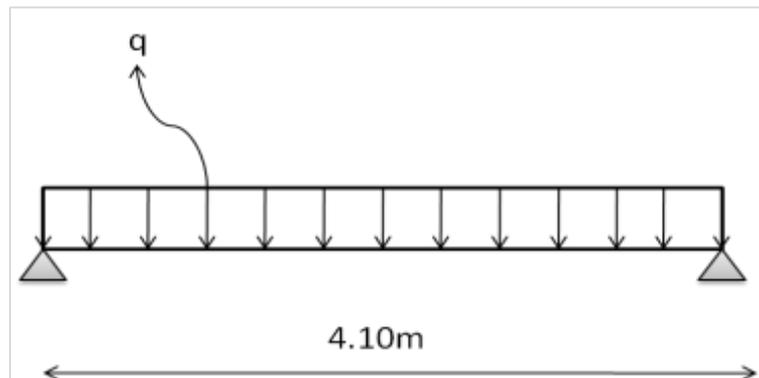
b. **Combinaison des charges** :

• ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (3.37 + 1.51 + 0.158) + 1.5 \times (2.5 \times 0.615) = 9.11kN/ml$$

• ELS :

$$q_s = G + Q = 1.35G + 1.5Q = (3.37 + 1.51 + 0.158) + (2.5 \times 0.615) = 6.58kN/ml$$



**Figure I.9 : Schéma statique de la poutre palière .**

**c. Les Vérifications :**

**Moments fléchissant :**

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

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 \times 235 \times 10^4}{1.1} = 264.909 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9.11 \times 4.10^2}{8} = 19.14 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$  ... .. donc condition vérifiée

**Vérification à l'effort tranchant :**

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

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{966 \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 119.149 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{9.11 \times 4.10}{2} = 18.68 \text{ kN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd}$  ... .. donc condition vérifiée

On a  $V_{sd} < 0.5V_{plrd}$

donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant .

**Vérification de la rigidité :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{4100}{250} = 16.4 \text{ mm}$$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.85 \times 4100^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869 \times 10^4} = 13.81 \text{ mm}$$

$f \leq f_{adm}$  ... .. condition vérifiée.

**Tableau III. 9: Récapitulatif de section des éléments d'escalier.**

L'élément	Marches	Limons	Poutre palière
Profilée	L×45×45×45	UPN220	IPE160

**III.5. Conclusion :**

L'étude que nous avons menée nous permis de déterminer le type de caractéristique des éléments secondaires capables résistance. La charge de ces éléments sera prise en compte lors de l'étude dynamique.

**Chapitre IV :**  
Pré dimensionnement des  
éléments principaux

### IV.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour objet de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies en fonction des recommandations de l'EC3, CCM97 et L'EC4 .les résultats obtenus ne sont pas définitifs et peuvent être augmentés à l'issue de la phase de vérification.

### IV.2. Etude de la plancher collaborant :

Les éléments constituant un plancher mixte :

- Solives.
- Poutre porteuse.
- Des connecteurs.

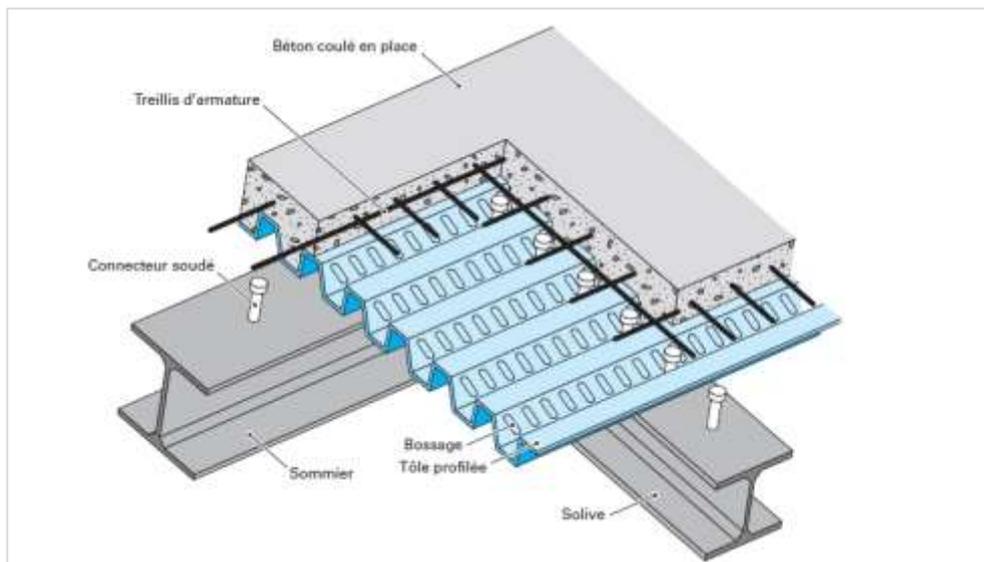


Figure IV. 1: représentation du plancher collaborant [3].

Le calcul de plancher collaborant se fait selon la méthode prescrite dans le document CCM97 :

#### IV.2.1. Hypothèse de calcul :

##### a) Stades de construction (Phase de construction) :

Dans ce phase le profilé d'acier travail seul et soumises aux charges suivantes :

- \_ Le poids propre du profilé ;
- \_ Le poids propre du béton frais ;
- \_ La surcharge de construction ouvrière.

### b) Stade définitif (Phase finale) :

La vérification doivent être effectuées pour la dalle mixte âpres durci ciment du béton âpres enlèvement des étais. Les charges doivent être considérés sont :

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

### IV.2.2. Les solives :

Les solives sont les éléments porteurs principaux constituant l'ossature horizontale des plancher de bâtiment. Leur fonction principale est de transmettre aux poteaux les actions agissant sur la dalle.

#### \_ Entraxe des solives :

Les entraxes entre les solives diffèrent d'une zone à l'autre, l'espacement maximale  $e=2.36\text{m}$  d'après la fiche technique de l'hi bond 55 pour une dalle de 15 cm.

La solive la plus sollicité dans le plancher terrasse est d'une longueur de 7.05m.

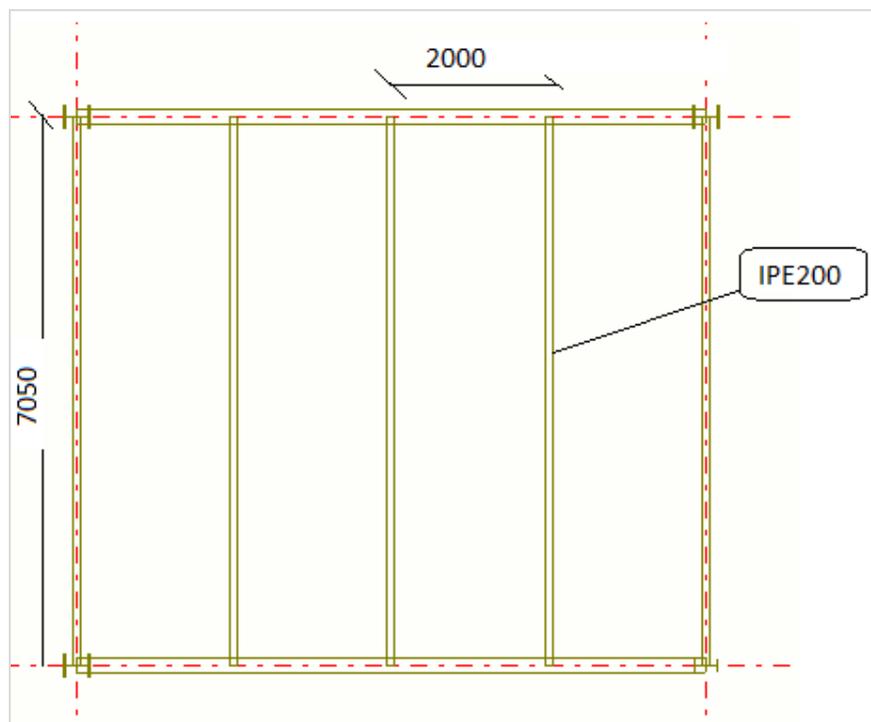
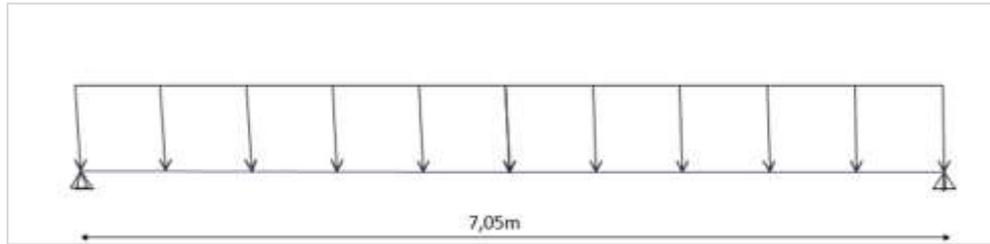


Figure IV. 2: schéma de l'espacement entre solive.



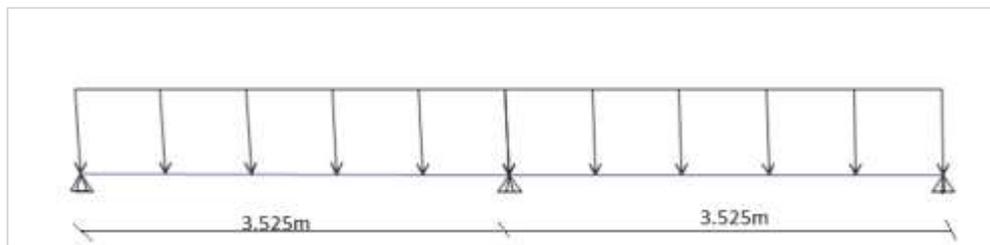
**Figure IV. 3: schéma statique de la solive.**

D'habitude Les solives sont dimensionnées sous la condition de flèche. Mais pour notre cas lorsque on a fait le calcul avec cette condition on a trouvé que les solives est sur dimensionnement donc pour des raison économique on fait calcule par tâtonnements.

**Tableau IV. 1: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE200.**

Désignation	Poids		Section		Dimensions	
	G (Kg/m)	A(cm <sup>2</sup> )	h(mm)	b(mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
IPE 200	22.4		28.48		200	
	100		8.5		5.6	
	Caractéristique					
	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl, y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl, z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
1943	142.4	220.6	44.51	8.26	2.24	

**IV.2.2.1. Phase de construction :**



**Figure IV. 4: schéma de la solive ( avec etaiement ).**

**1. Les charges et les surcharges :**

- \_ Poids propre du profilé : .....G<sub>p</sub> = 0.224 KN/m
- \_ Poids propre du béton frais : .....G<sub>b</sub> =2.88 KN/m<sup>2</sup>
- \_ Poids du bac d'acier : ..... g = 0.09 KN/m<sup>2</sup>
- \_ Surcharge de construction : ..... q<sub>c</sub> = 0.75 KN/m<sup>2</sup>.

**2. Les charges et les surcharges par mètre linière :**

D'après la fiche technique de bac d'acier hibond55 [Annexe A] L'entraxe entre les solives maximum pour une dalle d'épaisseur de 15cm est 2.36m.

Donc on a prend : 2 m

$$G = G_p + (G_b + g) \times esp = 0.224 + (2.88 + 0.09) \times 2 = 6.164 \text{ kN/ml.}$$

$$Q = q_c \times esp = 0.75 \times 2 = 1.5 \text{ kN/ml.}$$

**3. Combinaison de charge :**

– ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5 = 1.35 \times 6.16 + 1.5 \times 1.5 = 10.57 \text{ KN/ml}$$

– ELS :

$$q_s = G + Q = 6.164 + 1.5 = 7.66 \text{ KN/ml}$$

**4. Les vérifications :**

**a. Moment fléchissant :**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans les sections transversales de classe 1 et 2 doit satisfaire à la condition suivante :

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

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 275 \times 10^{+3}}{1} \times 10^{-6} = 66.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.57 \times 3.525^2}{8} = 16.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \dots \dots \dots \text{ donc condition vérifiée}$$

**b. Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifiée que :  $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{14.00 \times 275 \times 10^{+2}}{\sqrt{3} \times 1} \times 10^{-3} = 222.280 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10.57 \times 3.525}{2} = 18.63 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots \dots \dots \text{ donc condition vérifiée}$$

On a  $V_{sd} < 0.5 V_{plrd}$

donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant .

**c. Vérification de la rigidité :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{3525}{250} = 14.1mm$$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7.66 \times 3525^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 3.77mm$$

$f \leq f_{adm}$  ... .. condition

**IV.2.2.2. Phase finale**

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

**1. Les charges et les surcharges**

- \_ Le poids propre du profilé Ipe200 .....  $G_p=0.224kN/ml$
- \_ La charge permanent .....  $G = 6.72kN$
- \_ Surcharges d'exploitation .....  $Q= 1kN$ .

**2. Les charges et les surcharges par mètre linière :**

$$G = G_p + G \times eps = 0.224 + 6.72 \times 2 = 13.66kN/ml.$$

$$Q = Q \times esp = 1 \times 2 = 2kN/ml$$

**3. Combinaison des charges :**

\_ ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 13.66 + 1.5 \times 2 = 21.44kN/ml$$

\_ ELS :

$$q_s = G + Q = 13.66 + 2 = 15.66kN/ml$$

**4. Détermination de la section mixte :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l}{8} \\ b \end{array} \right. \quad l: \text{longueur libre d'unpoutre simplement appuie}$$

b: entraxe entre les poutres

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 7.05}{8} = 1.76m \\ b = 2m \end{array} \right.$$

Donc  $b_{eff} = 1.76m$

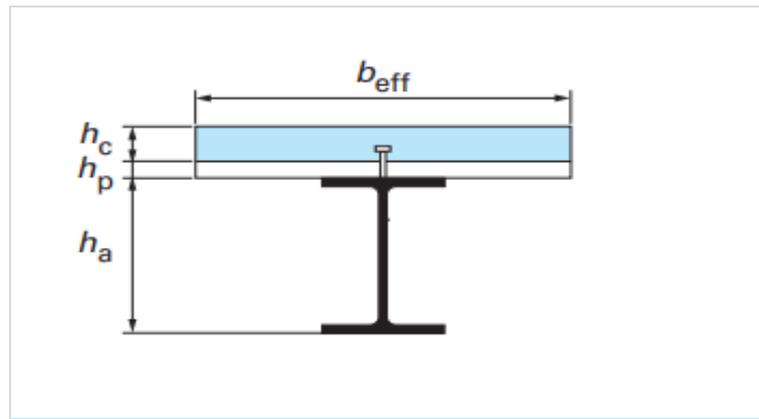


Figure IV. 5: Schéma représentatif la largeur participante de la dalle pour une poutre de plancher [8].

**5. Position de l'axe neutre plastique :**

**a. Résistance de compression de la dalle en béton :**

$$R_{béton} = 0.57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}$$

Avec :

- \_  $h_c$  = partie de béton au-dessus du bac d'acier ;
- \_  $f_{ck}$  = résistance caractéristique du béton ;
- \_  $b_{eff}$  = la largeur effective.

$$R_{béton} = 0.57 \times 1760 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} = 2382.6kN$$

**b. Résistance de traction du profilé d'acier :**

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

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 2848 \times 10^{-3} = 744.04kN$$

$R_{acier} < R_{béton}$       Donc l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle en béton.

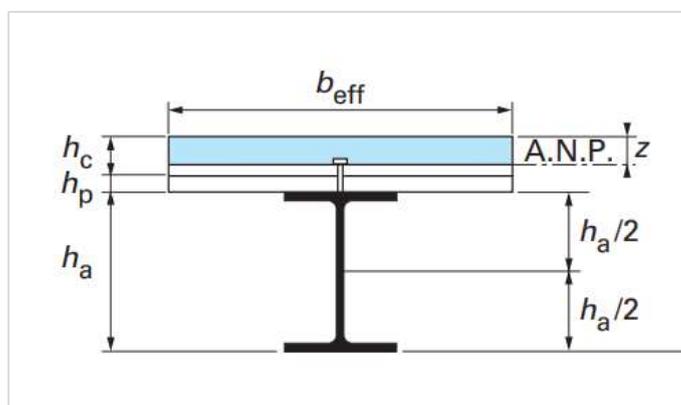


Figure IV. 6: Schéma représentatif la position de l'axe neutre [8].

**6. Les vérifications :**

**a. Moment fléchissant :**

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

Le moment résistance plastique développée par la section mixte vaut :

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

$$M_{plrd} = 744.04 \left[ \frac{0.200}{2} + 0.095 + 0.055 - \left( \frac{744.04 \times 0.095}{2382.6 \times 2} \right) \right] = 174.97kN$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{21.44 \times 7.05^2}{8} = 133.20kN.m$$

$M_{sd} < M_{plrd}$  ... .. donc condition vérifiée.

**b. Vérification au cisaillement :**

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

$$V_{plrd} = 220.280kN$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{21.44 \times 7.05}{2} = 75.58kN$$

$V_{sd} \leq V_{plrd}$  ... .. donc condition vérifiée

On a  $V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd} \rightarrow$  donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

**c. Vérification de la rigidité :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{7050}{250} = 28.2mm$$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

Avec  $I_c$  : moments d'inertie de la section mixte exprimée en unité d'acier.

$$I_c = A_{acier} \times \frac{(h_c + 2 \times h_p + h_a)^2}{4(1 + m \times v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_{acier}$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{28.48}{9.5 \times 176} = 0.017$$

$$I_c = 3340 \times \frac{(95+2 \times 55+200)^2}{4(1+15 \times 0.017)} + \frac{1760 \times 95^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4 = 137 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Alors :

$$f = \frac{5 \times 15.66 \times 7050^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 137 \times 10^6} = 17.51 \text{ mm}$$

$f \leq f_{adm}$  ... .. condition vérifiée

$$f_{final} = f_{max}^{initial} + f_{max}^{final} \leq f_{adm}$$

➤ Le profilé IPE200 est retenu pour les solives de plancher terrasse de notre structure.

**d. Vérification de déversement :**

Il n'y a pas lieu de vérifier le déversement pour les solives car on a un plancher collaborant, donc les solives sont prémunies contre ce phénomène.[10]

**7. Calcul des connecteurs :**

Le rôle des connecteurs est de transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle. On a utilisé les goujons à tête qui ils sont les plus utilisés de Type Nelson.

\_ d : Le diamètre du fût du goujon, avec la condition :

$$16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm} \text{ [8]}$$

\_ h : la hauteur hors tout du goujon.

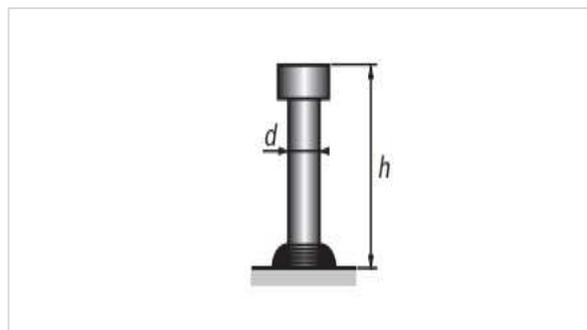


Figure IV. 7: Schéma d'un goujon [8].

Les caractéristique de goujon qui on a utilisée est montre dans le tableau si dessus :

Dénomination du goujon à tête	h <sub>sc</sub> (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	f <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-100	100	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-125	125	19	31.7	10	350	450

**Figure IV. 8: les caractéristiques géométriques des goujons [9].**

On détermine  $P_{Rd}$ :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \left( 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{\frac{F_{ck} \times E_c}{\gamma_v}} \right); \left( 0.8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \right) \right\}$$

Avec :

–  $F_{ck}$ : Résistance caractéristique de béton ..... 25MPa

–  $E_c$ : Module de Young de béton ..... 30500MPa

–  $F_u$ : Résistance caractéristique des connecteurs .....450MPa

$\gamma_v = 1.25$  Et  $\alpha = 1$  pour  $h/d = 5 > 4$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \left( 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{\frac{25 \times E_c}{\gamma_v}} \right); \left( 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} \right) \right\}$$

Donc :

$$P_{Rd} = 73.13kN.$$

**a. Influence du sens du bac d'acier :**

$K_t$  Coefficient de réduction en 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 :

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[ \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] \leq K_{t \max}$$

Avec :

- \_  $N_r$ : Nombre de goujon par nervure (on prend  $N_r = 1$  ).
- \_  $h_p = 55$  mm (hauteur du nervure)
- \_  $h_c = 80$  mm (hauteur du connecteur)
- \_  $b_0 = 88,5$  mm (Largeur moyenne de la nervure) [fiche technique].
- \_  $K_{t \max} = 0.85$

Tableau 3 – Limites supérieures du facteur de réduction $k_t$			
Nombre de goujons par nervure	Épaisseur de la tôle (mm)	Goujons de diamètre maximal 20 mm soudés à travers la tôle	Goujons de diamètre 19 mm ou 22 mm avec tôle préperforée
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,00	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

**Figure IV. 9: Valeur de  $K_t$  max [8].**

Donc :

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \left[ \frac{80}{55} - 1 \right] = 0.512 < 0.85$$

$$P_{Rd} = P_{Rd} \times K_t = 73.13 \times 0.512$$

$$P_{Rd} = 37.44 \text{ kN}$$

**b. Effort tranchant repris par les goujons :**

Dans le cas d'une connexion total, l'effort total de cisaillement RL, auquel les connecteurs sont tenus de résister entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante:

$$R_L = \inf(R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}})$$

$$R_L = \inf(744.04; 2382.6) = 744.04 \text{ kN}$$

**c. Nombre des connecteurs par demi-portée :**

$$N_{br} = \frac{744.04}{37.44} = 19.87$$

Soit  $N = 20$  goujons sur la sur toute la longueur de la poutre. C'est-à-dire 10 connecteurs sur demi-longueur de la poutre.

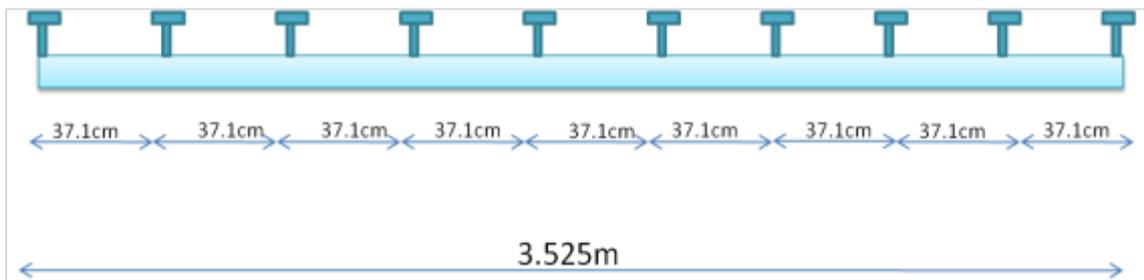
**d. L'espacement minimal :**

$$E_{min} > 5d = 5 \times 19 = 95mm$$

$$E_{max} > 6h_{sc} = 6 \times 80 = 480mm$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{7050}{20 - 1} = 371 mm$$

$$E_{min} \leq 371 mm \leq E_{max} \quad \rightarrow E_{sp} = 37.1 cm$$



**Figure IV. 10: espacement entre les goujons dans la solive (demi-portée).**

On résumé les résultats obtenus pour chaque zone dans le tableau suivant :

**Tableau IV. 2: Récapitulatif pour les solives de plancher courant pour chaque zone.**

Charge Q (KN/m <sup>2</sup> )	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )	L (m)	Entre axe (m)	Effort tranchant [KN]		Moment fléchissant [KN.m]		La rigidité [mm]		Profile choisit	r
				V <sub>sd</sub>	V <sub>plrd</sub>	M <sub>sd</sub>	M <sub>plrd</sub>	F <sub>max</sub>	F <sub>adm</sub>		
2,5	5,42	7.05	2	79,1	222,3	139,42	175,1	21,86	28,2	IPE200	0.79
3,5		6	1,5	57,19	153,4	85,8	114,27	18,62	24	IPE180	0.75
4		7.05	2	94,98	222,3	153,37	175,1	27,92	28,2	IPE200	0.87
1,5		6	1,63	56,52	222,3	144,13	175,1	15,85	24	IPE200	0.82
6		6	1,63	56,52	222,3	144,13	175,1	15,85	24	IPE200	0.82

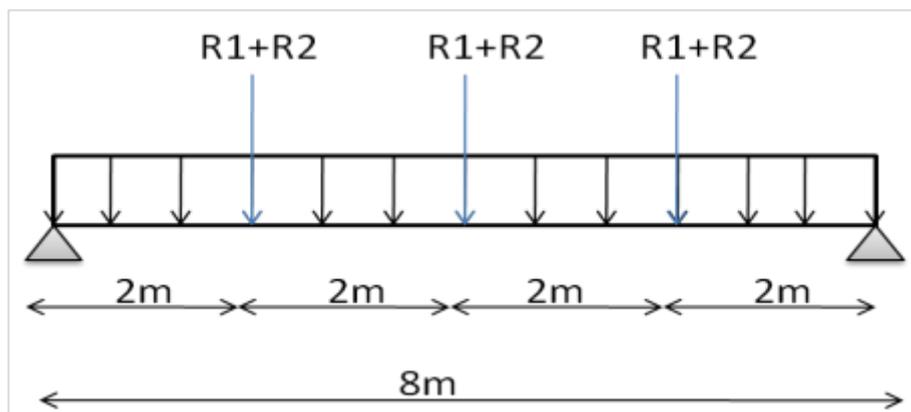
**IV.3. Pré-dimensionnement de poutre secondaire :**

Les poutres secondaires ce calcul avec la même méthode est donne les mêmes profilés que les solives (IPE200)

**IV.3.1. Pré-dimensionnement de 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 unmoment de flexion.

Dans ce qui suit exemple de calcul pour poutre principale de plancher terrasse :



**Figure IV. 11: schéma statique de la poutre principale.**

• **La condition de la flèche**

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

$$\frac{8000}{25} < h < \frac{8000}{15} \rightarrow 320m < h < 533.333 m$$

Choix : On choisit : IPE360.

**Tableau IV. 3: Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE360.**

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (Kg/m)	(cm <sup>2</sup> )	h (mm)	b(mm)	t <sub>r</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
IPE 360	57.1	72.73	360	170	12.7	8
Caractéristiques						
	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

**IV.3.1.1. Phase de construction**

**1. Les charges et les surcharges :**

- \_ Poids propre du profilé : .....Gp = 0.571 KN/m
- \_ Poids propre du béton frais : .....Gb =2.88 KN/m<sup>2</sup>
- \_ Poids du bac d'acier : ..... g = 0.09 KN/m<sup>2</sup>
- \_ Surcharge de construction : ..... qc = 0.75 KN/m<sup>2</sup>

**2. Les charges et les surcharges par mètre linière :**

- \_  $G = G_p + (G_b + g) \times b = 0.571 + (2.88 + 0.09) \times 0.17 = 1.0759 \text{ kn/ml}$ .
- \_  $Q = q_c \times b = 0.75 \times 0.17 = 0.1275 \text{ kN/ml}$ .

**3. Combinaison de charge :**

- \_ ELU  
 $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1.0759 + 1.5 \times 0.1275 = 1.64 \text{ KN /ml}$
- \_ ELS :  
 $q_s = G + Q = 1.0759 + 0.1275 = 1.20 \text{ KN/ml}$

**4. Calcul des réactions des solives :**

On calcul les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction et phase finale),on utilise la formule suivante :

$$R = \frac{q \times L_{solive}}{2}$$

$$\begin{cases} q_u = 10.57 \text{ kN/ml} \\ q_s = 7.66 \text{ kN/ml} \end{cases} \quad (\text{Solive})$$

- ELU :

$$R_u = \frac{10.57 \times 6}{2} + \frac{10.57 \times 3}{2} = 47.56 \text{ kN}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{7.66 \times 6}{2} + \frac{7.66 \times 3}{2} = 34.47 \text{ kN}$$

**5. Les vérifications :**

**a. Moment fléchissant :**

Le moment fléchissant  $M_{sd}$  dans les sections transversales de classe 1 et 2 doit satisfaire à la condition suivante :

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

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 275 \times 10^3}{1} = 280.225 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{1.64 \times 8^2}{8} + \frac{47,56 \times 8}{2} = 203.41 \text{KN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \dots \dots \dots$  donc condition vérifiée

**b. Vérification au cisaillement :**

On doit vérifiée que :  $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{3514 \times 275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1} = 557.922 \text{kN}$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} + \frac{3R_u}{2} = \frac{1.64 \times 8}{2} + \frac{3 \times 47.56}{2} = 77,92 \text{kN}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots \dots \dots$  donc condition vérifiée

On a  $V_{sd} < 0.5V_{plrd}$

donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant .

**c. Vérification de la rigidité :**

On doit vérifiée que :  $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{mm}$$

$$f = f_1 + f_2$$

$$f_1 = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.20 \times 8000^4}{384 \times 2.10 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 1,873 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 34.47 \times 8000^3 \times 10^3}{384 \times 2.10 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 25,56 \text{mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 27,43 \text{mm}$$

$f \leq f_{adm} \dots \dots \dots$  condition vérifiée

**d. Vérification de déversement :**

Le maintien latéral de la semelle comprimée de la poutre par le plancher collaborant rend cette dernière peu sensible au déversement ; du fait qu'il constitue un blocage de la

rotation et qu'il réduit la longueur de déversement. Donc la vérification de déversement n'est pas, nécessaire [10].

**IV.3.1.2. Phase finale :**

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

**1. Les charges et les surcharges :**

\_ Le poids propre du profilé Ipe360 .....  $G_p=0.571\text{kN/ml}$

\_ La charge permanent .....  $G = 6.56\text{kN}$

\_ surcharges d'exploitation .....  $Q= 1\text{kN}$

**2. Les charges et les surcharges par mètre linière :**

$$G= G_p+ G \times b = 0.571+6.72 \times 0.17=1.71\text{kN/ml.}$$

$$Q=Q \times b = 1 \times 0.17=0.17\text{kN/ml}$$

**3. Combinaison des charges :**

- ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1.71 + 1.5 \times 0.17 = 2.56\text{kN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q = 1.71 + 0.17 = 1.88\text{ kN/ml}$$

**4. Calcul des réactions des solives :**

$$R = \frac{q \times L_{solive}}{2}$$

$$\begin{cases} q_u = 21.44\text{kN/ml} \\ q_s = 15.66\text{kN/ml} \end{cases} \quad (\text{Solive})$$

- ELU :

$$R_u = \frac{21.44 \times 6}{2} + \frac{21.44 \times 3}{2} = 96.48\text{kN}$$

- ELS :

$$R_s = \frac{15.66 \times 6}{2} + \frac{15.66 \times 3}{2} = 70.47\text{kN}$$

**5. Détermination de la section mixte :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l}{8} \\ b \end{array} \right. \quad l: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuyée}$$

$b$ : entraxe entre les poutres

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 8}{8} = 2m \\ b = 6m \end{array} \right.$$

Donc :  $b_{eff} = 2m$

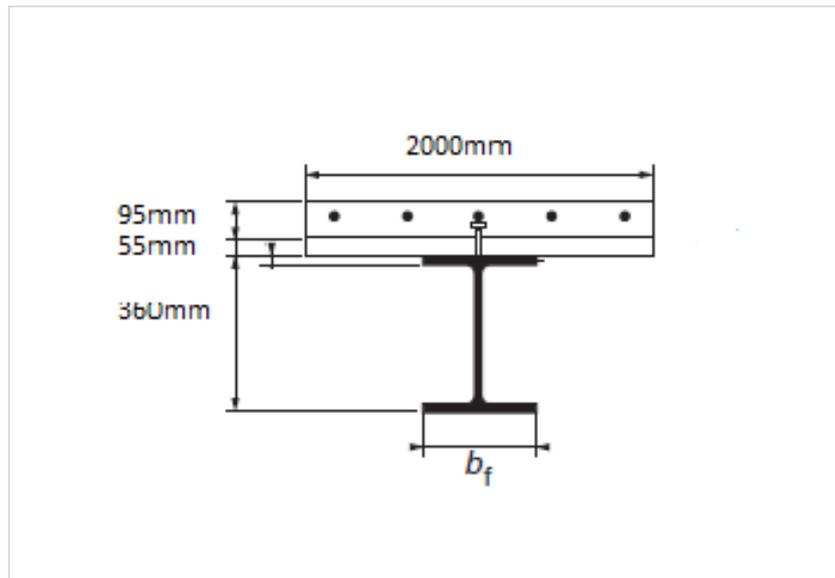


Figure IV. 12: largeur efficace de la zone comprimée.

**6. Position de l'axe neutre plastique :**

**a. Résistance de compression de la dalle en béton :**

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}$$

Avec :

- \_  $h_c$  = partie de béton au-dessus du bac d'acier ;
- \_  $f_{ck}$  = résistance caractéristique du béton ;
- \_  $b_{eff}$  = la largeur effective.

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 \times 2000 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} = 2707.5kN$$

**b. Résistance de traction du profilé d'acier :**

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

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} = 1900.07kN$$

$R_{acier} < R_{béton}$  Donc l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle en béton.

**7. Les vérifications :**

**a. Moment fléchissant :**

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

Le moment résistance plastique développée par la section mixte vaut :

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

$$M_{plrd} = 1900.07 \left[ \frac{0.360}{2} + 0.095 + 0.055 - \left( \frac{1900.07 \times 0.095}{2707.5 \times 2} \right) \right] = 563.68kN.m$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2} = \frac{2.56 \times 8^2}{8} + \frac{96.48 \times 8}{2} = 406.4kN.m$$

$M_{sd} \leq M_{plrd} \dots \dots \dots$  donc condition vérifiée

**b. Vérification au cisaillement :**

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

$$V_{plrd} = 557.922kN$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} + \frac{3R_u}{2} = \frac{2.56 \times 8}{2} + \frac{3 \times 96.48}{2} = 154.96kN$$

$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots \dots \dots$  donc condition vérifiée

On a  $V_{sd} < 0.5V_{plrd} \rightarrow$  pas d'interaction entre le moment et l'effort tranchant .

**c. Vérification de la rigidité :**

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{8000}{250} = 32mm$$

$$f = \frac{5 \times Q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

Avec  $I_c$  : moments d'inertie de la section mixte exprimée en unité d'acier

$$I_c = A_{acier} \times \frac{(hc + 2 \times hp + ha)^2}{4(1 + m \times v)} + \frac{beff \times hc^3}{12 \times m} + I_{acier}$$

$$m = \frac{Ea}{Eb} = 15v = \frac{Aa}{Ab} = \frac{72.73}{9.5 \times 200} = 0.038$$

$$I_c = 7273 \times \frac{(95+2 \times 55+360)^2}{4(1+15 \times 0.038)} + \frac{200 \times 95^3}{12 \times 15} + 16270 \times 10^4 = 533.353 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Alors :

$$f_1 = \frac{5 \times 1.88 \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 533.353 \times 10^6} = 0.90 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 70.47 \times 8000^3 \times 10^3}{384 \times 2.10 \times 10^5 \times 533.353 \times 10^6} = 15.93 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 16.84 \text{ mm}$$

$f \leq f_{adm}$  ... .. condition vérifiée .

$$f_{final} = f_{max}^{initial} + f_{max}^{final} \leq f_{adm}$$

➤ Le profilé IPE360 est retenu pour le plancher terrasse de notre structure

**Tableau IV. 4: Récapitulatif pour les poutres de plancher courant de chaque niveau.**

Niveau	Q (kN/m <sup>2</sup> )	Langur (m)	Profile	M <sub>sd</sub> (kN)	M <sub>plrd</sub> (kN)	V <sub>sd</sub> (kN)	V <sub>plrd</sub> (kN)	Flache Admissible	Flache finale
terrasse	1	8	IPE360	203,41	280,225	42,249	557,922	32	30,42414
5em étage	1,5		IPE360					32	
4em étage	1,5	8	IPE450	512,1026	851,197	104,964	807,35	32	25,11
	4								
3em étage	3,5	3	IPE300	174,336	329,28	87,8	407,72	12	8,94
	2,5	7,11	IPE450	592,83	836,56	132,06	807,35	28,44	23,27
	1,5	8	IPE450	512,1026	851,197	104,964	807,35	32	25,11
	4								
2em étage	1,5	8	IPE450	512,1026	851,197	104,964	807,35	32	25,11
	4								
	2,5	7,11	IPE450	592,83	836,56	132,06	807,35	28,44	23,27
1er étage	6	6	IPE400	500,72	658,39	132,36	693,67	24	19,90
	1,5	8	IPE450	512,1026	851,197	104,964	807,35	32	25,11
	4								
RDC	2,5	8	IPE450	592,83	836,56	132,06	807,35	28,44	23,27

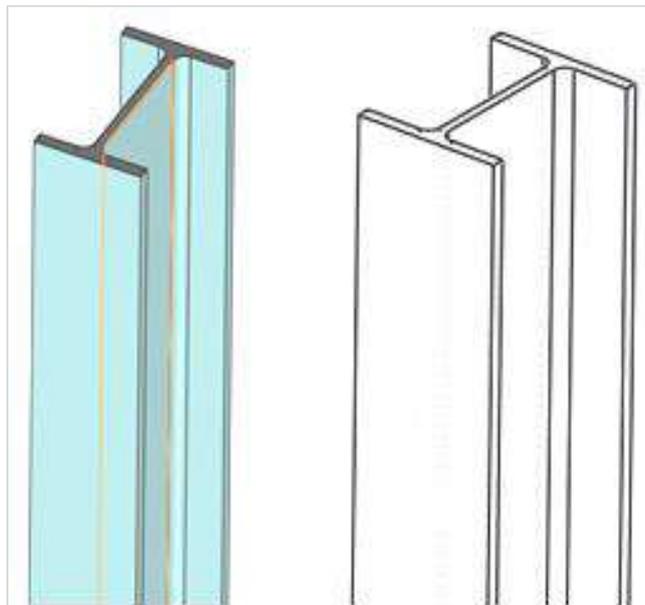
### **IV.4. Pré-dimensionnement des poteaux :**

#### **IV.4.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux des ossatures de bâtiments sont soumis à la compression et parfois ils peuvent être comprimés et fléchis (selon le système statique adopté). Son rôle est de transmettre les efforts aux fondations.

Les poteaux sont réalisées habituellement à partir de profilées laminées en **I** ou **H** (sont les plus utilisées) ou en profiles reconstituées soudées, tubulaire.

Pour notre structure possède des poteaux en profilé **HEA**



**Figure IV. 13: poteaux en IPE et HE.**

#### **IV.4.2. Principe de calcul :**

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple

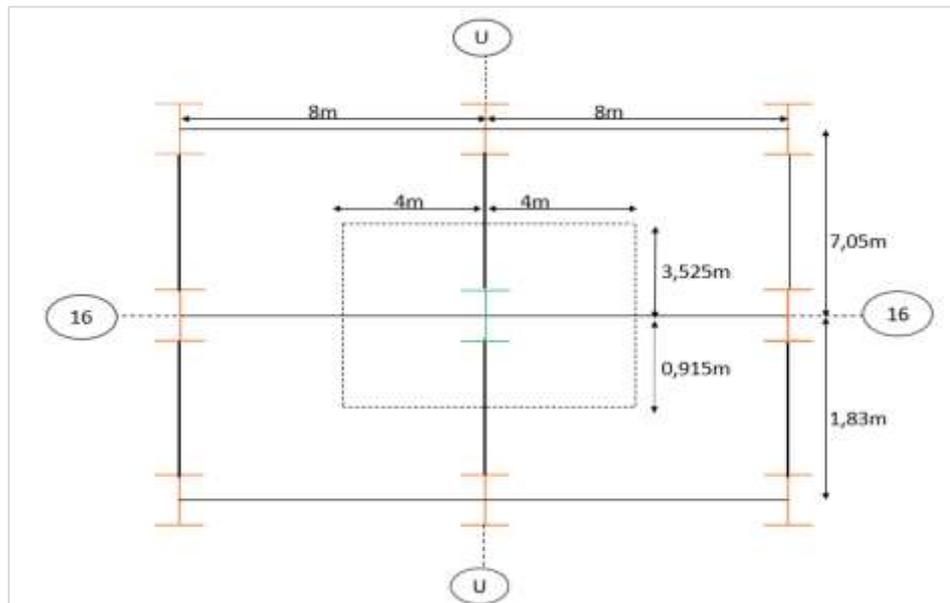
#### **IV.4.3. Étapes de pré dimensionnement :**

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

**Remarque :** nous avons choisi le poteau la plus sollicité dans chaque zone et on fait la pré-dimensionnement.

**IV.4.4. Exemple de calcul pour un poteau central : (poteau U-16)**

- Plancher terrasse :
- \_ La section :  $S= 35,52m^2$
- \_ Charge permanent :  $G=6.72kN/m^2$
- \_ Charge d'exploitation :  $Q=1kN/m^2$



**Figure IV. 14: la surface reprise par le poteau U-16.**

**IV.4.4.1. Charge permanente :**

- \_ Poids propre du plancher terrasse : ..... 238.69KN
- \_ Poids propre de la poutre porteuse IPE360 : ... ..... 4.568KN
- \_ Poids propre de la poutre non porteuse IPE200 : ..... 0.995KN
- \_ Poids propre des solives IPE200 : ..... 2.98KN
- $G_t=247.233kN$

**IV.4.4.2. Charge d'exploitation :**

$$Q=1 \times S= 35,52 \text{ KN}$$

Alors :

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

$$N_{sd} = 1.35 \times 247.233 + 1.5 \times 35,52 = 387.0445kN$$

**IV.4.4.3. Pré dimensionnement :**

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{387.0445 \times 10^3 \times 1}{275} = 1407,43 \text{mm}^2$$

✓ On choisit un HEA120

La charge d'exploitation de chaque étage d'après la loi de dégression dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV. 5: le résultat de la surcharge Q.**

Niveau	La charge	$\sum$ surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Q <sub>0</sub>	1
4 <sup>eme</sup>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>0</sub> +4=5
3 <sup>eme</sup>	Q <sub>2</sub>	Q <sub>0</sub> +0.95 × (4×2)=8.6
2 <sup>eme</sup>	Q <sub>3</sub>	Q <sub>0</sub> +0.90 × (4× 3) = 11.8
1 <sup>er</sup>	Q <sub>4</sub>	Q <sub>0</sub> +0.85 × (4× 4) = 14,6

Les résultats des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV. 6: Résultats de poteaux choisis.**

Niveau	G [kN]	Q[kN]	Nsd [kN]	A[mm <sup>2</sup> ]	Profilé choisi
Terrasse	247,241	35,52	387,054864	1407,472233	HEA120
4 <sup>eme</sup>	448,305	177,6	871,612128	3169,498647	HEA160
3 <sup>eme</sup>	649,37	305,472	1334,857392	4854,02688	HEA200
2 <sup>eme</sup>	850,435	419,136	1776,790656	6461,056931	HEA240
1 <sup>er</sup>	1051,5	518,592	2197,41192	7990,5888	HEA260

**IV.4.4.4. Vérification de la résistance au flambement :**

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

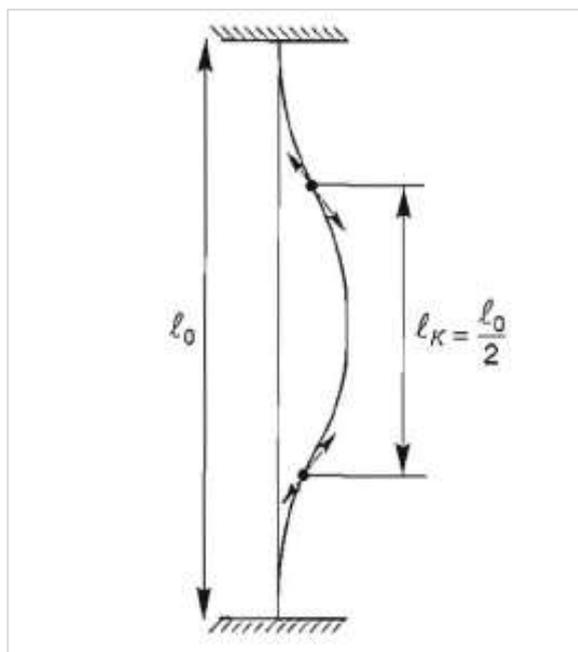
– Pour le niveau 1<sup>er</sup> étage (L=3,9m) :

**Tableau IV. 7: Caractéristique du profilé HEA260.**

Profilé	h [mm]	b [mm]	$t_f$ [mm]	$t_w$ [m] m]	A[cm <sup>2</sup> ]	$i_y$ [cm]	$I_z$ [cm]
HEA260	250	260	12.5	7.5	86.82	10.97	6.50

- $\beta_A = 1$  (classe 1)
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.9244$
- $\lambda_1 = 93.91\varepsilon = 86.812$
- La longueur de flambement :

$$L_{fy} = L_{fz} = 0.5L = 1.95m \text{ (Encastré –Encastré).}$$



**Figure IV. 15: Schéma représentatif de longueur de flambement**

- Elancement maximal :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{1.95 \times 10^3}{10.97 \times 10} = 17.775$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{1.95 \times 10^3}{6.5 \times 10} = 30$$

$\lambda_y < \lambda_z \rightarrow$  le plan de flambement XOZ et L'axe  $y - y$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{30}{86.81} = 0.3456 > 0.2 \rightarrow \text{donc risque de flambement}$$

- Vérification du flambement :

On a  $\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.96 < 1.2$  et  $tf = 12.5mm < 100mm$

$\rightarrow$  courbe de flambement : courbe c ( $\alpha = 0.49$ )

$$\checkmark \phi = 0.5 \times (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\checkmark \phi = 0.5 \times (1 + 0.49(0.3456 - 0.2) + 0.3456^2)$$

$$\checkmark \phi = 0.595$$

Alors :

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.55 + (0.55^2 - 0.27^2)^{0.5}} = 0.925752334$$

Donc :

$$N_{brd} = \frac{0.926 \times 1 \times 86.812 \times 10^2 \times 275}{1.1} \times 0,001 = 2009.69kN$$

$N_{sd} = 2197,41192kN < N_{brd} = 2009.69kN$  ... .. Condition pas vérifiée

Alors on augmente la section et revérifier le flambement

**Remarque :** tant que la même procédure de calcul répéter dans les autres poteaux on a récapitulé les résultats dans les tableaux suivante :

➤ **Poteaux centraux (U-16) :**

**Tableau IV. 8: Pré dimensionnement de poteau U-16.**

Niveau	Surface (m <sup>2</sup> )	H(m)	N <sub>sd</sub> (kN)	Profile choisie	N <sub>brd</sub> (kN)	Vérification	Ration
terrasse	35,52	3	387,054864	HEA240	1835,08	oui	0,211
4em étage		3	871,612128	HEA240	1835,08		0,475
3eme étage		3	1334,857392	HEA280	2373,57		0,562
2eme étage		3	1776,790656	HEA300	2768,56		0,642
1er étage		3,9	2197,41192	HEA300	2669,62		0,823

➤ **Poteaux de rive (B-8) :**

**Tableau IV. 9: Pré dimensionnement de poteau B-8.**

Niveau	Surface (m <sup>2</sup> )	H(m)	N <sub>sd</sub> (kN)	Profile choisie	N <sub>brd</sub> (kN)	Vérification	Ration
terrasse	9	3	101,423475	HEA120	507,917	Oui	0,2
4em étage		3	103,237875	HEA120	507,917		0,203
3eme étage		3	217,392525	HEA140	666,162		0,326
2eme étage		6,9	320,087025	HEA160	524,156		0,611
1er étage							

➤ **Poteaux de rive (L-1) :**

**Tableau IV. 10: Pré dimensionnement de poteau L-1.**

Niveau	Surface (m <sup>2</sup> )	H(m)	N <sub>sd</sub> (kN)	Profile choisie	N <sub>brd</sub> (kN)	Vérification	Ration
terrasse	12	3	137,19015	HEA120	507,917	Oui	0,27
4em étage		3	311,27175	HEA120	507,917		0,613
3eme étage		3	478,15335	HEA160	852,073		0,561
2eme étage		6,9	637,83495	HEA200	892,759		0,714
1er étage							

➤ **Poteaux centraux (F-10) :**

**Tableau IV. 11: Pré dimensionnement de poteau F-10.**

Niveau	Surface (m <sup>2</sup> )	H(m)	N <sub>sd</sub> (kN)	Profile choisie	N <sub>brd</sub> (kN)	Vérification	Ration
terrasse	36,3	6	395,6848425	HEA240	1535,9	Oui	0,258
4em étage							
3eme étage		3	803,283345	HEA280	2373,57		0,338
2eme étage		3	1197,269348	HEA300	2768,56		0,432
1er étage		3,9	1740,554528	HEA300	2669,62		0,652

**IV.5. Conclusion :**

Les différentes règles nous permis de pré dimensionner tous les éléments structuraux de notre ouvrage (poteaux, poutres). Mais les résultats trouvés ne sont pas définitifs car ils peuvent être modifié après l'étude dynamique. Ces résultats nous serviront de base dans la suite.

Après avoir effectué les calculs nécessaires, nous avons conclu que les plancher de notre structure sont des dalle mixte d'une épaisseur de 15 cm posée sur une tôle nervurée HI-BOND 55 d'une épaisseur de 0.75 mm, le tout soutenu par des solives IPE200.

# **Chapitre V :**

## Etude dynamique

### **V.1. Introduction :**

Un tremblement de terre est une libération soudaine de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le mouvement relatif de différentes régions de la croûte terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, il se produit une rupture d'équilibre qui conduit à l'apparition d'ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions jusqu'à la surface de la Terre. Ces glissements de terrain soulèvent les structures en déplaçant leurs arcs et gonflent quelque peu la structure. Le degré d'amplification dépend avant tout de la durée de construction et de la nature du sol.

Pour cela, étudier le comportement dynamique des ouvrages est important pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des ouvrages de génie civil. Il permet de calculer les efforts et déplacements maximaux lors d'un séisme.

L'analyse est effectuée à l'aide du modèle d'éléments finis du bâtiment qui a été généré à partir des plans de construction à l'aide du logiciel ETABS. Ce qui permet de simplifier suffisamment l'étude, souvent complexe.

### **V.2. Etapes de la modélisation de la structure :**

#### **V.2.1. Description du logiciel ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul exclusivement dédié au calcul de bâtiments. Avec une interface graphique unique, il est facile et rapide de modéliser tous types de bâtiments. Il propose une large gamme de possibilités pour l'analyse statique et dynamique. L'ETABS Permet de prendre en considération les propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structurels selon différents règlements en vigueur mondialement (Eurocode, UBC, ACI...etc.).

En outre, comme point de départ pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain sur les codes de calcul les plus répandus. En effet, grâce à ces différentes fonctions il permet un chargement automatique et rapide décent, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité,

Du plus, ce logiciel utilise une terminologie spécifique au domaine de construction (plancher, dalle, linteau, etc.). ETABS permet également le transfert de données vers d'autres logiciels (SAP par exemple).

### **V.2.2. Modélisation des éléments structuraux :**

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type « frame » à deux nœuds.
- Les solives, les poutres secondaires et les contreventements sont aussi modélisés par des éléments type frame à deux nœuds relâchés.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

### **V.2.3. Modélisation de la masse :**

On calcule la masse de plancher de façon à inclure la quantité  $\beta Q$  [2] (dans ce cas ( $\beta = 0,3$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments concentrés non structuraux, a été répartie sur les poutres concernées.

### **V.3. Présentation de la méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mène suivant trois méthodes [2] :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale

#### **V.3.1. La méthode statique équivalente]:**

C'est une méthode simple qui traite seulement du 1<sup>er</sup> mode de vibration et elle néglige les autres modes. Elle fait remplacer l'effort dynamique par une autre statique équivalente fictive. La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment du bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 30m en zone III et IIb ,65m en zone IIa.
- Le bâtiment ou bloc étudié présent une configuration irrégulière tout en respectant outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :
  - Zone I : tous groupes
  - Zone II :

- \_ groupe d'usage 3 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.
- Zone III :
- \_ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
  - \_ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
  - \_ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.82

### **V.3.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

L'analyse par accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prévoir les forces et les contraintes des différents composants structurels. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol, elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent en compte des modifications du comportement des composants. Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone.

### **V.3.3. La méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode spectrale, il est applicable à tous type de bâtiments est utilisée pour n'importe quel type de structure elle est basée sur un calcul élastique-linéaire, nécessite une analyse modale préalable elle est utilisable pour n'importe quelle action dynamique.

Le principe de la méthode spectrale repose sur la base modale dans l'objectif d'obtenir la réponse sismique de la structure (déplacement). Elle prend en compte tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale de la structure.

### **V.4. Choix de la méthode de calcul :**

Pour choisir la méthode à utiliser, il convient de vérifier un certain nombre de conditions conformément les Règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).

Si les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas tous satisfaits. On doit donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99.

Notre cas, Tipaza est classée dans une zone de sismicité élevée ZONE III, ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en Groupe 1B. Le calcul sismique sera effectué par la méthode dynamique spectrale car notre bâtiment ne répond pas aux critères (4.1.2.a) requis par RPA99V2003, lorsque la méthode statique équivalente est appliquée.

**V.5. Application de la méthode :**

**V.5.1. La force sismique totale V :**

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

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

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de [2] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\rightarrow \begin{cases} \text{zone sismique III} \\ \text{groupe Ib} \end{cases} \rightarrow A = 0.3$$

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- **T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 de RPA.

$$\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases} \rightarrow (\text{catégorie S3})$$

- **$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

- où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\rightarrow \xi = 4 \text{ (Acier léger)}$$

$$\text{Alor : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1.08$$

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques données par [2]:

$$T = \min(C_T h_N^{3/4}; 0.09 h_N / \sqrt{D})$$

Avec :

- $h_N$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).  
 $\rightarrow h_N = 22m$
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$C_T \rightarrow 0.050$$

- D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **Suivant XX :**  $D = 73.61m$

$$T = \min(0.050 \times 22^{3/4}; 0.09 \times 22 / \sqrt{73.61}) \quad \rightarrow T = 0.23s$$

➤ **Suivant YY :**  $D = 36m$

$$T = \min(0.050 \times 22^{3/4}; 0.09 \times 22 / \sqrt{36}) \quad \rightarrow T = 0.33s$$

▪ **R : coefficient de comportement global de la structure :**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de [2].

$$\rightarrow R = 3 \left\{ \begin{array}{l} \text{la structure est métallique est contreventé par un système} \\ \text{de palées traingulaire en V} \end{array} \right.$$

▪ **Q : facteur de qualité :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- \_ la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- \_ la régularité en plan et en élévation
- \_ la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

- \_ Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait o non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de [2].

**Tableau V. 1 : facteur de qualité suivants les 2 sens [2]**

Critère q	$P_q$			
	Suivant XX		Suivant YY	
	Observé	N. observé	Observé	N. observé
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0		0	
2. Redondance en plan	0		0	
3. Régularité en plan		0.05		0.05
4. Régularité en élévation		0.05		0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0.05		0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0.10		0.10
Totale	0.25		0.25	

$$\rightarrow \begin{cases} Q_x = 1 + 0.15 = 1.25 \\ Q_y = 1 + 0.15 = 1.25 \end{cases}$$

▪ **W : poids total de la structure,**

W est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- \_  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- \_  $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation
- \_  $\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 de [2] (pour notre cas  $\beta = 0.30$ )

**V.5.2. L'analyse modale spectrale :**

L'analyse modale spectrale permet se cherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets générés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. On combine ensuite ces effets afin d'obtenir la réponse de la structure :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

Pour cette étude, le spectre est fourni par le logiciel (spectre RPA99) et comprend les données suivantes :

- Zone sismique III
- Groupe d'usage IB
- Coefficient de compotment R = 3
- Facture de qualité  $Q_x = Q_y = 1.15$
- Pourcentage d'amortissement critique  $\xi = 4$

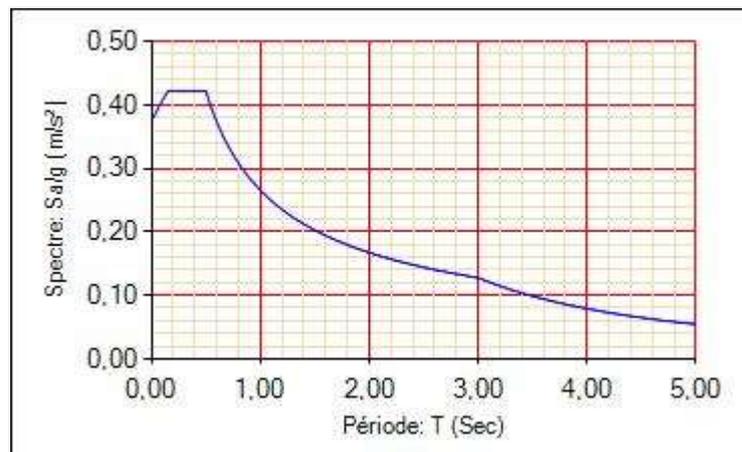


Figure V. 1: spectre de réponse.

➤ **Nombre de mode à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibrations devant être retenue dans chacune des deux directions d'excitation doit être telle que :

- \_ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- \_ Lorsque tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) 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 minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20\text{sec}$$

Avec :

- \_ N: est le nombre de niveau au dessus du sol
- \_  $T_k$ : la période du mode K.

**V.5.3. Résultat de l'analyse dynamique :**

**V.5.3.1. Modèle initiale :**

Les dimensions des éléments utilisées :

- \_ Les poteaux :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{le RDC et 1}^{\text{er}} \text{ étage : HEA300} \\ \text{le reste des étages : HEA280} \end{array} \right.$
- \_ Les poutres principales : IPE450 pour les étages courants et IPE360 pour la terrasse
- \_ Les solives et les poutres secondaires : IPE200
- \_ Le modèle initial est sans les palées de stabilités.

**Remarque :** Pour faciliter la modélisation et éviter les problèmes, nous avons inséré le cinquième étage (5<sup>eme</sup>) sous la forme d'une force concentrée sur les poteaux. ( il y aura un déséquilibre du centre de rigidité).

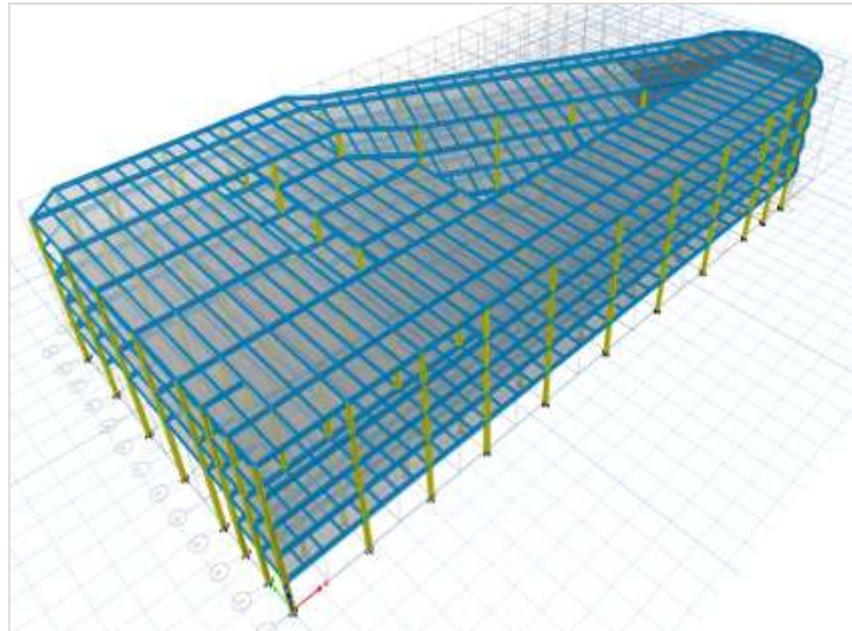


Figure V. 2: Modèle initial de la structure en 3D.

**V.5.3.1.1. Période et participation du model :**

**Tableau V. 2: Pourcentage de la participation massique.**

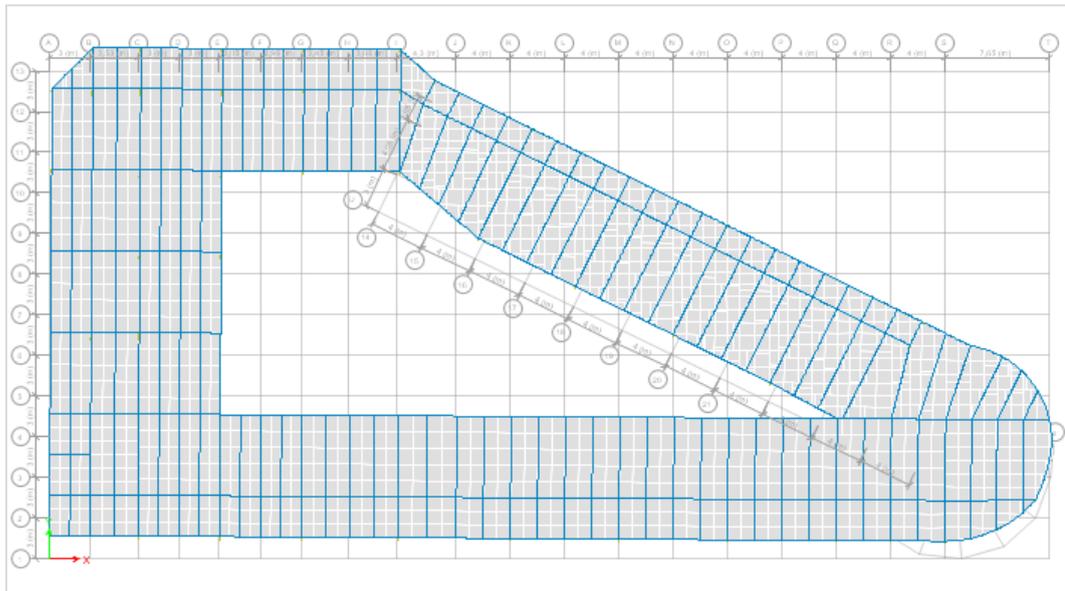
Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	2,445	0,0043	0,8565	0,0043	0,8565
Modal	2	1,77	0,0044	0,0029	0,0087	0,8594
Modal	3	1,308	0,8807	0,0056	0,8893	0,865
Modal	4	0,903	0,0015	0,0879	0,8908	0,953
Modal	5	0,626	0,0008	0,0082	0,8916	0,9611
Modal	6	0,485	0,0787	0,0029	0,9703	0,9641
Modal	7	0,459	0,0034	0,0246	0,9737	0,9887
Modal	8	0,338	0,0001	0,001	0,9738	0,9897
Modal	9	0,321	0,00001425	0,0054	0,9739	0,9951
Modal	10	0,312	5,912E-07	0,0001	0,9739	0,9952
Modal	11	0,301	6,951E-07	6,704E-07	0,9739	0,9952
Modal	12	0,287	0,000001738	0	0,9739	0,9952
Modal	13	0,282	0	0	0,9739	0,9952
Modal	14	0,276	0	0	0,9739	0,9952
Modal	15	0,273	0,0194	0,0001	0,9932	0,9953

- \_ A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir de mode 6eme, ce qui fait, que ce nombre de mode est suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.
- \_ Une période fondamentale :  $T = 2.445$  sec.

**Résultat obtenu :**

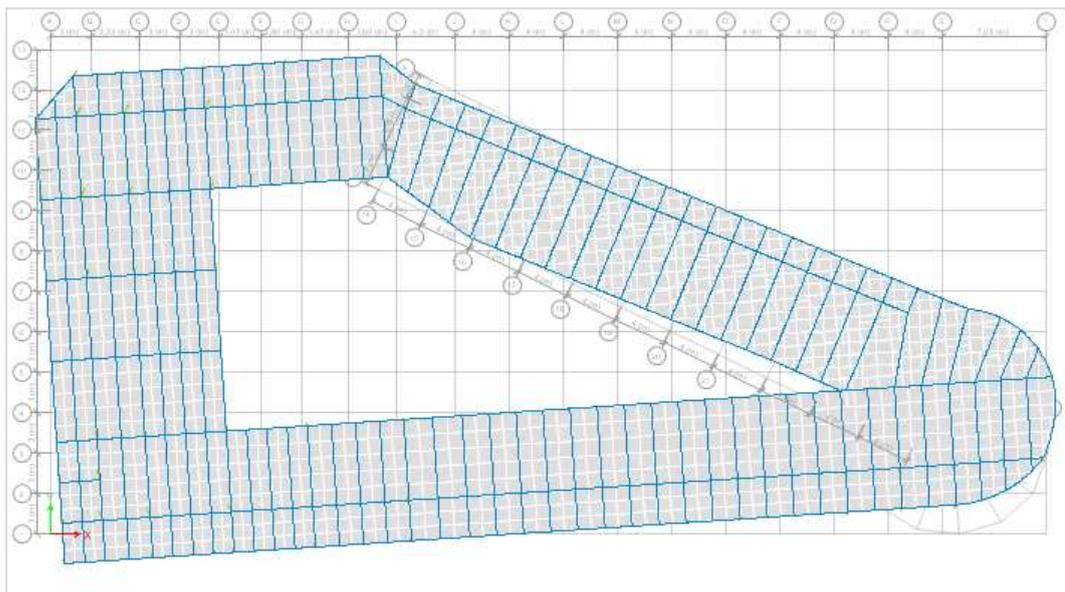
• **Modes de vibration obtenue :**

– **Premier mode de vibration :** une translation suivant Y-Y :



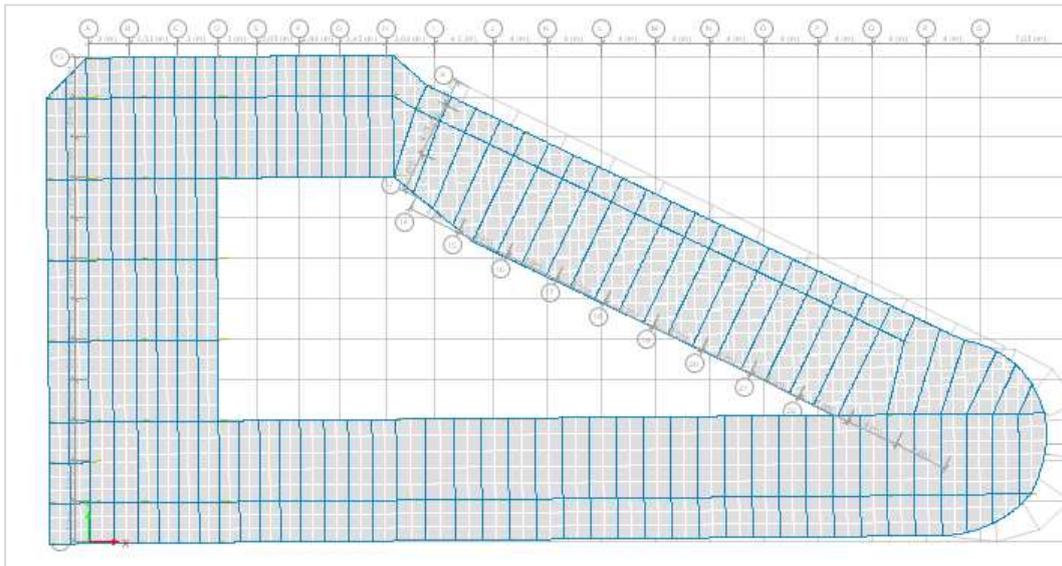
**Figure V. 3:1er mode de vibration : translation suivant Y-Y avec un période de 2.445 secs.**

– **Deuxième mode de vibration :** une rotation autour de Z-Z



**Figure V. 4: 2eme mode de vibration : rotation autour de Z-Z avec un période de 1.77 secs.**

**Troisième mode de vibration : une translation suivant X-X :**



**Figure V. 5: 3eme mode de vibration : translation suivant X-X avec un période de 1.323 secs.**

**V.5.3.1.2. Choix de la période T utilisée pour le calcul :**

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numérique ne doivent pas dépasser celles estimées des formule empiriques appropriées de plus de 30%. [10]

**Tableau V. 3: choix de la période de calcul [11]**

Si :	La période choisie pour le calcul de facteur D est
$T_{analytique} \leq T_{empérique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empérique} < T_{analytique} < 1.3T_{empérique}$	$T = T_{empérique}$
$T_{analytique} > 1.3T_{empérique}$	$T = 1.3T_{empérique}$

➤ **Suivant XX :**

$$\begin{cases} T_{empérique} = 0.23s \\ T_{analytique} = 1.323s \end{cases} \rightarrow T_{analytique} > 1.3T_{empérique} = 0.299s$$

➤ **Suivant YY :**

$$\begin{cases} T_{empérique} = 0.33s \\ T_{analytique} = 2.467s \end{cases} \rightarrow T_{analytique} > 1.3T_{empérique} = 0.429s$$

D'après les résultats on note que la structure est souple.

**V.5.3.1.3. Vérification du déplacement inter étage :**

D'après l'article (Art 5.10) du [2], les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

— **Le déplacement horizontal** à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R\delta_{ek}$

Avec :

- $\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)
- $R$ : Coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

➤ **Suivant XX :**

**Tableau V. 4: Vérification de déplacement suivant le sens X-X.**

étage	Niveau (m)	$\delta_{ex}$ (mm)	$\Delta_{ex}$ (mm)	$\Delta_x$ (mm)	0,01H (mm)	Observation
RDC	3,90	41,15	123,45	123,45	39,00	Non Vérifiée
1	3,00	66,49	199,48	76,03	30,00	Non Vérifiée
2	3,00	87,53	262,60	63,12	30,00	Non Vérifiée
3	3,00	105,56	316,68	54,08	30,00	Non Vérifiée
4	3,00	111,87	335,61	18,93	30,00	Non Vérifiée

➤ **Suivant YY :**

**Tableau V. 5 : Vérification de déplacement suivant Y-Y.**

étage	Niveau (m)	$\delta_{ey}$ (mm)	$\Delta_{ey}$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)	0,01H (mm)	Observation
RDC	3,90	83,46	250,37	250,37	39,00	Non Vérifiée
1	3,00	141,62	424,86	174,49	30,00	Non Vérifiée
2	3,00	190,62	571,86	147,00	30,00	Non Vérifiée
3	3,00	267,12	801,36	229,50	30,00	Non Vérifiée
4	3,00	243,62	730,87	-70,49	30,00	Non Vérifiée

D'après les résultats obtenus on remarque que ce modale n'est pas vérifié, donc il faut l'améliorer.

**V.5.3.1.4. Résultante des forces sismiques de calcul :**

Le résultat des efforts sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne peuvent être inférieures à 80 des forces sismiques résultantes calculées par la méthode de l'équivalent statique  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique adéquate. Si  $V_t < 0.8V$ , il sera nécessaire d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8V/V_t$ .

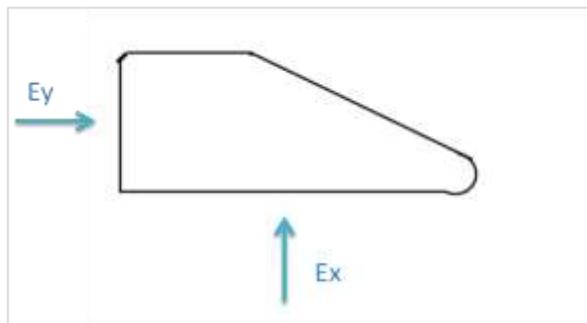
➤ D'après les résultats du logiciel "ETABS" les réactions à la base est comme

suit :

$$\begin{cases} E_x = 16832.40kN \\ E_y = 10969.50kN \end{cases}$$

➤ La méthode statique équivalente donne les résultats suivants :

$$W = 85562.11 \rightarrow \begin{cases} V_x = 23072.62kN \\ V_y = 13142.79kN \end{cases}$$



**Tableau V. 6vérification de la force sismique suivant les 02 sens.**

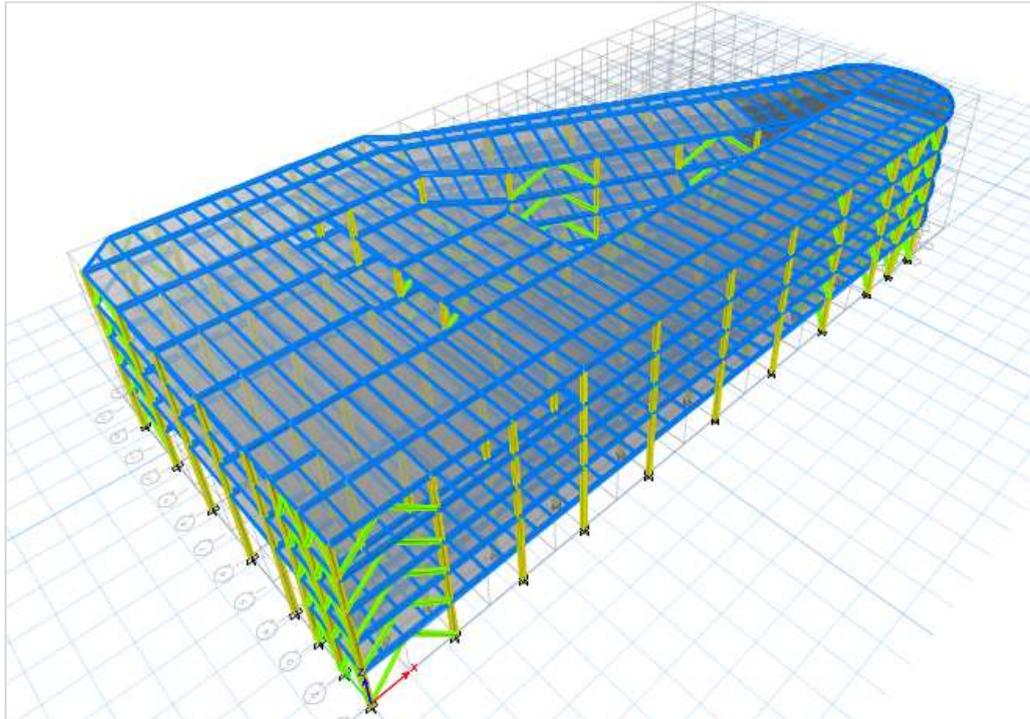
	$V_{t,dyn}$	$V$	$0.8V$	r	$V_t < 0.8V$
Le sens XX	16832.40	15096.57	12077.26	0.72	vérifiée
Le sens YY	10969.50	9964.26	7971.91	0.73	vérifiée

Avec :  $r = \frac{0.8V}{V_{t,dyn}}$

**V.5.3.2. Modèle intermédiaire :**

Pour arriver au modèle final avec un bon comportement, nous a vous passé par plusieurs configurations. Voici dans ce qui suit un model intermédiaire parmi les modèles par lesquelles nous sommes passés.

On a ajouté des contreventements V pour libérer les fenêtres à l'extérieur et les portes au milieu dans les deux sens. Tous les contreventements de la structure sont du même profilé tubulaire Tub220\*220\*16.



**Figure V. 6: modèle intermédiaire de la structure en 3D.**

**V.5.3.2.1. Période et participation du model :**

**Tableau V. 7: Pourcentage de participation massique pour le modèle intérimaire.**

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,611	0,0518	0,7284	0,0518	0,7284
Modal	2	0,472	0,4866	0,0358	0,5384	0,7642
Modal	3	0,469	0,033	0,0021	0,5714	0,7663
Modal	4	0,453	0,2322	0,0163	0,8036	0,7826
Modal	5	0,291	0,000001013	0	0,8036	0,7826
Modal	6	0,276	0,00003047	0,0001	0,8036	0,7827
Modal	7	0,274	0,00000117	0,000001704	0,8036	0,7827
Modal	8	0,265	0,000002833	0,000001663	0,8036	0,7827
Modal	9	0,264	0,000006568	0,00000193	0,8036	0,7827
Modal	10	0,257	0,00001811	0,00001634	0,8036	0,7828
Modal	11	0,25	0,00004095	0,0001	0,8037	0,7829
Modal	12	0,249	0	0,0001	0,8037	0,783
Modal	13	0,247	0	0,0015	0,8037	0,7844
Modal	14	0,247	0,000003346	0,00003461	0,8037	0,7845
Modal	15	0,244	0,000009641	0,0002	0,8037	0,7846
Modal	16	0,243	0	0,000006009	0,8037	0,7846
Modal	17	0,242	0,0001	0,0016	0,8037	0,7863
Modal	18	0,241	0	0,00001232	0,8037	0,7863
Modal	19	0,239	0,006	0,0673	0,8097	0,8536
Modal	20	0,235	0,001	0,0103	0,8107	0,8639
Modal	21	0,233	0,0021	0,0635	0,8127	0,9274
Modal	22	0,231	0,000002329	0,0001	0,8128	0,9275
Modal	23	0,229	0,0001	0,00002442	0,8128	0,9275
Modal	24	0,228	0,0009	0,0055	0,8137	0,933
Modal	25	0,228	0,0003	0,0012	0,8141	0,9342
Modal	26	0,227	0	0,00001478	0,8141	0,9342
Modal	27	0,224	0,0007	0,0082	0,8147	0,9424
Modal	28	0,222	0,0001	0,000004609	0,8148	0,9424
Modal	29	0,22	0,0002	0,00004165	0,815	0,9425
Modal	30	0,218	0,00004411	0	0,8151	0,9425
Modal	31	0,217	0,0001	0,00002326	0,8152	0,9425
Modal	32	0,211	0,0001	0	0,8152	0,9425
Modal	33	0,208	0,0001	0,0008	0,8153	0,9433
Modal	34	0,206	0,0002	0,0001	0,8155	0,9434
Modal	35	0,205	0	0,00001398	0,8155	0,9434
Modal	36	0,204	0	0,000009511	0,8155	0,9434
Modal	37	0,202	0	0,00002372	0,8155	0,9434
Modal	38	0,201	0,000008531	0,0001	0,8155	0,9435
Modal	39	0,201	0,00001011	0,0001	0,8155	0,9436

Modal	40	0,2	0,0005	0,0001	0,8161	0,9437
Modal	41	0,199	0,0001	0,000008762	0,8162	0,9437
Modal	42	0,198	0,0002	0,000003683	0,8164	0,9437
Modal	43	0,198	0,0011	0,00003228	0,8176	0,9437
Modal	44	0,197	0,000004317	0,000001159	0,8176	0,9437
Modal	45	0,196	0,0002	0,000006875	0,8178	0,9437
Modal	46	0,195	0,000004981	0,000003717	0,8178	0,9437
Modal	47	0,195	0,00000811	0	0,8178	0,9437
Modal	48	0,194	0,00002931	0,00001361	0,8178	0,9437
Modal	49	0,194	0,0003	0,00001703	0,8181	0,9438
Modal	50	0,193	0,000001017	0,0000156	0,8181	0,9438
Modal	51	0,192	0,000004712	0,000001986	0,8181	0,9438
Modal	52	0,191	0	0,000005144	0,8181	0,9438
Modal	53	0,191	0,0001	0,00004567	0,8182	0,9438
Modal	54	0,19	0,0002	0,0001	0,8184	0,9439
Modal	55	0,189	0,0012	0,000004747	0,8196	0,9439
Modal	56	0,189	0,00001017	0	0,8196	0,9439
Modal	57	0,188	0,0001	0,00001948	0,8197	0,9439
Modal	58	0,186	0,00002224	0,00002591	0,8197	0,9439
Modal	59	0,186	0,00001687	0	0,8197	0,9439
Modal	60	0,185	0,00003136	0	0,8198	0,9439
Modal	61	0,184	0,0004	0,0001	0,8202	0,944
Modal	62	0,183	0,0002	0,00003512	0,8204	0,9441
Modal	63	0,182	0,0014	0,00001529	0,8218	0,9441
Modal	64	0,182	0,00002634	0,00001879	0,8218	0,9441
Modal	65	0,18	0,00001319	0,000002264	0,8218	0,9441
Modal	66	0,178	0,0008	0	0,8227	0,9441
Modal	67	0,178	0,0013	0,0000349	0,824	0,9441
Modal	68	0,178	0,0018	0,0001	0,8258	0,9442
Modal	69	0,177	0,0992	0,0017	0,925	0,9459
Modal	70	0,176	0,0006	0,000006384	0,9256	0,9459
Modal	71	0,176	0,0031	0,00002844	0,9287	0,9459
Modal	72	0,175	0,000001492	0,000009189	0,9287	0,9459
Modal	73	0,174	0,0001	0,00000293	0,9288	0,9459
Modal	74	0,172	0,0001	0,0001	0,9289	0,946
Modal	75	0,171	0,0011	0,0002	0,93	0,9462

**Modes de vibration obtenue :**

- \_ Premier mode de vibration : une translation suivant Y-Y
- \_ Deuxième mode de vibration : une translation suivant X-X
- \_ Troisième mode de vibration : une rotation autour de Z-Z

**V.5.3.2.2. Choix de la période T utilisée pour le calcul :**

➤ **Suivant XX :**

$$\begin{cases} T_{\text{empérique}} = 0.23\text{s} \\ T_{\text{analytique}} = 0.472\text{s} \end{cases} \rightarrow T_{\text{analytique}} > 1.3T_{\text{empérique}} = 0.299\text{s} \rightarrow T = 1.3T_{\text{empérique}}$$

➤ **Suivant YY :**

$$\begin{cases} T_{\text{empérique}} = 0.33\text{s} \\ T_{\text{analytique}} = 0.611\text{s} \end{cases} \rightarrow T_{\text{analytique}} > 1.3T_{\text{empérique}} = 0.429\text{s} \rightarrow T = 1.3T_{\text{empérique}}$$

**V.5.3.2.3. Vérification du déplacement inter étage :**

➤ **Suivant XX :**

**Tableau V. 8: Vérification de déplacement suivant X-X.**

étage	Niveau (m)	$\delta_{ex}$ (mm)	$\Delta_{ex}$ (mm)	$\Delta_x$ (mm)	0,01H (mm)	Observation
RDC	3,90	6,41	19,22	19,22	39,00	Vérifiée
1	3,00	12,46	37,37	18,16	30,00	Vérifiée
2	3,00	18,35	55,04	17,67	30,00	Vérifiée
3	3,00	24,20	72,59	17,54	30,00	Vérifiée
4	3,00	29,79	89,37	16,79	30,00	Vérifiée

➤ **Suivant YY :**

**Tableau V. 9: Vérification de déplacement suivant Y-Y**

étage	Niveau (m)	$\delta_{ey}$ (mm)	$\Delta_{ey}$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)	0,01H (mm)	Observation
RDC	3,90	7,90	23,70	23,70	39,00	Vérifiée
1	3,00	16,08	48,25	24,55	30,00	Vérifiée
2	3,00	24,86	74,57	26,33	30,00	Vérifiée
3	3,00	34,00	102,01	27,44	30,00	Vérifiée
4	3,00	42,09	126,27	24,26	30,00	Vérifiée

D'après le tableau on remarque que les déplacements au sens Y-Y vérifié à la limite.

**V.5.3.2.4. Résultante des forces sismiques de calcul :**

➤ D'après les résultats du logiciel "ETABS" les réactions à la base est comme

suit :

$$\begin{cases} E_x = 27223.39\text{kN} \\ E_y = 24362.01\text{kN} \end{cases}$$

➤ La méthode statique équivalente donne les résultats suivants :

$$W = 86940.24kN \rightarrow \begin{cases} V_x = 29345.69kN \\ V_y = 25674.19kN \end{cases}$$

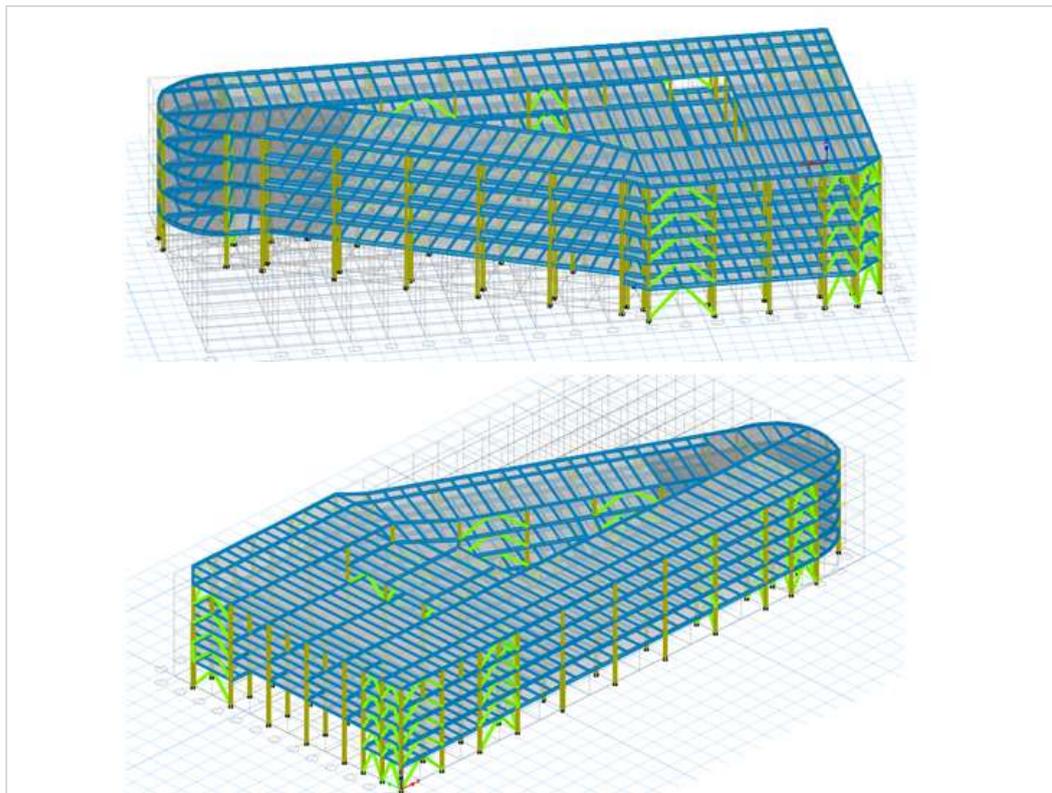
**Tableau V. 10: Vérification de la force sismique suivant le 2 sens.**

	$V_{t,dyn}$	$V$	$0.8V$	$r$	$V_t < 0.8V$
Le sens YY	24362.01	25674.19	20539.35	0.84	vérifiée
Le sens XX	27223.39	29345.69	23476.55	0.86	vérifiée

### V.5.3.3. Modèle finale :

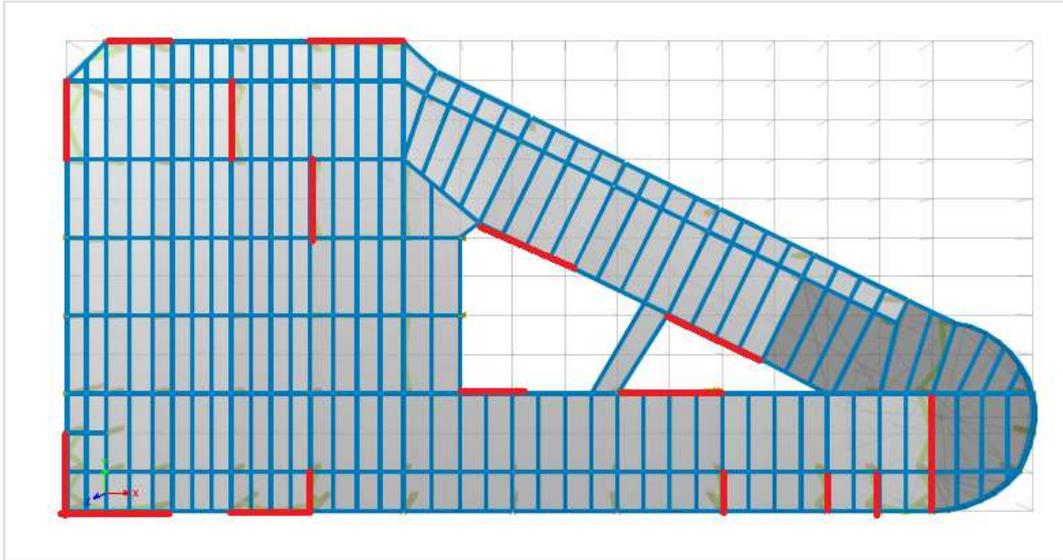
Le modèle suivant est le modèle qui vérifiée tous les conditions :

- la participation massique
- La réponse modale de la structure
- L'effort tranchant a la base
- Le déplacement inter étage
- L'effet  $p-\Delta$ .



**Figure V. 7: modèle finale de la structure en 3D.**

La figure suivante montré la position des contreventements qui on ajouté dans notre structure :



**Figure V. 8: position de contreventement pour le modèle final de la structure.**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- \_ Une période fondamentale :  $T = 0.491$  sec
- \_ La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du mode 59

**V.5.3.3.1. Période et participation du model :**

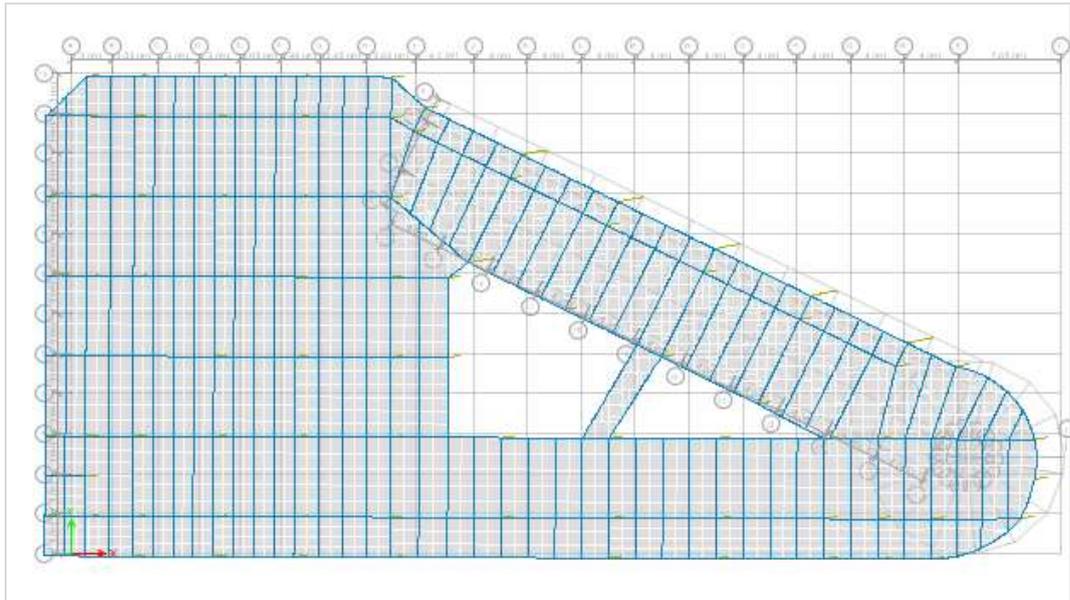
**Tableau V. 11: Pourcentage de participation massique pour le modèle final.**

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,491	0,7864	0,0201	0,7864	0,0201
Modal	2	0,478	0,0188	0,7666	0,8052	0,7867
Modal	3	0,36	0,0008	0,0028	0,806	0,7895
Modal	4	0,283	0	0	0,806	0,7895
Modal	5	0,269	0,0001	0,0001	0,8061	0,7895
Modal	6	0,261	0,000002438	7,688E-07	0,8061	0,7895
Modal	7	0,259	0,000003834	0	0,8061	0,7895
Modal	8	0,251	0,00001106	0,000004929	0,8061	0,7895
Modal	9	0,248	0,00001901	0,00001247	0,8061	0,7895
Modal	10	0,245	0,0001	0,0002	0,8063	0,7897
Modal	11	0,242	0,00004328	0,000006455	0,8063	0,7897
Modal	12	0,241	0	0,00002237	0,8063	0,7897
Modal	13	0,239	0,000001446	0	0,8063	0,7897
Modal	14	0,237	9,045E-07	0	0,8063	0,7897
Modal	15	0,235	0,0001	0,0002	0,8064	0,7899
Modal	16	0,235	0,0003	0,0003	0,8067	0,7902
Modal	17	0,234	0,0001	0,00003816	0,8068	0,7902
Modal	18	0,232	0,0003	0,0001	0,807	0,7903
Modal	19	0,232	0,00000191	0	0,807	0,7903
Modal	20	0,227	0,00003234	5,896E-07	0,8071	0,7903
Modal	21	0,227	0,0002	0,0005	0,8073	0,7908
Modal	22	0,226	0,00000784	0,00001389	0,8073	0,7908
Modal	23	0,223	0,0001	0,0013	0,8074	0,7921
Modal	24	0,223	0,000002985	0,00001046	0,8074	0,7921
Modal	25	0,221	0,00001323	0,00001912	0,8074	0,7921
Modal	26	0,22	0,0001	0,0001	0,8075	0,7922
Modal	27	0,218	0,0001	0,0001	0,8077	0,7923
Modal	28	0,214	0,0001	0,00003714	0,8077	0,7924
Modal	29	0,211	0,0002	0,0004	0,8079	0,7927
Modal	30	0,207	0,0001	0,0021	0,8081	0,7948
Modal	31	0,204	0,0015	0,0032	0,8096	0,798
Modal	32	0,201	0,000001281	0,0001	0,8096	0,798
Modal	33	0,201	0,00004497	0,000009793	0,8096	0,798
Modal	34	0,197	0,00001115	0,0001	0,8096	0,7981
Modal	35	0,197	0,0028	0,0026	0,8124	0,8008
Modal	36	0,197	0,0005	0,00004034	0,813	0,8008
Modal	37	0,196	0,00002817	0,0003	0,813	0,8011
Modal	38	0,195	0,00003859	0,0001	0,8131	0,8012
Modal	39	0,195	0	0,0002	0,8131	0,8014

Modal	40	0,194	0,0001	0,0014	0,8131	0,8028
Modal	41	0,193	0,0003	0,0002	0,8134	0,803
Modal	42	0,192	0,0002	0,0041	0,8136	0,807
Modal	43	0,192	0,0005	0,0043	0,8141	0,8113
Modal	44	0,191	0,0001	0,0057	0,8142	0,8171
Modal	45	0,19	0,0038	0,0269	0,818	0,844
Modal	46	0,189	0,00001927	0,000009432	0,818	0,844
Modal	47	0,188	0	0,0163	0,818	0,8603
Modal	48	0,188	0,0008	0,0148	0,8188	0,8751
Modal	49	0,187	0,00004924	0,0002	0,8189	0,8753
Modal	50	0,187	0,000007591	0,0011	0,8189	0,8763
Modal	51	0,187	0	0,0003	0,8189	0,8766
Modal	52	0,186	0	0,001	0,8189	0,8776
Modal	53	0,185	0,0000102	0,0314	0,8189	0,909
Modal	54	0,185	0,0001	0,0297	0,819	0,9387
Modal	55	0,183	0,0008	0,0036	0,8198	0,9423
Modal	56	0,183	0,0019	0,0043	0,8217	0,9466
Modal	57	0,182	0,0007	0,0015	0,8224	0,9481
Modal	58	0,181	0,0231	0,0001	0,8455	0,9482
Modal	59	0,18	0,0659	0,0038	0,9114	0,952
Modal	60	0,18	0,0444	0,0001	0,9557	0,9521
Modal	61	0,18	0,0039	0	0,9596	0,9521
Modal	62	0,178	0,0002	0,000006045	0,9597	0,9521
Modal	63	0,177	0,0004	0,00004261	0,9602	0,9521
Modal	64	0,175	8,617E-07	0,00001881	0,9602	0,9521
Modal	65	0,175	0,0001	7,515E-07	0,9603	0,9521
Modal	66	0,173	0,000002234	0,0002	0,9603	0,9524
Modal	67	0,173	0,00002865	0,0003	0,9604	0,9526
Modal	68	0,171	0,00002415	0,00001176	0,9604	0,9526
Modal	69	0,169	0,000007978	0,0001	0,9604	0,9527
Modal	70	0,168	0,0062	0,0006	0,9666	0,9532
Modal	71	0,168	0,00004823	0,000008646	0,9666	0,9532
Modal	72	0,167	0,00003941	0,000002418	0,9666	0,9532
Modal	73	0,166	0,0001	0,000001057	0,9667	0,9532
Modal	74	0,165	0,000002827	0,000005178	0,9667	0,9532
Modal	75	0,165	0,000003444	0,000008998	0,9667	0,9533

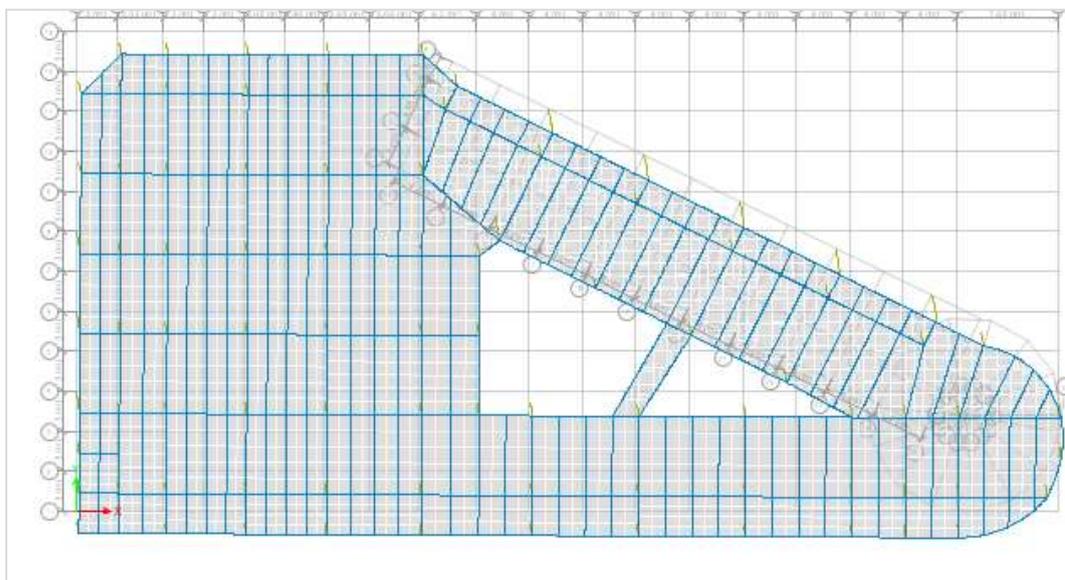
• **Modes de vibration obtenue :**

— **Premier mode de vibration :** une translation suivant X-X :



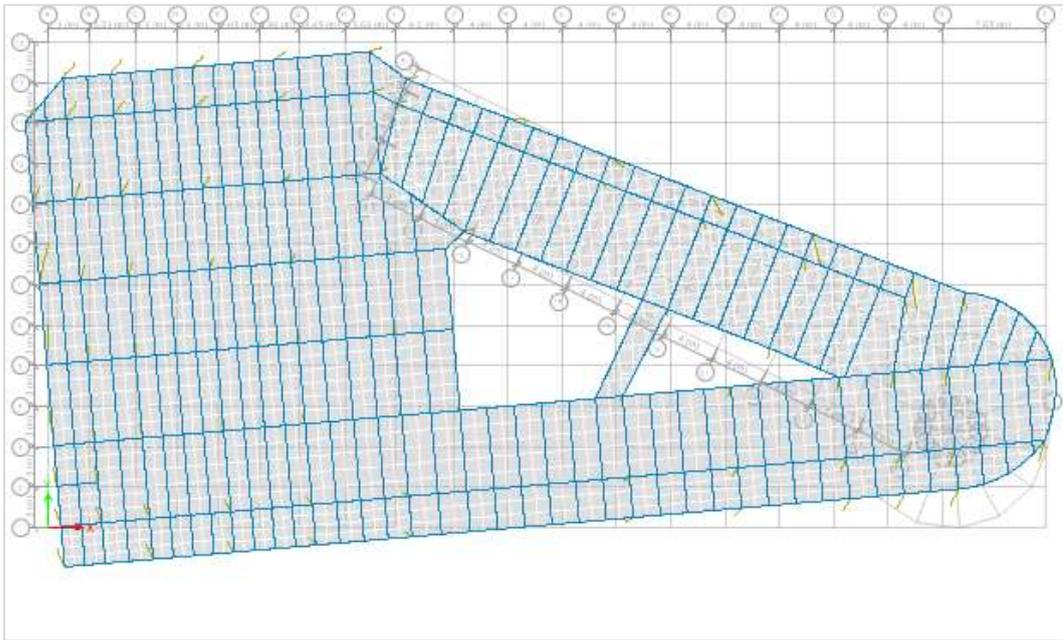
**Figure V. 9: 1er mode vibration : translation suivant Y-Y avec un période de 0.491 secs.**

— **Deuxième mode de vibration** : une translation suivant Y-Y :



**Figure V. 10: 2eme mode de vibration : translation suivant X-X avec un période de 0.478secs**

**Troisième mode de vibration : une rotation autour de Z-Z**



**Figure V. 11: 3eme mode de vibration : rotation autour de Z-Z.**

**V.5.3.3.2. Choix de la période T utilisée pour le calcul :**

➤ **Suivant XX :**

$$\begin{cases} T_{\text{empérique}} = 0.23\text{s} \\ T_{\text{analytique}} = 0.491\text{s} \end{cases} \rightarrow T_{\text{analytique}} > 1.3T_{\text{empérique}} = 0.299\text{s} \rightarrow T = 1.3T_{\text{empérique}}$$

➤ **Suivant YY :**

$$\begin{cases} T_{\text{empérique}} = 0.33\text{s} \\ T_{\text{analytique}} = 0.478\text{s} \end{cases} \rightarrow T_{\text{analytique}} > 1.3T_{\text{empérique}} = 0.429\text{s} \rightarrow T = 1.3T_{\text{empérique}}$$

**V.5.3.3.3. Vérification du déplacement inter étage :**

➤ **Suivant XX :**

**Tableau V. 12: Vérification de déplacement suivant X-X.**

Etage	Niveau (m)	$\delta_{ex}$ (mm)	$\Delta_{ex}$ (mm)	$\Delta_x$ (mm)	0,01H (mm)	Observation
RDC	3,90	5.932	17,80	17,80	39,00	Vérifiée
1	3,00	11.414	34,24	16,45	30,00	Vérifiée
2	3,00	17.312	51,94	17,69	30,00	Vérifiée
3	3,00	23.361	70,08	18,15	30,00	Vérifiée
4	3,00	28.743	86,23	16,15	30,00	Vérifiée

➤ Suivant YY :

**Tableau V. 13** Vérification de déplacement suivant Y-Y.

Etage	Niveau (m)	$\delta_{ey}$ (mm)	$\Delta_{ey}$ (mm)	$\Delta_y$ (mm)	0,01H (mm)	Observation
RDC	3,90	7.471	22,41	22,41	39,00	Vérifiée
1	3,00	14.125	42,38	19,96	30,00	Vérifiée
2	3,00	21.254	63,76	21,39	30,00	Vérifiée
3	3,00	28.247	84,74	20,98	30,00	Vérifiée
4	3,00	34.221	102,66	17,92	30,00	Vérifiée

**V.5.3.3.4. Résultante des forces sismiques de calcul :**

➤ D’après les résultats du logiciel “ **ETABS** “ les réactions à la base est comme suit :

$$\begin{cases} E_x = 29779.6005kN \\ E_y = 29448.1805kN \end{cases}$$

➤ La méthode statique équivalente est donne les résultats suivants :

$$W = 87949.4583kN \rightarrow \begin{cases} V_x = 29686.34kN \\ V_y = 29686.34kN \end{cases}$$

**Tableau V. 14: Vérification de la force sismique suivant les 02 sens.**

	$V_{t,dyn}$	V	0.8V	r	$V_t < 0.8V$
Le sens YY	29448.1805	29686.34	23749.07	0.81	vérifiée
Le sens XX	29779.6005	29686.34	23749.07	0.80	vérifiée

**V.5.3.4. Justification vis à vis de l’effet P-Δ.**

Il s'agit du moment supplémentaire en raison du produit d'une contrainte normale dans une colonne au niveau d'une structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition Suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_K \leq 0.10$$

Avec :

—  $P_k$ : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau «k »

$$\sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- \_  $V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"       $V_k = \sum_{i=1}^n F_i$
  - \_  $\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
  - \_  $h_k$ : hauteur de l'étage « k ».
  - Si  $\theta < 0,1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés
  - Si  $0,1 < \theta < 0,2$  : il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale a :  $1/1 - \theta$ .
  - Si  $\theta > 0,2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- **Suivant XX :**

**Tableau V. 15: Vérification de l'effet P-delta suivant X-X.**

Niveau	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	θ	Observation
4	17862,5507	0,02	10587	3	0,01	Vérifiée
3	30590,2419	0,02	16323	3	0,011	Vérifiée
2	49996,8704	0,02	22724	3	0,013	Vérifiée
1	69434,8509	0,02	27270	3	0,014	Vérifiée
RDC	87949,4583	0,02	29780	3,9	0,013	Vérifiée

➤ **Suivant Y-Y :**

**Tableau V. 16: Vérification de l'effet P-delta suivant Y-Y.**

Niveau	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	θ	Observation
4	17862,5507	0,02	10822	3	0,01	Vérifiée
3	30590,2419	0,02	16361	3	0,013	Vérifiée
2	49996,8704	0,02	2254	3	0,158	Vérifiée
1	69434,8509	0,02	26985	3	0,017	Vérifiée
RDC	87949,4583	0,02	29448	3,9	0,017	Vérifiée

**V.5.3.5. Vérification des conditions du Coefficient de comportement :**

Le facteur de comportement est un facteur introduit dans le règlement parasismique pour réduire les forces élastique obtenues d'une analyse élastique linéaire .pour tenir compte de la dissipation d'énergie au tremblement de terre. Ce coefficient de comportement tient en compte globalement de la capacité dissipative hystérétique de la structure, permettant de ramener son dimensionnement à un niveau de comportement élastique avec l'introduction de forces sismique équivalentes d'intensité réduite.

Suivant la section 3.4.9 de [2], Pour les structures soutenues par des barres en V, la structure complète prend en charge toutes les charges verticales et les barres en V prennent en charge toutes les charges horizontales et nos palés respects la condition.

• **Effort normale :**

$$\begin{cases} N_{\text{total}} = 103622.2128\text{kN} \\ N_{\text{stabilité}} = 3481.5247\text{kN} \end{cases} \rightarrow \frac{3481.5247}{103622.2128} = 3.71\% < 20\%$$

• **Effort tranchant :**

➤ Suivant XX

$$\begin{cases} E_{x\text{total}} = 29779.6005\text{kN} \\ E_{x\text{stabilité}} = 25996.0302\text{kN} \end{cases} \rightarrow \frac{25996.0302}{29779.6005} = 87.29\%$$

➤ Suivant YY :

$$\begin{cases} E_{y\text{total}} = 29448.1805\text{kN} \\ E_{y\text{stabilité}} = 28196.1385\text{ kN} \end{cases} \rightarrow \frac{28196.1385}{29448.1805} = 95.75\%$$

**V.5.3.6. Récapitulatif :**

Les sections finales des éléments sont comme suite :

**Tableau V. 17: Récapitulatif des sections finales**

Etage	Poteau	Poutre principales	Poutre secondaire	Solive	Palées de stabilité
Terrasse	HEB280	IPE360	HEA200	IPE200	Tub220*220*16
4eme	HEB280	IPE450	HEA200	IPE200	Tub220*220*16
3eme	HEB280	IPE450	HEA200	IPE200	Tub220*220*16
2eme	HEB280	IPE450	HEA200	IPE200	Tub220*220*16
1 <sup>er</sup>	HEB340	IPE450	HEA200	IPE200	Tub220*220*16
RDC	HEB340	IPE450	HEA200	IPE200	Tub220*220*16

### **V.6. Conclusion :**

En comparant les résultats obtenus à partir des modèles que nous avons passés, nous avons vu l'effet de la force sismique sur les structures. Le suivi des différents résultats a également montré l'importance de respecter les différentes règles de construction évité les dommages.

Les résultats obtenus par le modèle renforcé sont vérifiés est satisfaisant pour l'exigence de l'RPA version 2003 :

- \_ Vérification des modes de translation
- \_ Vérifications des déplacements inter étage
- \_ Vérification de l'effet P- $\Delta$

**Chapitre VI :**  
Vérifications des éléments de  
l'ossature

### VI.1. Introduction :

Pour sécuriser le bâtiment, il est nécessaire de vérifier les éléments de notre structure qui se compose généralement d'élément fléchis, comprimée ou comprimé et fléchis a la fois. Les contraintes dans les éléments se développent pour provoquer les actions de leur soumis, génèrent des contraintes dans le matériau et des déformations de l'élément. Et pour cela on doit vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

\_ **Le flambement** : phénomène très dangereux, il affecte les poteaux simplement comprimés ainsi que les poteaux comprimés fléchis

\_ **Le déversement** : moins dangereux, il affecte les semelles comprimées des poutres fléchies.

\_ **Le voilement** : de moindre importance, il affecte les âmes des poutres fléchies.

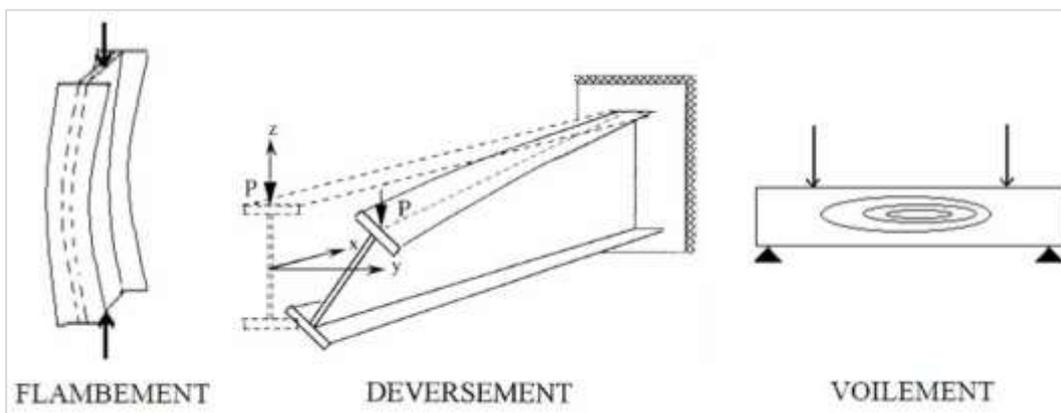


Figure VI. 1: phénomène d'instabilité.

### VI.2. Vérification des poteaux :

#### VI.2.1. Vérification vis-à-vis du risque de flambement [1]:

Lorsque leurs liaisons sont rigides aux extrémités, le poteau subit alors une combinaison de flexion et de compression. Cette souplesse accentue davantage le risque de flambage. Par la suite, la vérification doit être plus restrictive et ce, en tenant compte non seulement de l'intensité des efforts appliqués mais aussi de la distribution (au bien de l'allure) des moments fléchissant la longe de ce poteau.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- \_ Cas 1 :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{sdy}$  et  $M_{sdz}$  correspondant ;
- \_ Cas 2 :  $M_{sdy}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{sdz}$  correspondant ;

– Cas 3 :  $M_{sd_z}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{sd_y}$  correspondant .

Pour les éléments comportant des sections de classe 01 et 02, la vérification consiste à s'assurer que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Où

–  $\chi_{min} = \min(\chi_z ; \chi_y)$  représente le facteur de réduction pour le flambement des poteaux,

–  $K_y$  et  $K_z$  représentent des facteurs de modification :

$$\begin{cases} K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y A f_y} & \text{mais } K_y \leq 1.5 \text{ et } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \quad (\mu_y \leq 0.90) \\ K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z A f_y} & \text{mais } K_z \leq 1.5 \text{ et } \mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \quad (\mu_z \leq 0.90) \end{cases}$$

Avec :

$\beta_{My}$  Et  $\beta_{Mz}$  représentent des facteurs de moments uniformes équivalents prenant en compte le non uniformité du diagramme des moments.

**VI.2.1.1. Cas 1 :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{sd_y}$  et  $M_{sd_z}$  correspondant :**

➤ **Exemple de calcul :**

Nos calculs vont être sur le poteau (E-10) du RDC d'un profilé HEB340 d'une hauteur de 3.9m

**Tableau VI. 1: caractéristique de profilé de poteau de RDC.**

Profilé	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
HEB340	170.9	36660	9690	2408	985.7	2156	646	14.65	7.53

Les efforts internes tirés du logiciel :

$$\begin{cases} N_{sd}^{max} = -1222.906 \text{ kN} \\ M_{sd_y} = 105.2568 \text{ kN.m} \\ M_{sd_z} = -0.19 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• Suivant l'axe Y-Y :

On a  $\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda} \right]$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 93.9 \times \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.80 \\ \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \end{array} \right.$$

— Pour un mode d'instabilité à nœud fixe on a :

$$\frac{L_f}{L_0} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)$$

Avec :

$$\left. \begin{array}{l} \eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}} \\ \eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{b21} + K_{b22}} \end{array} \right\} (\eta_1 \text{ et } \eta_2 : \text{facteurs de distribution de rigidité})$$

→  $\left\{ \begin{array}{l} K_c : \text{la rigidité du poteau étudié } (K_c = \frac{I}{L}) \\ K_{c1} \text{ et } K_{c2} : \text{la rigidité des poteaux adjacents} \\ K_{b11} \text{ et } K_{b12} : \text{la rigidité des poutres } j \text{ aboutissant à l'extrémité } i \end{array} \right.$

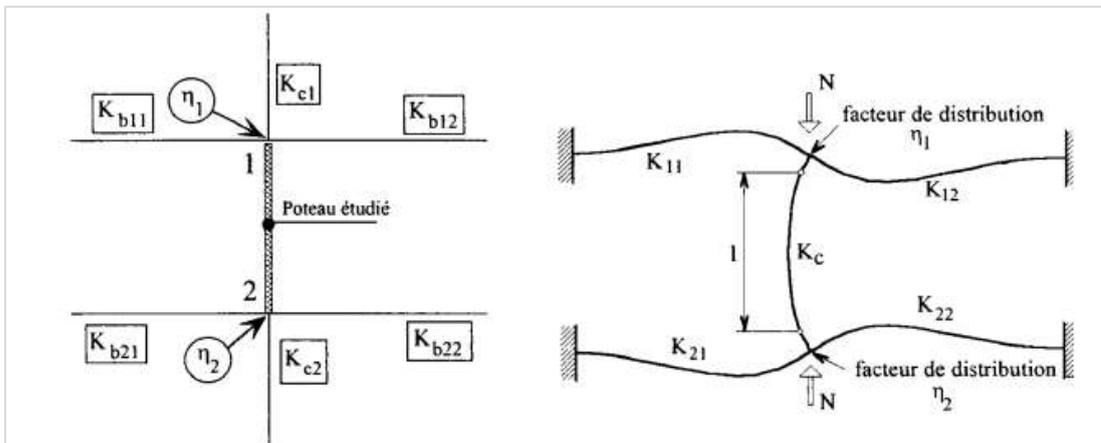


Figure VI. 2: facteur de distribution pour un poteau à noeud fixe.

—  $K_c = \frac{I_{yHEB340}}{L_c} = \frac{36660 \times 10^4}{3.9 \times 10^3} = 94000 \text{mm}^3$

—  $K_{c1} = \frac{I_{yHEB340}}{L_{c1}} = \frac{36660 \times 10^4}{3.0 \times 10^3} = 122200 \text{mm}^3$

—  $K_{c2} = 0$  car le poteau est encastée à la base

$$\begin{aligned}
 - K_{b_{11}} = K_{b_{21}} &= \frac{I_{yIpe450}}{L_{b11}} = \frac{33740 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 56233.33 \text{ mm}^3 \\
 - K_{b_{12}} = K_{b_{22}} &= \frac{I_{yIpe450}}{L_{b12}} = \frac{33740 \times 10^4}{6.01 \times 10^3} = 56139.77 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

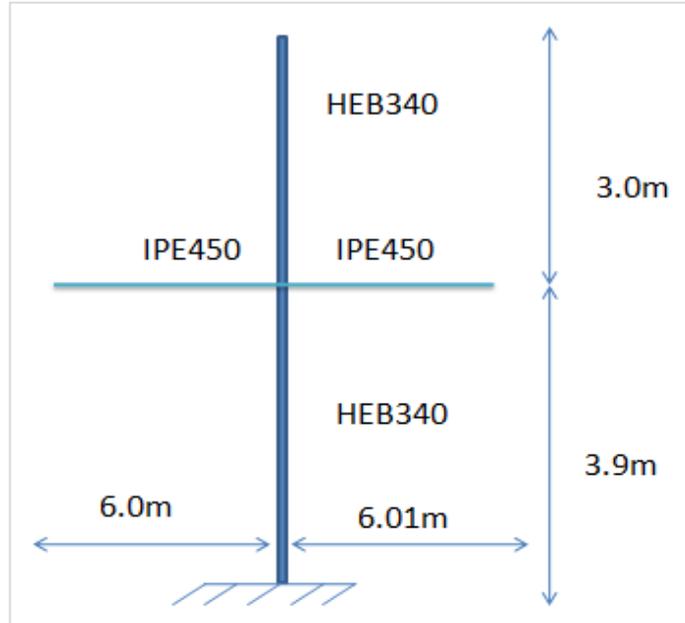


Figure VI. 3: Schématisation de poteau étudié

Donc :

$$\begin{cases}
 \eta_1 = 0.7 \\
 \eta_2 = 0 \text{ (le poteau est encastée a la base)}
 \end{cases}$$

$$\rightarrow L_{fy} = \frac{1 + 0.145\eta_1}{2 - 0.364\eta_1} \times H_c = \frac{1 + 0.145 \times 0.7}{2 - 0.364 \times 0.7} \times 3.9 = 2.50 \text{ m}$$

$$\text{On trouve : } \bar{\lambda}_y = \frac{(2.50 \times 10^3 / 14.65 \times 10)}{86.81} = 0.196 <$$

0.2 il n'y pas de risque de flambement

- **Choix de la courbe de flambement :**

$$\begin{cases}
 \frac{h}{b} = \frac{340}{300} = 1.13 < 1.2 \\
 t_f = 21.5 \text{ mm} < 100
 \end{cases} \rightarrow \text{courbe de flambement } b \text{ (} \alpha = 0.34 \text{)}$$

axe Y - Y

$$\begin{aligned}
 \varphi_y &= 0.5 \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 [1 + 0.34(0.196 - 0.2) + 0.196^2] \\
 &= 0.52
 \end{aligned}$$

Alors : 
$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.52 + [0.52^2 - 0.196^2]^{0.5}} = 0.99$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times \psi = 2.39 \text{ avec } \psi = -0.85$$

$$\mu_y = 0.196(2 \times 2.39 - 4) + \frac{2408 - 2156}{2156} = 0.18 < 0.90$$

$$\rightarrow K_y = 1 - \frac{(0.18) \times (1222.906) \times 10^3}{0.99 \times 170.9 \times 10^2 \times 275} = 0.95 < 1.5$$

• **Suivant l'axe z-z :**

– 
$$K_c = \frac{I_{zHEB340}}{L_c} = \frac{9690 \times 10^4}{3.9 \times 10^3} = 24846.15 \text{ mm}^3$$

– 
$$K_{c1} = \frac{9690 \times 10^4}{3 \times 10^3} = 32300 \text{ mm}^3$$

– 
$$K_{c2} = 0$$

– 
$$K_{b11} = K_{b21} = \frac{I_{zIpe450}}{L_{b11}} = \frac{1676 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 2793.33 \text{ mm}^3$$

– 
$$K_{b12} = K_{b22} = \frac{1676 \times 10^4}{6.01 \times 10^3} = 2788.68 \text{ mm}^3$$

Donc : 
$$\begin{cases} \eta_1 = 0.91 \\ \eta_2 = 0 \end{cases}$$

$$\rightarrow L_{fz} = \frac{1 + 0.145 \times 0.91}{2 - 0.364 \times 0.91} \times 3.9 = 2.645 \text{ m}$$

On trouve :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{(2.645 \times 10^3 / 7.53 \times 10)}{86.81} = 0.40 > 0.2 \text{ il y a de risque de flambement}$$

• **Choix de la courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{340}{300} = 1.13 < 1.2 \\ t_f = 21.5 \text{ mm} < 100 \\ \text{axe } Z - Z \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement } c \text{ ( } \alpha = 0.49 \text{)}$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(0.4 - 0.2) + 0.4^2] = 0.63$$

Alors :

$$\chi_z = \frac{1}{0.63 + [0.63^2 - 0.40]^{0.5}} = 0.90$$

$$\beta_{Mz} = 2.47 \text{ avec } \psi = -0.9$$

$$\mu_z = 0.4(2 \times 2.47 - 4) + \frac{985.7 - 646.0}{646.0} = 0.90 \leq 0.90$$

$$\rightarrow K_z = 1 - \frac{(0.90) \times (1222.2568) \times 10^3}{0.90 \times 170.9 \times 10^2 \times 275} = 0.74 < 1.5$$

Finalement on trouve :  $(\chi_{min} = 0.90)$

$$\frac{1222.906 \times 10^3}{0.90 \times 170.9 \times 10^2 \times 275/1.1} + \frac{0.93 \times 105.2568 \times 10^6}{2408 \times 10^3 \times 275/1.1} + \frac{0.74 \times (0.19) \times 10^6}{985.7 \times 10^3 \times 275/1.1} = 0.48$$

0.48 ≤ 1 ... .. Condition vérifiée .

**Tableau VI. 2: Effort internes des poteaux sous N<sub>max</sub> pour chaque niveau.**

Niveau	Combinaison	$N_{sd}^{max}$ [kN]	$M_{sdy}$ [kN.m]	$M_{sdz}$ [kN.m]
4 (double hauteur)	G+Q+E <sub>x</sub>	-316.377	47.7316	3.3356
2	G+Q+E <sub>x</sub>	-657.3429	14.4344	4.1149
1	G+Q+E <sub>x</sub>	-941.5799	73.693	-15.2759
RDC	G+Q+E <sub>x</sub>	-1222.906	105.2568	-0.19

Les résultats de vérification au flambement sous N<sub>max</sub> pour chaque niveau résumé dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 3: Vérification au flambement par flexion.**

Etage	profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			La valeur finale	Condition ≤1
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
4(Double hauteur)	HEB280	3.786	4.10	0.75	0.96	1.04	0.27	Condition vérifiée
2	HEB280	1.91	2.10	0.93	0.95	0.83	0.26	
1	HEB340	1.97	2.122	0.94	0.96	0.98	0.41	
RDC	HEB340	2.573	2.664	0.90	0.93	0.74	0.48	

**VI.2.1.2. Cas 2 :  $M_{sd_y}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{sd_z}$  correspondant :**

**Tableau VI. 4: effort internes du poteau sous  $M_{y,max}$  pour chaque niveau.**

Niveau	Combinaison	$M_{sd_y}^{max}$ [kN.m]	$N_{sd}$ [kN]	$M_{sd_z}$ [kN.m]
4 (double hauteur)	G+Q+E <sub>x</sub>	93.0093	-310.69	-10.3131
2	G+Q+E <sub>x</sub>	92.7372	-657.3429	-9.0763
1	G+Q+E <sub>x</sub>	79.9870	-938.2235	10.3977
RDC	G+Q+E <sub>x</sub>	105.2568	-1222.906	-0.19

Les résultats de vérification au flambement sous  $M_{y,max}$  pour chaque niveau résumé dans le tableau suivants :

**Tableau VI. 5: Vérification au flambement par flexion.**

Etage	profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			La valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{f_y}$	$L_{f_z}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
4(Double hauteur)	HEB280	3.786	4.10	0.75	0.96	1.04	0.42	Condition vérifiée
2	HEB280	1.91	2.10	0.93	0.47	0.83	0.37	
1	HEB340	1.97	2.122	0.94	0.62	0.89	0.35	
RDC	HEB340	2.573	2.664	0.90	0.93	0.74	0.48	

**VI.2.1.3. Cas 3 :  $M_{sd_z}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{sd_y}$  correspondant :**

**Tableau VI. 6: Effort interne sous  $M_{z,max}$  des poteaux pour chaque poteau.**

Niveau	Combinaison	$M_{sd_z}^{max}$ [kN]	$N_{sd}$ [kN.m]	$M_{sd_y}$ [kN.m]
4 (double hauteur)	G+Q+E <sub>x</sub>	-10.3131	-310.69	93.0093
2	G+Q+E <sub>x</sub>	14.3251	-654.7716	76.1168
1	G+Q+E <sub>x</sub>	-15.2759	-941.5799	73.693
RDC	G+Q+E <sub>y</sub>	9.9192	-1218.365	73.3156

Le tableau suivants montré les résultats obtenus de la vérification au flambement sous  $M_{z,max}$  pour chaque étages :

**Tableau VI. 7: Vérification au flambement par flexion.**

Etage	profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			La valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{f_y}$	$L_{f_z}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
4(Double hauteur)	HEB280	3.786	4.10	0.75	0.96	1.04	0.42	Condition vérifiée
2	HEB280	1.91	2.10	0.93	0.95	0.83	0.47	
1	HEB340	1.97	2.122	0.94	0.96	0.98	0.41	
RDC	HEB340	2.573	2.664	0.90	0.95	1.25	0.48	

**VI.2.2. Vérification vis-à-vis du risque de déversements :**

Les poutres fléchies selon l'axe de forte inertie peuvent présenter une ruine par instabilité dans le plan de faible inertie. Cette forme d'instabilité implique à la fois une flèche latérale de la partie de la poutre en compression et une rotation de torsion des sections - le déversement. Le moment appliqué atteint lorsqu'une poutre flambe par déversement, est appelé moment critique élastique de déversement.

Eléments comportant des sections de classe et soumis à une combinaison d'effort de compression et de moments de flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_{Lt} M_{sd,y}}{\chi_{Lt} W_{pl,y} f_y / \gamma_{m1}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{m1}} \leq 1$$

Ou :

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \cdot N_{sd}}{\chi_z A f_y} \leq 1 \quad \text{et} \quad \mu_{Lt} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLt} - 0.15 \quad (\mu_{Lt} \leq 0.90)$$

Avec  $\beta_{MLt}$ : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\begin{aligned} - \chi_{LT} &= \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}} \\ - \bar{\lambda}_{Lt} &= \left[ \frac{\lambda_{Lt}}{\lambda} \right] \quad \rightarrow \quad \lambda_{LT} = \frac{kL/i_z}{C_1^{0.5} + \left[ \frac{k}{k_w} + \frac{1}{20} \left( \frac{kL/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0.25}} \end{aligned}$$

si  $\bar{\lambda}_{Lt} \leq 0.4$  pas risque de déversement

On a :

$$\begin{cases} C_1 = 2.092 \\ k = k_w = 2.092 \\ \beta_{MLt} = 1 \end{cases}$$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 8 : Vérification au risque de déversement des poteaux pour chaque niveau.**

Etage	Profilé	$\lambda_{LT}$	Condition $\bar{\lambda}_{Lt} \leq 0.4$	Observation
4 (double hauteur)	HEB280	0.53	Non vérifiée	Risque de déversement
2	HEB280	0.31	Vérifiée	Pas risque de déversement
1	HEB340	0.3		
RDC	HEB340	0.33		

Nous allons donc vérifier le déversement dans le poteau qui a double hauteur :

–  $\alpha_{LT} = 0.21$  ( section laminée )

→  $\varphi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.68$

Alors :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[ \varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0.5}} = \frac{1}{0.68 + (0.68^2 - 0.53^2)^{0.5}} = 0.90$$

–  $\mu_{Lt} = 0.15 \times 0.66 \times 1 - 0.15 = -0.05 < 0.90$

→  $K_{Lt} = 1 - \frac{(-0.05) \times 310.69 \times 10^3}{0.75 \times 131.4 \times 10^2 \times 275} = 1$

$$\frac{310.69 \times 10^3}{0.75 \times 131.4 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1 \times 93.0093 \times 10^6}{0.90 \times 1534 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1}} + \frac{1.04 \times 10.3131 \times 10^6}{717.6 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1}} = 0.46$$

0.46 < 1 donc la stabilité est vérifiée

- Les sections finales des poteaux de la structure sont comme suite :

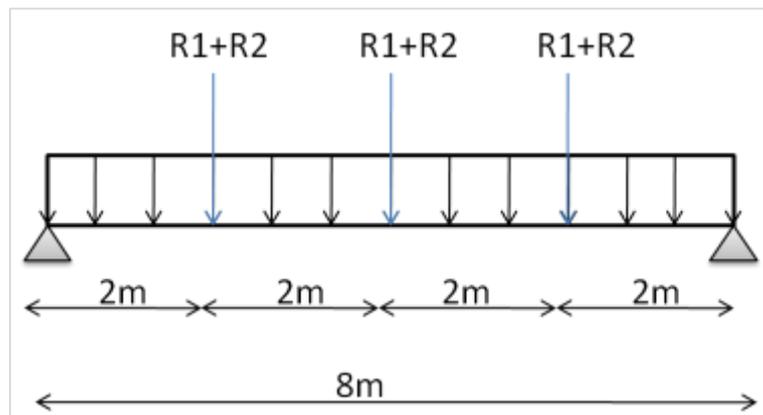
{ le RDC et 1<sup>er</sup> étage : HEB340  
 { le reste des étages : HEB280

**VI.3. Vérification de la poutre principale :**

Les poutres principales à chaque étage du bâtiment sont bi-encastées aux poteaux et ils sont soumis à une flexion simple accompagnée d'un effort tranchant.

**VI.3.1. Plancher courant :**

Les calculs seront fait sur une poutre principale du 1<sup>er</sup> étage de profilé IPE450 et longueur L=8m.

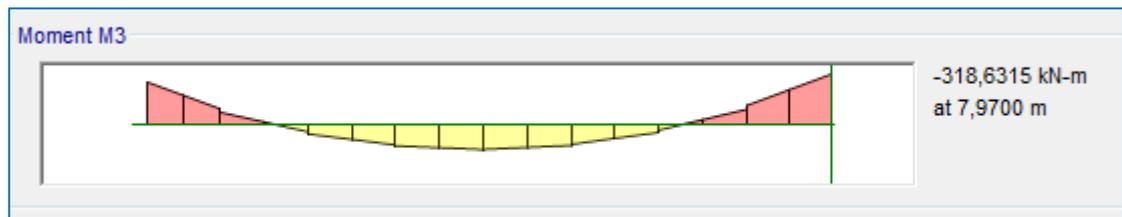


**Figure VI. 4: Schéma statique de la poutre principale.**

**a. Moment fléchissant :**

Nous allons vérifier la condition suivante :

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



**Figure VI. 5: diagramme de moment de la poutre principale obtenu de logiciel ETABS.**

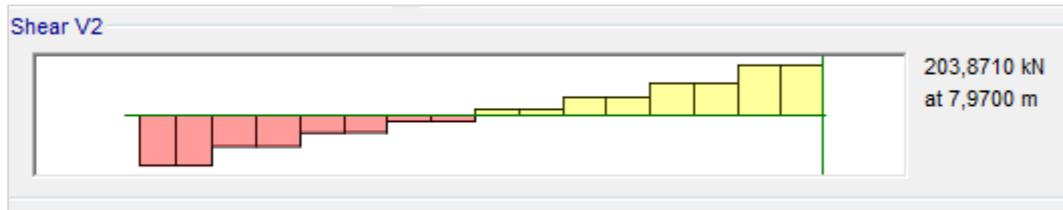
$$M_{sd}^{max} = 318.6315 kN.m$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1702 \times 275 \times 10^3}{1.1} \times 10^{-6} = 425.5 kN.m$$

$$r = \frac{M_{sd}^{max}}{M_{plrd}} = \frac{318.6315}{425.5} = 0.75$$

**b. Vérification à l'effort tranchant :**

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



**Figure VI. 6: diagramme d'effort tranchant de la poutre obtenu de logiciel ETABS.**

$$V_{sd}^{max} = 203.871kN$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{50.85 \times 275 \times 10^{+2}}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 733.956kN$$

$$V_{sd}^{max} < V_{plrd} \dots \dots \dots \text{donc condition vérifiée}$$

$$V_{sd}^{max} < 0.5 V_{plrd} \dots \dots \text{Pas d'interaction entre le moment et l'effort tranchant}$$

**c. Vérification de Voilement :**

Une âme d'un élément doit faire l'objet d'une vérification du voilement si :

- $\frac{d}{t_w} > 69. \epsilon$  ... pour des ames sans raidisseurs
- $\frac{d}{t_w} > 30. \epsilon. \sqrt{k_t}$  ... pour des ames comportant raidisseurs

Les profilés laminés sont conçus de telles à ce qu'ils vérifient  $\frac{d}{t_w} < 69. \epsilon$  donc la vérification de voilement n'est pas nécessaire.

**d. Vérification de déversements :**

Le maintien latéral de la semelle comprimée de la poutre par le plancher collaborant rend cette dernière peu sensible au déversement ; du fait qu'il constitue un blocage de la rotation et qu'il réduit la longueur de déversement. Donc la vérification de déversement n'est pas, nécessaire. [11]

**VI.3.2. Plancher terrasse :**

Tant que la même procédure de calcule répéter dans les poutres de plancher terrasse on a récapitulé les résultats dans le tableau suivant :

Tableau VI. 9: Vérification de moment flechissant de poutre terrasse.

Poutre	Longueur	$M_{sd}^{max}$ [kN.m]	$M_{plrd}$ [kN. m]	$M_{sd}^{max} < M_{plrd}$
IPE360	8m	220.222	254.750	Vérifiée

Tableau VI. 10: Vérification de Effort tranchant de poutre terrasse.

Poutre	Longueur	$V_{sd}^{max}$ [kN]	$V_{plrd}$ [kN]	$V_{sd}^{max} < V_{plrd}$
IPE360	8m	143.8933	507.222	Vérifiée

**VI.4. Vérification des palées de stabilités :**

Les types des palées triangulées utilisées dans cette étude et qui sont autorisés par [2] sont en V (pour les 02 sens).

Dans ce type de palée, point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendues et des barres comprimées. [2]

**VI.4.1. Vérification des contreventements de sens Y :**

Les contreventements sont tubulaires **Tub220×220×16**.

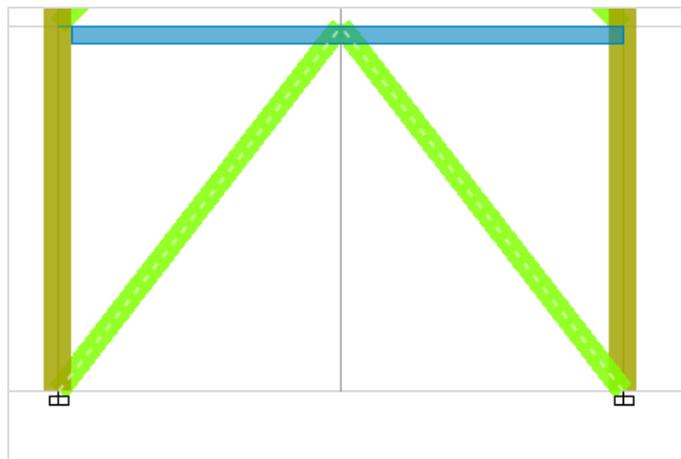


Figure VI. 7: Contreventement en V.

Le contreventement est d'une longueur  $L=4.9204m$  et des caractéristiques décrits dans le tableau suivant :

**Tableau VI. 11 : Caractéristique de profilé de Contreventement Tub220\*220\*16**

Profilé	A[cm <sup>2</sup> ]	t [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>ply</sub> [cm <sup>3</sup> ]	I <sub>y</sub> [mm]
Tub220×220×16	128	16	8749	969	82.7

**a. Vérification à la traction :**

D'après le logiciel ETABS la combinaison des charges la plus défavorable est

$$G+Q+1.5E_y \text{ avec } N_{sd} = 2419.6062kN$$

On doit vérifiée que  $N_{sd} < N_{t.Rd}$

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m_1}} \rightarrow N_{plrd} = \frac{128 \times 10^2 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 3200kN$$

$$N_{sd} = 2419.6062kN < N_{t.Rd} = N_{plrd} = 3200kN$$

→ condition vérifiée

**b. Vérification à la compression :**

On doit vérifier que :  $N_{sd} < N_{plrd} = \chi \cdot \frac{\beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m_1}}$

➤ **Classification de la section :**

– Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t} \leq 33\varepsilon \rightarrow \frac{156}{16} = 9.75 \leq 30.36 \quad (33\varepsilon = 30.36 \text{ avec } \varepsilon = 0.92)$$

→ l'ame est de classe 1

– Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{156}{16} = 9.75 > 9.2 \quad (10\varepsilon = 9.2)$$

$$\frac{c}{t} < 11\varepsilon = 10.12 \rightarrow \text{la semelle est de classe 2}$$

→ Donc le profilé est de classe 2

➤ **Calcul du coefficient de réduction  $\chi$**

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] [\beta_A]^{0.5} = \frac{59.5}{86.81} \times 1^{0.1} = 0.69 > 0.2 \rightarrow \text{risque de flambement}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \beta_A = 1 \text{ (section de classe 2)} \\ I_f = I_0 = 4920.4 \\ \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{4920.4}{82.7} = 59.5 \\ \lambda_1 = 93.91\varepsilon = 93.91 \times \sqrt{\frac{235}{275}} = 86.81 \end{cases}$$

**Choix de la courbe de flambement :**

D'après le Tableau 55.3 du [1], pour une section creuse et quel qu'il soit la courbe de flambement, on prend la courbe a ( $\alpha = 21$ ) .

$$\varphi_y = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5[1 + 0.21(0.69 - 0.2) + 0.69^2] = 0.79$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \left[ \varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2 \right]^{0.5}} = \frac{1}{0.79 + (0.79^2 - 0.91^2)^{0.5}} = 0.91$$

Donc

$$N_{plrd} = 0.91 \times 1 \times \frac{128 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 2912kN$$

$$N_{plrd} = 2912kN > N_{sd} = 2419.60062kN$$

**VI.4.2. Vérification des contreventements de sens X :**

Ces contreventements sont également tubulaires **Tub220×220×16** , d'après le logiciel ETABS, la combinaison de charges la plus défavorables est  $G+Q+1.5E_x$

Tant que la même procédure de calcul répéter dans les contreventements de sens X on a récapitulé les résultats dans le tableau suivante :

**Tableau VI. 12: Résulta de vérification de contreventement de sens X**

Profilé	L[m]	Vérification à la traction			Vérification à la compression		
		$N_{sd}$ [kN]	$N_{t.Rd}$ [kN]	$N_{sd}$ < $N_{t.Rd}$	$N_{sd}$	$N_{plrd}$	$N_{sd}$ < $N_{plrd}$
Tub220×220×16	4.9510	2577.3	3200	Vérifiée	2577.3	2912	Vérifiée

**VI.5. Les sections finales des éléments de la structure :**

**Tableau VI. 13: Récapitulatif de sections finales des éléments de la structure.**

Etage	Poteau	Poutre	Palée de stabilité
4eme	HEB280	IPE360	Tub220×220×16
3eme	HEB280	IPE450	Tub220×220×16
2eme	HEB280	IPE450	Tub220×220×16
1 <sup>er</sup>	HEB340	IPE450	Tub220×220×16
RDC	HEB340	IPE450	Tub220×220×16

**VI.6. Conclusion :**

A travers toutes les vérifications qui ont été menées et résultats obtenus, nous pouvons dire que la structure est sécurisée.

# **Chapitre VII :**

## Etude d'assemblage

### VII.1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif de liaison qui permet de regrouper et d'assembler plusieurs pièces entre eux en assurant la transmission et la répartition des différentes contraintes ( $N_{sd}$ ,  $M_{sd}$ ,  $V_{sd}$ ) entre les éléments assemblés sans générer de sollicitation parasites.

▪ **Deux possibilités se présentent pour les assemblages :**

— Assemblages articulés : Les assemblages articulés ne transmettent souvent qu'un effort tranchant, plus rarement un effort normal.

— Assemblages rigides : Les assemblages rigides servent à transmettre des moments de flexion.

▪ **Les principaux moyens d'assemblage sont :**

— les rivets (RIVETAGE),

— les boulons ordinaires et les boulons à haute résistance (BOULONNAGE),

— les cordons de soudure (SOUDAGE).

▪ **Choix du type d'assemblage** : 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

— Critère économique

Pour notre projet on a utilisé 02 types d'assemblages :

— Assemblages soudés.

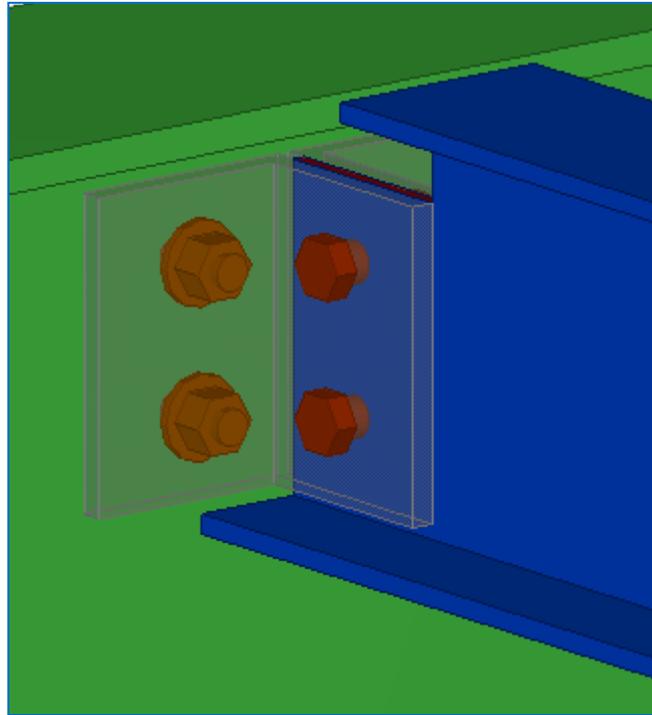
— Assemblage par boulons (ordinaires et H-R).

Les assemblages qui nous a vous traité sont :

- { Assemblage poutre – solive  
Assemblage poteau – poutre → manuellement  
Assemblage contreventement
- { Assemblage poteau poteau  
Assemblage pied de poteau → par logiciel

**VII.2. Assemblage Solive – Poutre : [13]**

L'assemblage est articulé .et dans ce cas, les solives sont isostatiques et l'assemblage doit transmettre la réaction d'appui de la solive dans la poutre. Est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.



**Figure VII. 1: Assemblage Poutre IPE450-Solive IPE200 dessin sur logiciel TEKLA structure**

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 1: Caractéristique des profilés assemblés.**

Profilé	h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	A(cm <sup>2</sup> )
IPE450	450	190	14.6	9.4	98.82
IPE200	197	100	5.6	8.5	28.48

**VII.2.1. Données de calcul :**

L'assemblage ci-dessous est sollicité par : Un effort tranchant ;  $V_{sd} = 75.58 \text{ kN}$  (trié du chapitre 3 'effort a ELU')

$K_s = 1$  ; trous nominaux,  $\gamma_{mb} = 1.25$

L'assemblage est assuré par une cornière L100×10 entre une poutre IPE450 et une solive IPE200.

**VII.2.2. Dimensionnement de l'assemblage :**

Pour le pré dimensionnement des boulons on a :

$$F_{v,Rd} \geq F_{v,Sd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} \quad \text{et} \quad F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n}$$

- $F_{v,Rd}$  : résistance de calcul au cisaillement par boulon
- $f_{ub}$  : résistance ultime du boulon
- $A_s$ : de la partie non filetée du boulon
- $F_{v,Sd}$  : effort de cisaillement de calcul par boulon
- $V_{Sd}$ : effort tranchant
- $n$ : nombre de boulon

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{75.58}{4} = 18.90kN$$

$$\rightarrow A_s = \frac{\gamma_{mb} \times F_{v,Rd}}{0.6 \times f_{ub}} = \frac{18.90 \times 10^3 \times 1.25}{0.6 \times 600} = 65.63mm^2$$

On opte pour des boulons M16 de classe 6.8 et de section  $A_s = 157mm^2$

**VII.2.3. Disposition constructive :**

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Eurocode 3 est calculer comme suite :

**Tableau VII. 2: dispositions constructive "assemblage poutre solive " .**

La disposition	La méthode de calcul	Le calcule	Choix [mm]
$e_1$	$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm)$	$21.6 \leq e_1 \leq 259.2$	35
$P_1$	$2.2d_0 \leq P_1 \leq \max(14t, 200mm)$	$39.6 \leq P_1 \leq 140$	60
$e_2$	$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm)$	$27 \leq e_2 \leq 259.2$	40
$P_2$	$3d_0 \leq P_2 \leq \max(14t, 200mm)$	$54 \leq P_1 \leq 140$	65

Avec :

- \_  $d_0$  : diamètre de trou ,  $d_0 = d + 2 = 18\text{mm}$
- \_  $t$  : épaisseur de la cornière ,  $t = 10\text{mm}$

#### **VII.2.4. Résistance des boulons au cisaillement (côté de la solive) :**

Les boulons travaillant au double cisaillement, donc on doit vérifier que :

$$F_{r, sd} \leq 2F_{v, rd}$$

Avec :

$$F_{r, sd} = \sqrt{F_{v, sd}^2 + F_{h, sd}^2}$$

- \_  $F_{r, sd}$  : l'effort maximal résultant repris par chaque boulon.
- \_  $F_{h, sd}$  : effort de cisaillement horizontal par boulon du au moment local d'excentrement.

Où :

$$F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{75.58}{2} = 37.79\text{kN}$$

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

- \_  $d$  : distance séparant les rangées extrêmes des boulons ;  $d=65\text{mm}$
- \_  $e_2$  : Distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre ;  $e_2 = 40\text{mm}$
- \_  $n$  : nombre de boulon du côté de la solive ;  $n = 2$

$$\rightarrow F_{h, sd} = \frac{75.58 \times 40}{60} = 50.38\text{kN}$$

Alors :

$$F_{r, sd} = \sqrt{37.79^2 + 44.08^2} = 58.06\text{ kN}$$

$$F_{v, Rd} = \frac{0.6 \times 600 \times 157}{1.25} = 45.22\text{kN}$$

On a :

$$2F_{v, Rd} = 90.44\text{ kN} > F_{r, sd} = 58.06 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VII.2.5. Resistance des boulons au cisaillement du côté de la poutre porteuse :**

Condition à vérifier :  $F_{v, sd} \leq F_{v, rd}$

On a :  $F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{75.58}{4} = 18.89 kN$

Et  $F_{v, Rd} = 45.22 kN$

$F_{v, Rd} = 45.22 kN > F_{v, sd} = 18.86 \dots \dots$  condition vérifiée

**VII.2.6. Vérification de la résistance des cornières au cisaillement :**

On doit vérifier que :  $V_{pl, Rd} \geq V_{sd}/2$

Avec :

$$V_{pl, Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} = \frac{50.58 \times 10^2 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 730.06 kN$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = \frac{75.58}{2} = 37.79 kN < F_{v, Rd} = 180.86 kN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VII.2.7. Vérification de la pression diamétrale :**

La vérification à la pression diamétrale tient compte des dimensions géométriques des pièces assemblées aux voisinages du boulon :  $F_{b, Rd} \geq V_{sd}$

$$F_{b, Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :  $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$

- \_ d = diamètre du boulon , d = 16mm
  - \_ d<sub>0</sub>: diamètre de trou , d<sub>0</sub> = 18mm
  - \_ t: épaisseur de la pièce , t = 10mm
  - \_ e<sub>1</sub>: pince longitudinale , e<sub>1</sub> = 35
  - \_ P<sub>1</sub>: entraxe des boulon , P<sub>1</sub> = 65
  - \_ f<sub>ub</sub>: résistance à la traction des boulons , f<sub>ub</sub> = 600MPa
  - \_ f<sub>u</sub>: résistance à la traction de la pièce , f<sub>u</sub> = 430MPa
- on trouve  $\alpha = 0.65$

Donc :

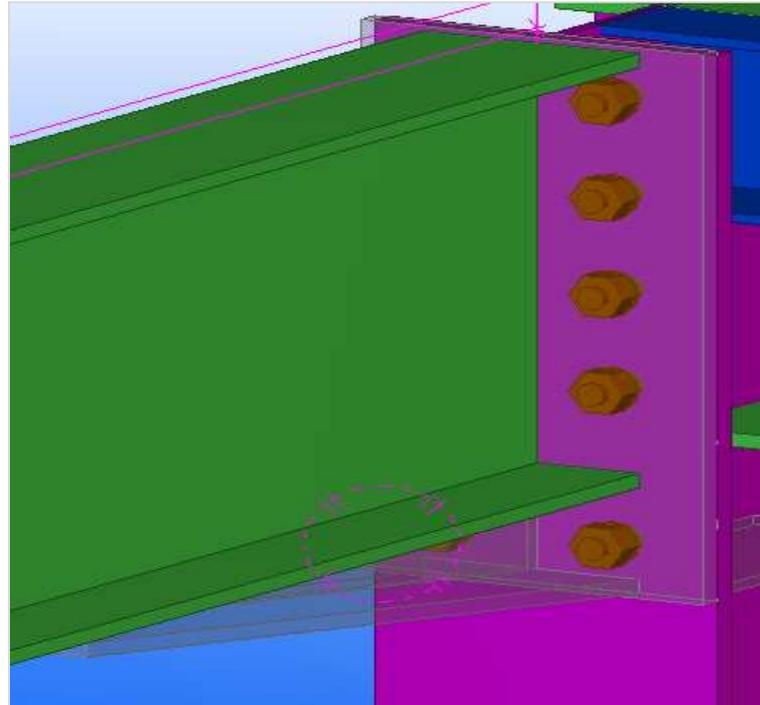
$$F_{b, Rd} = \frac{2.5 \times 0.65 \times 430 \times 16 \times 10}{1.25} = 89.44 kN$$

$F_{b, Rd} = 89.44 kN > V_{sd} = 75.58 kN \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

### VII.3. Assemblage Poutre –Poteau :

Les assemblages rigides servent à transmettre des moments de flexion entre la poutre et le poteau. Ils doivent garantir qu'aucune rotation ne se produise entre les éléments assemblés.

La poutre est munie à son extrémité d'une platine soudée et à sa partie inférieure d'un gousset appelé jarret, soudé également sur la platine. L'ensemble est en liaison complète le montant à l'aide des boulons.



**Figure VII. 2: Assemblage Poutre IPE450- Poteau HEB340 par logiciel TEKLA structure.**

#### VII.3.1. Données de calcul :

Les données sont tirées du logiciel ETABS. L'assemblage ci-dessous sont sollicité par :

- \_ Un moment fléchissant  $M_{sd} = 312.58 \text{ KN. m}$
- \_ Un effort tranchant  $V_{sd} = 198.38 \text{ KN}$

- **Choix de jarret :**

Pour le jarret on prendra un profile IPE 450 découpé est soudé

- **Dimensions de la platine :**

On choisit une platine de  $(570 \times 300 \times 20)$ .

- **Choix de nombre des boulons :**

On choisit 10 boulons HR de diamètre 24mm (M24) de classe 10.9

VII.3.2. Disposition constructive :

Tableau VII. 3: disposition constructive " assemblage poteau poutre " .

La disposition	La méthode de calcul	Le calcule	Choix [mm]
$e_1$	$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$31.2 \leq e_1 \leq 240$	35
$P_1$	$2.2d_0 \leq P_1 \leq \max(14t, 200\text{mm})$	$57.2 \leq P_1 \leq 200$	60
$e_2$	$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$39 \leq e_2 \leq 240$	40
$P_2$	$3d_0 \leq P_2 \leq \max(14t, 200\text{mm})$	$78 \leq P_2 \leq 200$	65

Avec :

$d_0$  : diamètre de trou ,  $d_0 = d + 2 = 26\text{mm}$

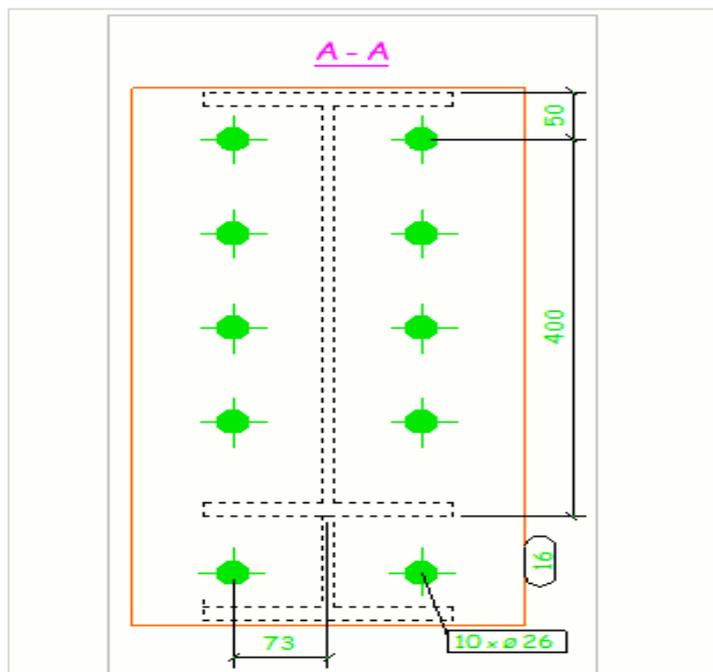
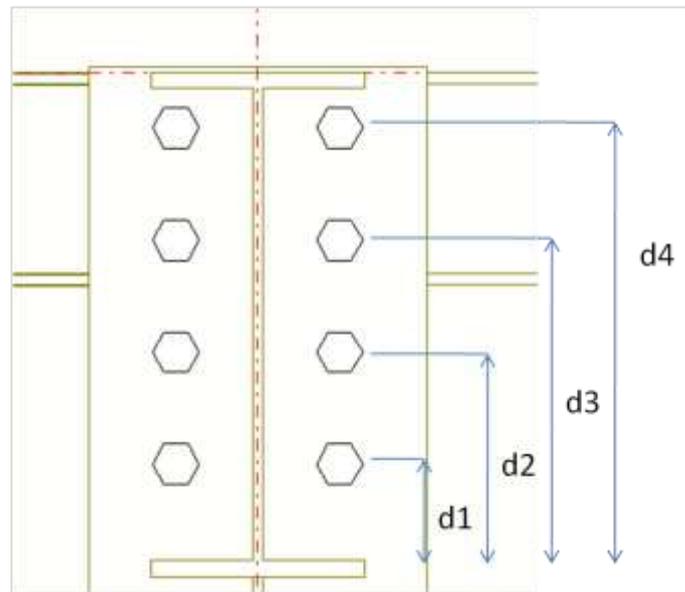


Figure VII. 3: Disposition constructive des boulons par logiciel TEKLA.

**VII.3.3. Vérification des Boulons : [13]**

**VII.3.3.1. Détermination des efforts dans les Boulons :**

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$



**Figure VII. 4: Distance entre les boulons et axe neutre.**

Nous considérons uniquement les boulons tendus :

$$\begin{cases} d_1 = 92.7\text{mm} \\ d_2 = 192.7\text{mm} \\ d_3 = 292.7\text{mm} \\ d_4 = 392.7\text{mm} \end{cases}$$

$$\sum d_i^2 = 92.7^2 + 192.7^2 + 292.7^2 + 392.7^2 = 285613.16 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$N_1 = \frac{312.58 \times 10^3 \times 92.7}{285613.16} = 101.45 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{312.58 \times 10^3 \times 192.7}{285613.16} = 210.88 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{312.58 \times 10^3 \times 292.7}{285613.16} = 320.32 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{312.58 \times 10^3 \times 392.7}{285613.16} = 429.76 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{312.58 \times 10^3 \times 392.7}{285613.16} = 429.76 \text{ kN}$$

**Il faut que :**

$$N_4 \leq nF_p \quad \text{et} \quad F_p = 0.7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Avec :

- \_  $f_{ub}$ : résistance à la traction des boulons ,  $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$
- \_ n: nombre de boulons par rangée ,  $n = 2$
- \_  $A_s$  : section résistance de boulon .

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 353 = 247.100 \text{ kN}$$

Alors :

$$N_4 \leq nF_p \quad \rightarrow 429.76 < 494.2 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VII.3.3.2. Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Par boulon : 
$$V = \frac{V_{sd}}{n}$$

Il faut vérifiée que :

$$V \leq F_s \quad \rightarrow F_s = k_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{mb}$$

Avec :

- \_  $V_{sd}$ : effort tranchant ,  $V_{sd} = 198.38 \text{ kN}$
- \_ n: nombre de boulon ,  $n = 10$
- \_  $\mu$  : coefficient de frottement ,  $\mu = 0.3$
- \_  $k_s$ : coefficient fonction de la dimension des trous de perçage ,  $k_s = 1$
- \_  $\gamma_{mb}$ : coefficient partiel de sécurité ,  $\gamma_{mb} = 1.25$
- \_  $F_p$ : l'effort précontrainte autorisé dans le boulon ,  $F_p = 247.1 \text{ kN}$

On trouve :

$$F_s = 0.3 \times \frac{247.1}{1.25} = 59.304 kN \quad \text{Et} \quad V = \frac{198.38}{10} = 19.838 kN$$

$$V \leq F_s \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VII.3.3.3. Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendu (en traction) :**

On doit vérifier que :  $F_t > F_v$

$$F_t = f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{eff} / \gamma_{m0} \quad \text{Et} \quad F_v = \frac{M}{h-t_f}$$

Où :

- \_  $b_{eff}$  : entraxe rangées boulons ,  $b_{eff} = 140$  mm
- \_  $t_{wc}$  : épaisseur ame poteau ,  $t_{wc} = 12$  mm
- \_  $t_{fb}$  : épaisseur semelle poutre ,  $t_{fb} = 14.6$  mm
- \_  $h = 450$ mm
- \_  $\gamma_{m0} = 1.1$
- \_  $f_y = 275$ MPa
- \_  $M = 312.58$  kN.m

Donc :  $F_t = 275 \times 12 \times \frac{145}{1.1} = 435 kN \quad F_v = \frac{312.58}{0.45-0.0146} = 717.91 kN$

On a  $F_v > F_t \dots \dots \dots$  pas vérifiée

La condition n'est pas vérifiée d'où il est nécessaire d'ajouter un raidisseur

→ Soit un raidisseur d'épaisseur  $t = 10$  mm.

→  $F_t = 275 \times (12 + 10) \times \frac{145}{1.1} = 797.5 kN > F_v \dots \dots \dots$  condition vérifiée

**VII.3.3.4. Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée (en compression) :**

Il faut vérifiée que :  $F_c \leq F_{c,Rd}$

Avec :

$$F_{c.Rd} = f_y \cdot t_{wc} \cdot \left(1.25 - 0.5 \cdot \gamma_{m0} \cdot \frac{\sigma_n}{f_y}\right) \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}} \quad \text{Et} \quad F_c = \frac{M_{Sd}}{h - t_f}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

- \_  $t_{fc}$  : épaisseur semelle poteau ,  $t_{fc} = 21.5\text{mm}$
- \_  $t_p$ : épaisseur platine extrémité ,  $t_p = 20 \text{ mm}$
- \_  $r_c$ : rayon de raccordement ams , semelle du poteau ,  $r_c = 27\text{mm}$
- \_  $f_y = 275 \text{ MPa}$
- \_  $\sigma_n$ : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_n = \frac{V_{Sd}}{A} + \frac{M_{Sd}}{W_{elly}}$$

$$\begin{cases} V_{Sd} = 198.38 \text{ kN} \\ M_{Sd} = 312.58 \text{ kN} \\ W_{elly} = 2156 \text{ cm}^3 \\ A = 170.9 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \sigma_n = 156.58 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow b_{eff} = 14.6 + 2 \times 20 + 5(21.5 + 27) = 297.1 \text{ mm}$$

Alors :

$$F_{c.Rd} = 275 \times 12 \times \left(1.25 - 0.5 \times 1.1 \times \frac{156.58}{275}\right) \times \frac{297.1}{1.1} = 835 \text{ kN}$$

$$F_{c.Rd} = 835 \text{ kN} > F_c = 717.91 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VII.3.3.5. Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :**

Il faut que :  $V_R > F_v$

$$V_R = 0.58 \times f_y \times h \times t_{wc} / \gamma_{m0}$$

\_  $h$  : hauteur de profilé de poteau ,  $h = 340 \text{ mm}$

$$V_R = 0.58 \times 275 \times 340 \times \frac{21.5}{1.1} = 1059.950 \text{ kN}$$

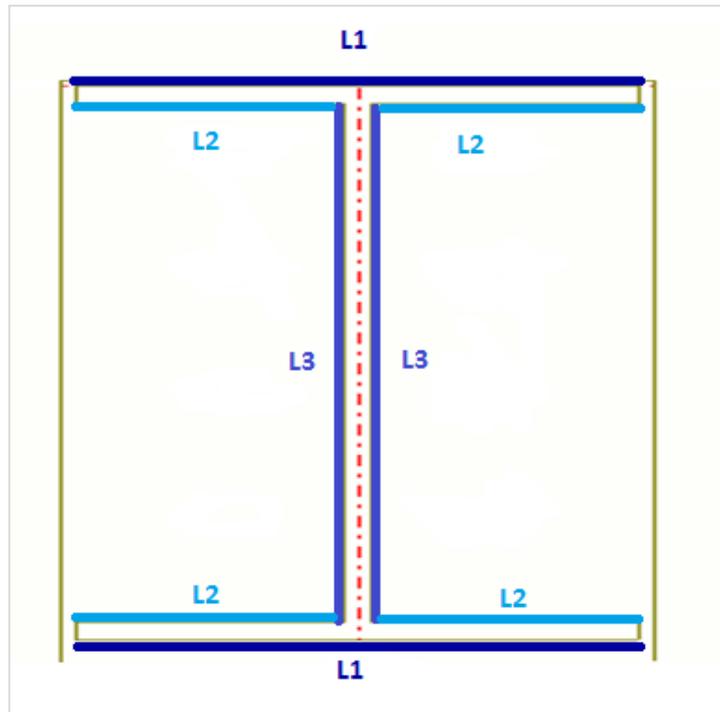
$$F_v = 717.91 \text{ kN}$$

$$V_R > F_v \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**VII.3.4. Vérification de la soudure : [14]**

**VII.3.4.1. les longueurs utiles des cordons de soudure :**

$$\begin{cases} L_1 = b = 190mm \\ L_2 = \frac{b - t_w}{2} = 90.3mm \\ L_3 = h - 2t_f = 420.8mm \end{cases}$$



**Figure VII. 5 : les longueurs utiles des cordons de soudure.**

**VII.3.4.2. Calcul de l'épaisseur du cordon de la soudure :**

Pour notre assemblage on a deux (02) types des cordons :

- \_ un cordon latéral (âme)
- \_ un cordon frontal (semelle).

On a :

$$\begin{cases} \sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \end{cases} \text{ Et } \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

Avec :

- \_  $\sigma_{\perp}$  : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge.
- \_  $\sigma_{\parallel}$  : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure
- \_  $\tau_{\perp}$  : Contrainte tangentielle (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure
- \_  $\beta_w$  : Facteur de corrélation approprié,  $\beta_w = 0.85$
- **Le cordon de la semelle** : est un cordon frontal ( $\sigma_{\parallel} = 0$ )

On a :

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \times F}{2 \times a_1 \times l_1} \quad \text{Et} \quad F = \frac{M_{Sd}}{h}$$

Où :

- \_  $l_1$  : longueur utile de cordon de la semelle ,  $l_1 = 190$  mm
- \_  $a_1$  : l'épaisseur de la soudure sur la semelle
- \_  $h$  : hauteur du profilé ,  $h = 450$  mm
- \_  $M_{Sd} = 312.58$  kN.m

Pour trouver  $a_1$  , on suppose que :

$$\frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}} = \frac{\sqrt{2} \times F}{2 \times a_1 \times l_1}$$

Alors :

$$a_1 = \frac{\beta_w \times \gamma_{m2} \times \sqrt{2} \times M_{Sd}}{f_u \times l_1 \times h}$$

$$a_1 = \frac{0.85 \times 1.25 \times \sqrt{2} \times 312.58 \times 10^6}{430 \times 190 \times 450} = 12.77 \text{ mm}$$

On prend :

$$a_1 = a_2 = 14 \text{ mm}$$

- **Le cordon de l'âme** : est un cordon latéral

$$\text{On a : } F = \frac{V_{Sd}}{2}$$

$$\rightarrow a_3 = \frac{\beta_w \times \gamma_{m2} \times \sqrt{3} \times V_{Sd}}{f_u \times l_3 \times 2}$$

$$\rightarrow a_3 = \frac{0.85 \times 1.25 \times \sqrt{3} \times 198.38 \times 10^3}{430 \times 420.8 \times 2} = 1.01 \text{ mm}$$

On choisit :

$$a_3 = 6 \text{ mm}$$

La résistance de la soudure est suffisante si la condition suivante est vérifiée :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

On suppose que les cordons frontaux repris uniquement le moment M et les cordons latéraux repris l'effort V :

$$F_{\perp} = \frac{M}{h} \quad \text{Et} \quad F_{\parallel} = V$$

$$\text{-- Pour les cordons frontaux : } \begin{cases} \tau_{\parallel M} = 0 \\ \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{F_{\perp}}{\sqrt{2} \times a \times (l_1 + 2l_2)} \end{cases}$$

$$\text{-- Pour les cordons latéraux : } \begin{cases} \tau_{\parallel V} = \frac{F_{\parallel}}{a \times l_3 \times 2} \\ \sigma_{\perp V} = \tau_{\perp V} = 0 \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} F_{\perp} = \frac{312.58 \times 10^6}{450} = 694.622 \text{ kN} \\ F_{\parallel} = 198.38 \text{ kN} \end{cases}$$

Et on trouve :

$$\text{-- Sur les cordons frontaux : } \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{694.622}{\sqrt{2} \times 14 \times (190 + 2 \times 90.3)} = 94.67 \text{ MPa}$$

$$\text{-- Sur les cordons latéraux : } \tau_{\parallel V} = \frac{198.38}{6 \times 420.8 \times 2} = 39.29 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sqrt{94.67^2 + 3(94.67^2 + 39.29^2)} = 201.2 \text{ MPa}$$

$$\frac{430}{0.85 \times 1.25} = 404.71 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

**VI.4. Assemblages de contreventement en V :**

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 4: Caractéristique des profilés assemblés.**

Profilé	h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	A(cm <sup>2</sup> )
HEB340	340	300	16.5	9.5	170.9
Tub220×220×16	200	200	16	16	128

**VII.4.1. Données de calcul :**

L'assemblage ci-dessous est sollicité par : Un effort tranchant ;  $V_{sd} = 2405.67 \text{ kN}$  (tiré du chapitre 3 'effort a ELU')

$K_s = 1$  ; trous nominaux,  $\gamma_{ms} = 1.25$

L'assemblage est assuré par des boulons HR de diamètre 24 mm (M24) de classe 10.9

**VII.4.2. Nombre des boulons nécessaire :**

Pour calculer le nombre des boulons on a :

$$F_{s,Rd} \geq F_{v,Sd}$$

Avec :

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n_b} \text{ et } F_{srd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{Ms}}$$

- \_  $F_{s,Rd}$  résistance de calcul au cisaillement par boulon
- \_  $A_s$ : de la partie non filetée du boulon
- \_  $F_{v,Sd}$  : effort de cisaillement de calcul par boulon
- \_  $V_{Sd}$ : effort tranchant
- \_  $n_b$ : nombre de boulon

- \_  $\mu$  : coefficient de frottement - classe C,  $\mu=0.3$
- \_  $\gamma_{Ms} = 1.1$  (Trou nominal a)
- \_  $K_s=1$  (trou nominal a)
- \_  $Fp = 0,7 \times fub \times As \times 10^{-3} = 247,1Kn$

On a deux plans de cisaillement,  $n = 2$

$$F_{srd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3 \times 247,1}{1,1} = 134,8kN$$

$$V_{sd} = \frac{2405.67}{2} = 1202.83$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow n = \frac{1202.83}{134.8} = 8.92$$

On opte pour 10 boulons de M24 de classe 10.9 et de section  $A_s = 353mm^2$

#### VII.4.3. Disposition constructive :

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Eurocode 3 est calculer comme suite :

La disposition	La méthode de calcul	Le calcule	Choix [mm]
$e_1$	$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm)$	$31.2 \leq e_1 \leq 180$	50
$P_1$	$2.2d_0 \leq P_1 \leq \max(14t, 200mm)$	$57.2 \leq P_1 \leq 200$	80
$e_2$	$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm)$	$39 \leq e_2 \leq 180$	40
$P_2$	$3d_0 \leq P_2 \leq \max(14t, 200mm)$	$78 \leq P_1 \leq 200$	100

Avec :

- \_  $d_0$  : diamètre de trou ,  $d_0 = d + 2 = 26mm$
- \_  $t$  : épaisseur de la cornière ,  $t = 15mm$

**VII.4.4. Vérification de la pression diamétrale :**

La vérification à la pression diamétrale tient compte des dimensions géométriques des pièces assemblées aux voisinages du boulon :  $F_{b,Rd} \geq V_{Sd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :  $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$

- \_ d = diamètre du boulon , d = 24mm
- \_ d<sub>0</sub>: diamètre de trou , d<sub>0</sub> = 26mm
- \_ t: épaisseur de la pièce , t = 15mm
- \_ e<sub>1</sub>: pince longitudinale , e<sub>1</sub> = 50mm
- \_ P<sub>1</sub>: entraxe des boulon , P<sub>1</sub> = 80mm
- \_ f<sub>ub</sub>: résistance à la traction des boulons , f<sub>ub</sub> = 1000MPa
- \_ f<sub>u</sub>: résistance à la traction de la pièce , f<sub>u</sub> = 430MPa

on trouve  $\alpha = 0.64$

Donc :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.64 \times 430 \times 26 \times 15}{1.25} = 214.656 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{1202.84}{10} = 120.284 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 214.656 > F_{v,Sd} = 120.284 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**VII.5. Assemblage de pied de poteau [Annexe E]:**

Ce type d'assemblages est utilisé pour relier la structure en acier à l'infrastructure en béton. La base du poteau est soudée à une platine, boulonnée au noyau en du béton à l'aide d'ancrage.

L'assemblage de pied poteau est calculé à l'aide du logiciel de ROBOT structurel sur la base des résultats obtenus à partir d'ETABS.

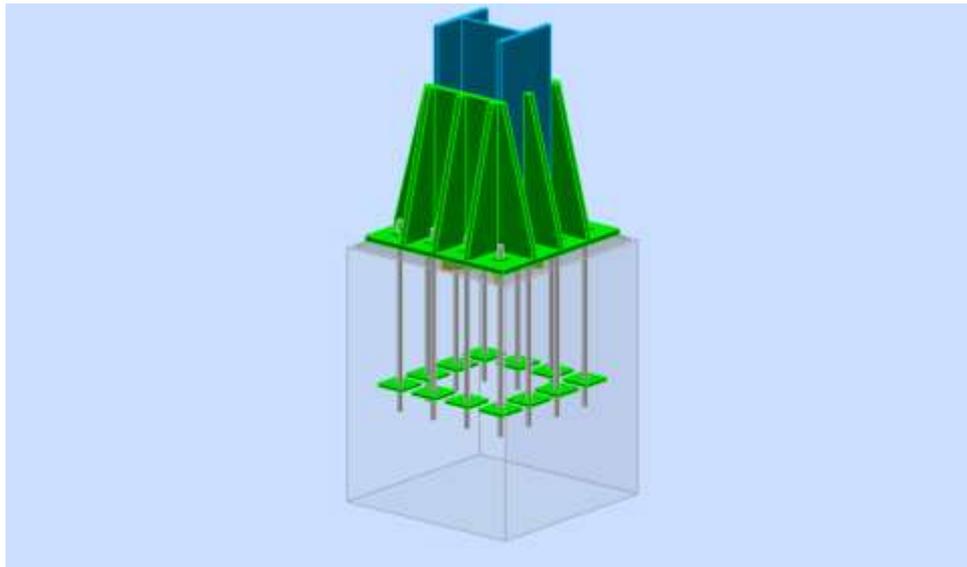


Figure VII. 6: assemblage pied de poteau.

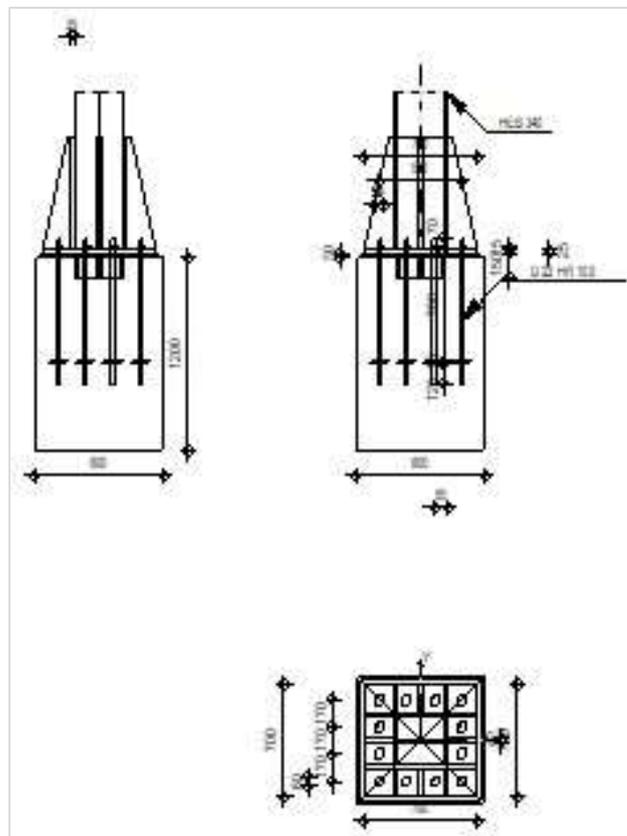
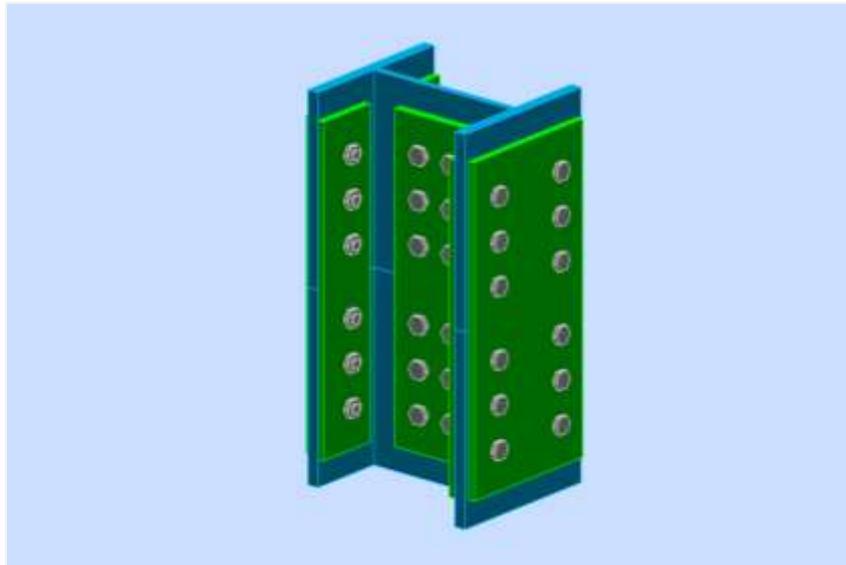


Figure VII. 7: détail assemblage Pied de poteau (HEB340) par logiciel ROBOT structurel.

- Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme avec un ratio 0,61

**VII.6. Assemblages de continuité [Annexe]:**

L'assemblage de continuité est calculé à l'aide du logiciel de ROBOT structurel sur la base des résultats obtenus à partir d'ETABS.



**Figure VII. 8: assemblage poteau -poteau.**

- Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme avec un ratio 0,43

**Chapitre VIII :**  
Etudes des éléments de  
sous-sol

### **VIII.1. Introduction :**

Nous appelons sous-sol toute pièce ou tout étage situé sous le "rez-de-chaussée" d'un bâtiment, et donc il se trouve principalement ou entièrement sous la surface du sol.

Dans ce chapitre, nous allons déterminer les dimensions des éléments du sous-sol tout en s'assurant qu'ils sont sécuritaires.

### **VIII.2. Etude les éléments du sous-sol :**

Dans notre cas on a 1 sous-sol, nous devons faire un pré dimensionnement des éléments résistants en respectant les règles et les normes en vigueur données par le RPA99 (version 2003).

- \_ **Les planchers** : on a choisi 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.3. Pré dimensionnement de poteau de sous-sol :**

Les poteaux de sous-sol sont généralement en béton ou bien mixte, pour notre projet on a choisi du réalisé des poteaux mixtes enrobée. Un poteau mixte enrobée est un élément porteur verticale et ponctuel constitue d'un profile métallique entoure de béton ou d'une tube métallique rempli de béton

- Les types de poteaux mixtes : ses deux types
  - \_ Les poteaux partiellement ou totalement enrobent de béton
  - \_ Les poteaux en profilent creux rempli de béton
- Les avantages des poteaux mixtes
  - \_ Petite section à résistance élevé
  - \_ Gain de tempe et de cout appréciable lors de montage
  - \_ L'acier en confinant le béton assure un rôle de frettage qui provoque une

### **VIII.3.1. Méthodes de calcul des poteaux mixtes**

L'Eurocode 4 présente 02 méthodes de dimensionnement :

\_ **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.

\_ **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.

On développera ici la méthode simplifiée de [10] qui peut s'appliquer à la majorité des cas.

### **VIII.3.2. 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 et est 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 :

$$0.2 < \delta = \left( \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \right) \times \frac{1}{N_{plr}} < 0.9$$

- \_ L'élancement réduit  $\lambda$  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.3.3. Vérification de l'application de la méthode simplifiée :**

▪ **Exemple de calcul :**

Nos calculs vont être sur le poteau (E-10) d'un profilé HEB340 d'une hauteur de 3.06m :

**Tableau VIII. 1: Caractéristique de profilé HEB340.**

Profilé	A <sub>a</sub> [cm <sup>2</sup> ]	E <sub>a</sub> [MPa]	Nuance	F <sub>y</sub> [MPa]	γ <sub>ma</sub>
HEB340	170.9	2.1×10 <sup>5</sup>	S275	275	1.1

**VIII.3.3.1. Pré -dimensionnement de la section en béton**

**a) Béton C25/30**

On a : h<sub>c</sub> = b<sub>c</sub> = 800 mm

On doit vérifier la Section transversale :

$$0,2 < \frac{h}{b} < 5 \rightarrow \frac{800}{800} = 1 \in [1; 5] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**b) Enrobage :**

On a :

$$\begin{cases} 40 \text{ mm} < c_y < 0.4h_c \\ 40 \text{ mm} < c_z < 0.3h_c \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 40 \text{ mm} < c_y < 320 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} < c_z < 240 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend c<sub>y</sub> = c<sub>z</sub> = 60 mm

**c) Section des armatures :**

$$A_s = 0.50\% A_{c \text{ net}}$$

$$A_s = 0.50\% [(800 \times 800) - 17090] = 31.2145 \text{ cm}^2$$

→ **Le choix :** 8T25 A<sub>s</sub> = 39.27 cm<sup>2</sup>

**Tableau VIII. 2: Caractéristique des armatures de la section mixte**

Choix	Acier	c <sub>y</sub> = c <sub>z</sub> [mm]	f <sub>sk</sub> [MPa]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MPa]
8T25	S400	60	400	39.27	2.1×10 <sup>5</sup>

**VIII.3.3.2. Vérification de la résistance du poteau :**

Le poteau mixte présente une résistance suffisante au flambement si , pour les deux axes :

$$N_{Sd} \leq \chi N_{pl,Rd}$$

Où :

- \_  $\chi$ : est le coefficient de réduction .
- \_  $N_{pl,Rd}$  : résistance de la section transversale à la charges axiale .
- \_  $N_{Sd} = 2562.725kN$  (tirés du logiciel ETABS)

**1. Résistance de la section transversale :**

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + A_c \cdot \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Avec :

$A_a, A_c$  et  $A_s$  Sont les aires des sections transversales de l'acier de construction, du béton et de l'armature.

$$A_c = A_{gross} - A_{acier} - A_{armature}$$

$$A_c = (800 \times 800) - 17090 - 3927 = 618985 \text{ mm}^2$$

Alor :

$$N_{pl,Rd} = 17090 \times \frac{275}{1.1} + 618985 \times \frac{0.85 \times 25}{1.5} + 3927 \times \frac{400}{1.15} = 14407.367kN$$

Coefficient de participation de l'acier  $\delta$  :

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{4272500}{14407.367 \times 10^3} = 0.3 \in [0.2; 0.9] \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**2. La charge critique élastique de flambement :**

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times (EI)}{l_f^2}$$

Avec :

- \_ EI: la rigidité du poteau mixte
- \_  $l_f$  : est la longueur de flambement du poteau mixte

▪ **Caractéristique de la section mixte :**

a) **Les armatures 8T25 :**

– **La section :**

$$A_s = 8 \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 8 \times \frac{\pi \times 25^2}{4}$$

$$A_s = 3927 \text{ mm}^2$$

– **Le moment d'inertie :**

On a une section carré donc:  $I_{sy} = I_{sz} = 296.9 \times 10^6 \text{ mm}^4$

– **Le module de plasticity :**

$$W_{pl,y} = W_{pl,z} = A_{\text{barre}} \times d = 935.107 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

b) **Le béton (800\*800) :**

– **La section**

$$A_c = b \times h - (A_a + A_s) = 618985 \text{ mm}^2$$

– **Le moment d'inertie**

$$I_c = \frac{bh^3}{12} - (I_a + I_s) \rightarrow \begin{cases} I_{cy} = 3.35 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\ I_{cz} = 3.37 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \end{cases}$$

– **Le module de plasticité**

$$W_{plc} = \frac{bh^2}{4} - (W_{pla} + W_{pls}) \rightarrow \begin{cases} W_{plc,y} = 124,66 \times 10^6 \text{ mm}^3 \\ W_{plc,z} = 126,08 \times 10^6 \text{ mm}^3 \end{cases}$$

**Tableau VIII. 3: caractéristique de la section mixte.**

	Acier	Béton	Armature
$A \text{ [mm}^2\text{]}$	17090	618985	3927
$I_y \text{ [mm}^4\text{]}$	$36660 \times 10^4$	$3.35 \times 10^{10}$	$296.9 \times 10^6$
$I_z \text{ [mm}^4\text{]}$	$9690 \times 10^4$	$3.37 \times 10^{10}$	$296.9 \times 10^6$
$W_{pl,y} \text{ [mm}^2\text{]}$	$2408 \times 10^3$	$124.66 \times 10^6$	$935.107 \times 10^3$
$W_{pl,z} \text{ [mm}^3\text{]}$	$985,7 \times 10^3$	$126.08 \times 10^6$	$935.107 \times 10^3$

→ **La rigidité élastique (EI) :**

$$EI = E_a \times I_a + 0,6E_{cd} \times I_c + E_s \times I_s$$

Avec :

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{Mc}}$$

$$\begin{cases} E_{cm} = 3200MPa \\ \gamma_{mc} = 1.35 \end{cases} \rightarrow E_{cd} = 23703.70MPa$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} EI_y = 6.16 \times 10^{14} N \cdot mm^2 \\ EI_z = 5.62 \times 10^{14} N \cdot mm^2 \end{cases}$$

$$l_f = 0.5l \text{ (bi - encastrée) } = 1.53m$$

On trouve :

$$N_{cr,y} = 2.597 \times 10^6 kN$$

$$N_{cr,z} = 2.369 \times 10^6 kN$$

### 3. La résistance plastique en compression :

$$N_{pl,R} = A_a \times f_y + 0,85 \times A_c \times f_{ck} + A_s \times F_{sk}$$

On trouve :

$$N_{pl,R} = 19424kN$$

#### a. L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} \rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = 0.10 \\ \bar{\lambda}_z = 0.10 \end{cases} \rightarrow \text{pas risque de flambement}$$

#### b. Calcul de $\phi$ :

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

#### – Choix de la courbe de flambement :

D'après [10] et pour les profilés en I totalement ou partiellement enrobés de béton on

a :

$$\begin{cases} \alpha_y = 0.34 \\ \alpha_z = 0.49 \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \phi_y = 0.50 \\ \phi_z = 0.48 \end{cases}$$

c. Calcul de  $\chi$  :

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

On trouve :

$$\begin{cases} \chi_y = 0.99 \\ \chi_z = 1 \end{cases}$$

Nous avons enfin :

$$N_{Sd} \leq \chi N_{pl,Rd}$$

— suit Y-Y :

$$0.99 \times 14407.3367 = 14263.26 \text{ kN} > N_{Sd} = 2562.725 \text{ kN} \dots \text{c. vérifiée}$$

— suit Z-Z

$$1 \times 14407.3367 = 14407.3367 \text{ kN} > N_{Sd} = 2562.725 \text{ k} \dots \text{c. vérifiée}$$

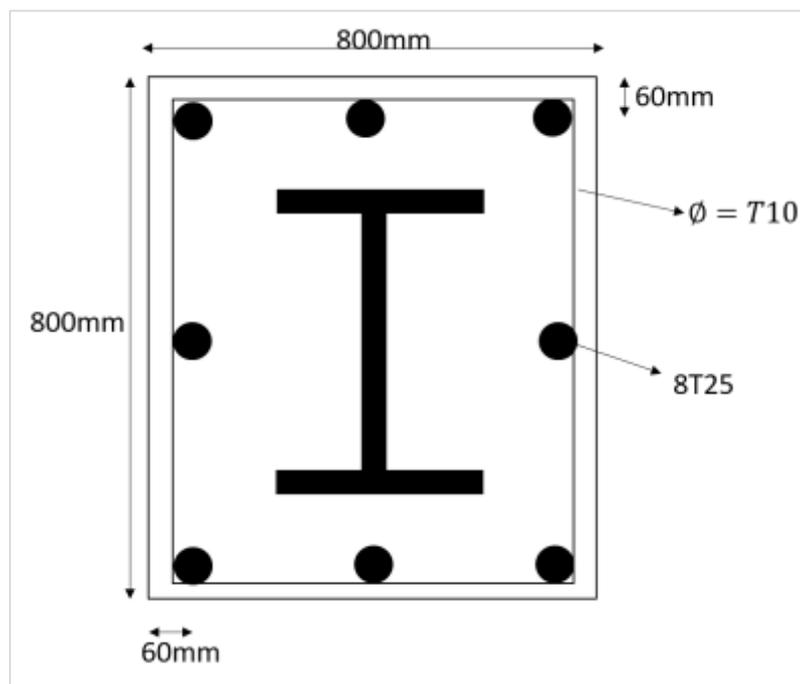


Figure VIII. 1:Schéma statique de poteau de sous-sol.

#### **VIII.4. Etude de voile périphérique**

Notre structure a un mur périphérique qui monte du niveau de la fondation à celui du sous-sol. Il se compose par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et non-déformable avec le sous-sol et les fondations.

##### **VIII.4.1. Pré-dimensionnement :**

D'après [2] le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- \_ Epaisseur > 15 cm.
- \_ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- \_ Le pourcentage minimum des armatures est 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- \_ Un recouvrement de  $40\phi$  pour les renforcements des angles.

L'épaisseur d'un voile périphérique est déterminée en fonction de la hauteur d'étage libre  $h_e$ , telle que :

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

$$h_e = 3.06 \text{ m} \quad \rightarrow \quad e = \max(15.3; 15 \text{ cm})$$

Donc on adopte pour les voiles périphériques une épaisseur de 20cm

##### **VIII.4.2. 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.

Les caractéristiques de voile la plus sollicitée sont :

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \text{ m} \\ L_y = 8 \text{ m} \end{cases}$$

##### **VIII.4.3. Calcul de la poussée de terre :**

C'est la force du massif de sol s'exerçant sur la face amont du mur et qui a tendance soit à renverser le mur, soit à le déplacer horizontalement. La poussée de terres est calculée par la formule suivante [15]:

$$P = k_a \times \gamma \times h_e$$

Avec :

- \_ P : la contrainte sur une bande de 1m.
- \_  $k_a$ : Le coefficient de poussée de terre ( $k_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ )
- \_  $h_e$  : hauteur de voile ( $h_e = 3,06$  m).

On a :

- \_  $\gamma$  : poids spécifique de terre ( $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>).
- \_  $\varphi$  : Angle frottement ( $\varphi = 30^\circ$ ).

**N.b.** par manque d'information sur les caractéristiques de notre remblai, on a supposé les données ci-dessus.

**Tableau VIII. 4: résultat de calcul de la poussée de terre.**

$h_e$ [m]	$\varphi$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_a$	P (ELS) [kN/m <sup>2</sup> ]	1,35×P (ELU) [kN/m <sup>2</sup> ]
3.06	30	18	0.33	18.18	24.58

**VIII.4.4. Ferraillage du voile périphérique :**

Le ferraillage de voile se calcul comme un panneau d'une dalle pleine, le calcul se fait pour une bande de  $b=1$  m et  $h=0,2$  m (l'épaisseur du voile)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{7.11} = 0.43 > 0.4$$

donc le panneau travaille dans deux sens.

**A. Détermination des sollicitations (les moments) :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

\_ **En travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75M_x \\ M_y^t = 0.75M_y \end{cases}$$

\_ **En appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5M_x \\ M_y^a = 0.5M_y \end{cases}$$

**Tableau VIII. 5: calcul de moment à l'ELU.**

	$\mu$	M [kN.m]	$M_t$ [kN.m]	$M_a$ [kN.m]
Le sens X-X	0.1062	24.44	18.33	12.22
Le sens Y-Y	0.2500	6.11	4.58	3.055

Le ferrailage est calculé pour une bande de 1 m en flexion simple avec une section ( $b \times e$ ) tel que :  $b=1$  m ;  $e=0,2$ m ;  $d = 18$ cm

**Tableau VIII. 6: Ferrailage de voile périphérique.**

	Sens	M KN.m	$\mu$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	X-X	18.33	0.031	0	0.039	17.72	2.97	5T10	3.14	20
	Y-Y	4.58	0.008	0	0.010	17.93	0.73	5T10	3.14	20
Appuis	X-X	12.22	0.020	0	0.026	17.81	1.97	5T10	3.14	20
	Y-Y	3.055	0.005	0	0.006	17.95	0.49	5T10	3.14	20

**B. Condition exige par [2] :**

Suivant [2] Le pourcentage minimum est de 0,1% de la section dans les deux sens en disposé en deux nappes.

$$A_t = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2.$$

$$A_t = 0.1\% \times b \times h = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2.$$

**C. Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens, avec épaisseur compté entre 12 et 30 cm :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} & ; A_x^{min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} & ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Avec :  $\rho_0 = 0,0008$  (pour les barres de FeE400)

• **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 3.14cm^2 > A_x^{min} = 2.056cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_y = 3.14cm^2 > A_y^{min} = 1.6cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

• **Sur appuis :**

$$\begin{cases} A_x = 3.14cm^2 > A_x^{min} = 2.056cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_y = 3.14cm^2 > A_y^{min} = 1.6cm^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

**D. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{bh} < \tau_u = 0.05f_{c28}$

Avec :

$$T_u = \max(T_x ; T_y)$$

$$\begin{cases} T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_x + l_y} = \frac{24.58 \times 3.06 \times 7.11}{2 \times 3.06 + 7.11} = 40.42kN \\ T_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{24.58 \times 3.06}{3} = 25.07kN \end{cases}$$

Alors :  $T_u = 40.42kN$

$$\tau_u = 0.05 \times 25 = 1.25MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{40.42}{1 \times 0.2} = 0.202 MPa$$

$\bar{\tau}_u = 0.202MPa < \tau_u = 1.25MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

**E. Vérification à ELS**

• **Evaluation des sollicitations à ELS :**

$$M_X = \mu_x \times P_s \times L_x^2$$

$$M_Y = \mu_y \times M_X$$

Avec :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \\ P_s = 18.18 kN \end{cases}$$

– **En travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.75M_x \\ M_y^t = 0.75M_y \end{cases}$$

– **En appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.5M_x \\ M_y^a = 0.5M_y \end{cases}$$

**Tableau VIII. 7: calcul de moment à l'ELS.**

	$\mu$	M [kN.m]	$M_t$ [kN.m]	$M_a$ [kN.m]
Le sens X-X	0.1087	18.50	13.875	9.25
Le sens Y-Y	0.3077	5.69	3.435	2.845

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée préjudiciable

Il faut vérifier que :  $\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s \end{cases}$

Avec :

- $\overline{\sigma}_{bc}$  : la contrainte limite de service de béton ;  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$
- $\sigma_{bc}$  : la contrainte de service de béton ;  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$
- $\overline{\sigma}_s$  : contrainte limite de l'acier ;  $\overline{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e, \max(240\text{mpa} ; \sqrt{110\eta}))$
- $\sigma_s$  : contrainte de l'acier ;  $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (y - d)$

Où :

- $M_{ser}$ : moment de service
- $I$  : moment d'inertie par rapport à l'axe neutre
- $y$  : ordonnée du point de calcul de la contrainte
- $f_e$ : contrainte limite élastique,  $f_e = 400\text{MPa}$
- $\gamma_s$ : coefficient de sécurité de l'acier  $\gamma_s = 1$  ( *situation accidentelles* )
- $f_{c28}$ : Résistance à la compression à 28 jours,  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

Les contraintes calculées par le SOCOTEC.

Tableau VIII. 8: vérification des contraintes.

	Sens	$M_{ser}$ KN.m	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	Condition
Travée	X-X	13.875	3.14	15	4.28	240	30.9	Vérifiée
	Y-Y	3.435	3.14	15	1.04	240	9.61	Vérifiée
Appui	X-X	9.25	3.14	15	2.85	240	21.7	Vérifiée
	Y-Y	2.845	3.14	15	0.84	240	8.24	Vérifiée

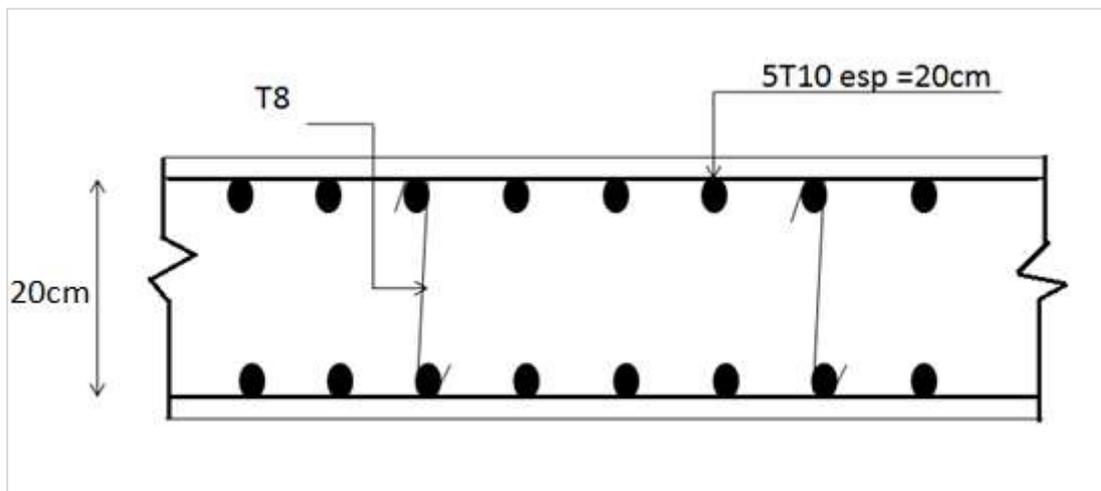


Figure VIII. 2 : schéma de ferrailage du voile périphérique dans les 02 sens.

# **Chapitre IX :**

## Etudes des fondations

### **IX.1. Introduction :**

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. C'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, tout en assurant la transmission des charges et la répartition de ces dernières dans le sol.

On peut retrouver trois principaux types de fondation qui sont :

- \_ La fondation superficielle
- \_ La fondation profonde.
- \_ La fondation spéciale.

### **IX.2. Choix du type de fondation :**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage

nous devons prendre en considération :

- \_ La charge que représente l'ouvrage
- \_ La portance du sol
- \_ L'ancrage et les différentes données du rapport de sol.

D'après le rapport de sol nous avons une contrainte admissible du terrain égale à 1.6 bars.

Pour le choix du type de fondation ; on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées ; les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### **IX.3. Calcul des fondations**

#### **IX.3.1 Semelles isolées sous poteaux**

Les poteaux étant de sections carrées ; on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est :  $\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle sous le poteau le plus sollicitée avec :

- \_ S : surface d'appui de la semelle.
- \_  $\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol,  $\bar{\sigma}_{sol} = 160bar$
- \_  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation, (l'obtenu par le logiciel ETABS à L'ELS + la charge de sous-sol).

$$N_{ser} = 2729.93$$

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow s = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{2729.93}{160} = 17.061m^2$$

$$S = B \times B \rightarrow B = \sqrt{S} = 4.13m$$

Pour vérifier l'interférence entre deux semelles il faut vérifier que :  $L_{min} > 1.5B$

Tel que :

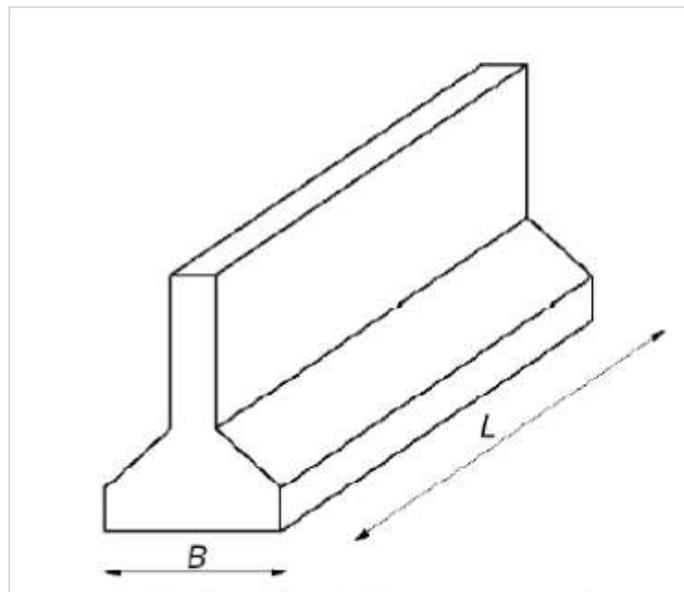
–  $L_{min}$  : est l'entraxe minimum entre les poteaux

$$l_{min} = 1.95m < 1.5 \times 4.13 = 6.19m$$

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, d'autant plus que notre ouvrage représente une charge importante, alors on va opter pour des semelles filantes.

### **IX.3.2. Semelles filantes :**

Qui sont les fondations des murs, surtout les murs en parpaings et les voiles. Les semelles filantes servent à répartir les charges sur une plus grande surface afin que l'ouvrage ne s'enfonce pas dans le sol.



**Figure IX. 1: Schéma d'une semelle filante.**

On doit vérifier que :  $\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Tel que :

–  $N_{ser} = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux

–  $S = B \times L$ , B est largeur de la semelle et L : longueur du fil considéré .

$$\rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

▪ **Sens Y-Y :**

**Tableau IX. 1: surface des semelles fillants -sens Y-Y.**

files	N(kN)	L(m)	B(m)	$B^{choisie}$ (m)	$S_s$ (m <sup>2</sup> )
A	2773.32	36	0.48	1.5	54
B	4994.45	36	0.86	1.5	54
C	9943.11	36	1.72	2	72
E	11175.01	36	1.8	2	72
G	12849.54	36	2.2	2.5	90
I	13367.87	36	2.3	2.5	90
J	2709.28	9	1.80	2	72
$\sum S_s$					504

▪ **Sens X-X :**

**Tableau IX. 2: surface des semelles filante - sens X-X.**

files	N(kN)	L(m)	B(m)	$B^{choisie}$ (m)	$S_s$ (m <sup>2</sup> )
1	2898.28	25.65	0.7	1	25.65
2	6294.03	25.65	1.5	2	51.3
3	854.14	3	1.7	2	6
4	9955.37	29.95	2	2	51.3
6	8902.67	29.95	1.8	2	51.3
8	9481.49	29.95	1.9	2	51.3
10	8437	25.65	2	2	51.3
12	6584.79	25.65	1.6	2	51.3
13	2015.90	25.65	0.5	1	25.65
$\sum S_s$					313.8

▪ **Le sens incliné :**

**Tableau IX. 3: surfaces des semelles filantes - sens incliné .**

files	N(kN)	L(m)	B(m)	$B^{choisie}(m)$	$S_s (m^2)$
U	3045.73	35	0.54	1	35
W	15269.33	35	2.5	2.5	87.5
X	10632	35	1.8	2	70
$\sum S_s$					192.5

**1. Vérification :**

Il faut vérifier que :  $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

On a surface  $S_b = 2023.8m^2$

– **Sens-Y :**

$$\frac{504}{2023.8} = 0.30 < 50\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

– **Sens-X :**

$$\frac{313.8}{2023.8} = 0.22 < 50\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

– **La partie inclinée :**

$$\frac{192.5}{2023.8} = 0.10 < 50\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise de la structure donc on va opter pour des semelles filantes continues comme type de fondation. le calcul se fait pour le file de poteaux la plus sollicité (file E)

**2. Dimensionnement des semelles et nervures :**

**Tableau IX. 4 : caractéristique de la semelle de file E.**

N (kN)	L(m)	B(m)	$S_s (m^2)$
11175.01	36	2	72

**a. La hauteur  $h_{sf}$ :**

La hauteur de la semelle est donnée par la relation :  $h_{sf} = d + 0.05$

$$\text{D'où : } d \geq \frac{B-b}{4}$$

- \_ d : hauteur utile.
- \_ b : Cotés du poteau (en m),  $b = 0.8m$

$$\text{Donc : } h_{sf} \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \rightarrow h_{sf} \geq 0.35m \rightarrow h_{sf} = 0.75m$$

**b. Largeur des nervures  $b_n$  :**

Par la condition de coffrage on a :  $b_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{6}{10} = 0.6m$  on opte pour  $b_n = 80cm$

**c. Hauteur de nervures :**

\_ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$0.75 \leq h \leq 1.2 \quad \text{On prend } h_n = 100cm$$

**d. Vérification de la longueur élastique :**

Il faut vérifier que :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  et  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$

Avec :

- \_ k : coefficient de raideur du sol, on prend  $k = 320 \text{ kN/m}^2$
- \_ E : module d'élasticité du béton,  $E = 3.16 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
- \_ I : moment d'inertie de la semelle,  $I = bh^3/12 = 0.070m^4$
- \_ b : largeur de la semelle ;  $b = 2m$

On trouve :  $L_e = 10.48m$

Les résultats des vérifications et des dimensionnements des semelles continues sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau IX. 5: Vérifications de la semelle filante.**

semelle	$N_u$ (KN)	L (m)	B (m)	h (m)	$\frac{\pi}{2}L_e$ (m)	$L_{max}$ (m)	Reaction linear
S <sub>FE</sub>	13324.05	36	2	0.75	16.46	6	Verifier

**e. Vérification au non poinçonnement :**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{p}{2h_t} \left[ 1 - \left( b + \frac{5h_t}{3} \right) / B \right] \leq \tau_{lim}$$

Avec :

- \_ P: l'effort normal au niveau de poteau le plus sollicité de chaque semelle
- \_  $\tau_{lim}$ : représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement,  $\tau_{lim} = 0.045f_{c28}/\gamma_b$

**Tableau IX. 6: vérification au non poinçonnement .**

semelle	P (KN)	B (m)	H (m)	b (m)	h (m)	$\tau$ MPa	$\tau_{lim}$ MPa	Condition
S <sub>FE</sub>	1914.38	2	0.5	0.8	0.75	-0.58	750	Verifier

**f. Le ferrailage :**

▪ **Calcul des armatures principales :**

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELS. Nous avons :

$$A_s = \frac{P_u(B - b)}{8(h - 0.05)\sigma_s}$$

Répartition du poids totale le long de la semelle :

La répartition des charges le long de la semelle est donnée par la formule suivante :

$$q_u = \frac{N_t}{L}$$

Avec :

- L: longueur totale de la semelle
- $N_t$  : l'effort normale total ;  $N_t = P_{ts} + N$

▪ **Calcul des poids des terres + semelle (PTS) :**

Le poids des terres est donné par la formule suivante :

$$P_{ts} = s \times \gamma \times D$$

Avec :

- s: Surface de la semelle ;  $s = 72m^2$
- $\gamma$ : poids spécifique ( terre + semelle ),  $\gamma = 18 kN/m^3$
- D : ancrage de la semelle ;  $D = 4.5m$

Alors :

$$P_{ts} = 72 \times 18 \times 4.5 = 5832kN$$

Donc :

$$N_t = 13324.045 + 5832 = 19156.05kN$$

On trouve :

$$q_{ser} = \frac{19156.05}{36} = 532.11kN$$

$$A_s = \frac{532.11(2 - 0.8)}{8(0.75 - 0.05) \times 348 \times 10^3} = 3.28 cm^2/ml$$

Nous choisissons **5T 12/ml** = 5.65cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de **20cm**.

**Armatures de répartition** :  $A_r = \frac{A_s}{4} = 1.41cm^2 \rightarrow$  on opte pour 5T10,  $A_r = 3.93cm^2$

▪ **Ferraillage max en travée et sur appuis de la nervure :**

On a :  $q = P = 532.11 kN$

▪ **Ferraillage longitudinale :**

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{532.11 \times 6^2}{8} = 2394.50kN.m$$

– **En travée** :  $M_t = 0.75M_0$

– **En appuis** :  $M_a = 0.5M_0$

–

a. **En travée :**

\_ **Moments réduits :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{F_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{1795.88 \times 10^6}{14.7 \times 900^2 \times 800} = 0.18 < \mu_R = 0.391$$

Donc pas d'acier comprime, Armateur tendus seulement.

\_ **Coefficient de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.25$$

\_ **Bras de levier du couple interne :**

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 81.0\text{cm}$$

\_ **Section théorique d'acier :**

$$A_u = \frac{M_{ut}}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{1795.88 \times 10^6}{810 \times 384} = 57.73\text{cm}^2$$

\_ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 80 \times 2.1 \times 90}{400} = 8.694\text{cm}^2$$

- **Choix :** 12T25 →  $A = 58.91\text{cm}^2$

b. **Sur appuis :**

La méthode de calcul précédente étant la même, nous résumerons les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau IX. 7: ferrailage sur appuis.**

$\mu$	$\alpha$	$Z_b$ (cm)	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix :
0.12	0.16	84.24	37.01	8.694	8T25 $A=39.27\text{cm}^2$

- **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée préjudiciable

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

**Tableau IX. 8: vérification des contraintes.**

	M <sub>ser</sub> KN.m	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_s$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	Condi on
Travée	1594.40	58.91	15	9.23	400	130.3	vérifiée
Appui	1062.94	39.27	15	7.85	400	110.3	Vérifiée

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Avec :

•  $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$  et  $T_u = \frac{q_u L}{2} = 1596.33 \rightarrow \tau_u = \frac{1596.33 \times 10^3}{800 \times 900} = 2.2 MPa$

•  $\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 MPa) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$

On a  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée

▪ **Armatures transversales :**

– **D'après [15] :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_e}$$

Avec :

– k = 1 (pas de reprise de bétonnage)

–  $S_t \leq \min(0.9d, 40cm)$

–  $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 MPa\right) = 0.4 MPa$

– **D'après [6] :**

–  $\frac{A_t}{S_t} = 0.003 b_0$

–  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$  ... .. zone nodale

–  $S_t \leq \frac{h}{2}$  ..... zone courante

Tableau IX. 9: ferrailage des armatures transversales.

$T_u (kN)$	$\tau_u (MPa)$	$S_t (cm)$ BAEL	$S_t^{adpt} (cm)$		$A_t (cm^2)$	choix
			z.N	z.C		
1596.33	2.2	40	15	30	4.13	4T12 $A_t (cm^2) = 4.52$

- **Armatures de peau :**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins  $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 2.25 \text{ cm}^2$$

On prend :  $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

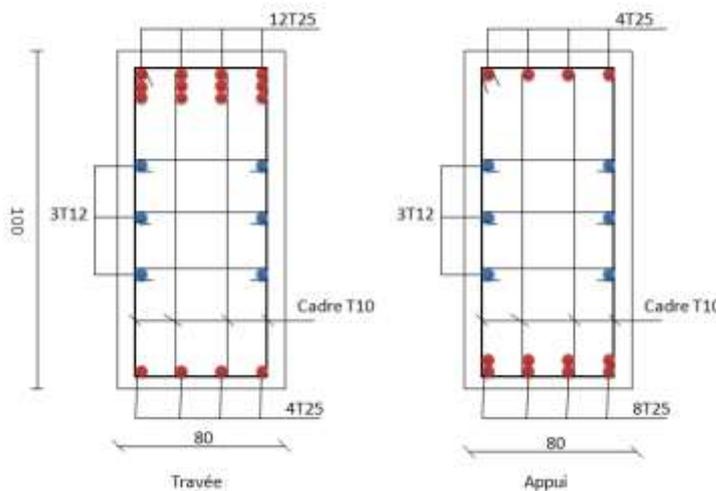


Figure IX. 2: Ferrailage de nervurée.

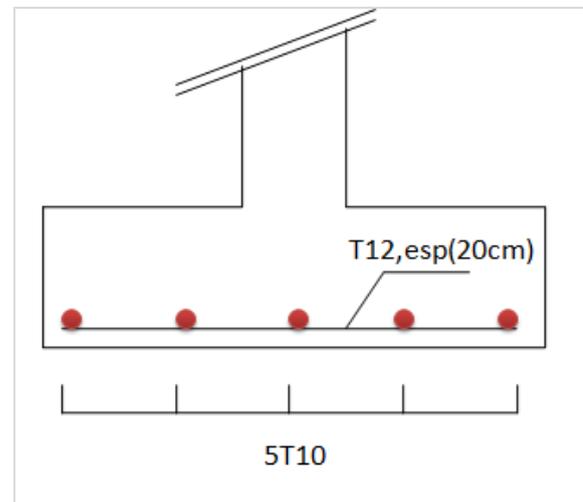


Figure IX. 3: Ferrailage de la semelle filante.

# **Conclusion Générale**

Cette mémoire nous offre une transition entre la vie universitaire et la vie professionnelle, durant la période de cette thèse nous avons l'opportunité d'appliquer les connaissances déjà acquises et de nouvelles enveloppes.

Le début de ce projet dans lequel nous avons appris les premières étapes du démarrage de tout projet et les informations dont nous avons besoin.

Les multiples usages du bâtiment et la différence de charge qui en résulte nous ont permis de comparer les résultats et la différence entre un bâtiment à forte et moyenne charge et un à faible charge.

Nous avons eu l'occasion d'étudier l'effet du vent sur un bâtiment de forme géométrique irrégulière. Dans ce cas, nous avons dû réaliser plusieurs expériences, qui ne nous étaient malheureusement pas disponibles, mais avec cela nous avons fait une étude approximative et estimée par les règles de base (DTR C.2-4.7 Régulation de la neige et du vent 99).

La modélisation et l'étude sismique n'ont pas été faciles pour nous, pour arriver au modèle final qui satisfait aux critères (RPA99V2003\_DTRBC2.48), nous avons dû passer par de nombreux modèles. Grâce à cette étude, nous avons compris les effets sismiques sur les bâtiments et leur signification, et avons également appris à travailler sur le modèle ETABs.

Il suffit de mentionner dans cette étude que l'objectif de la résistance a été atteint et que nous avons pu obtenir un bâtiment sûr.

La Fin, en Espère et ce travail, qui est la Résultante de Toutes ces Années d'étude Nous servira comme Expérience pour Notre-Carrière Professionnel et qu'il Servira aux Prochains étudiants.

## Référence bibliographique

- [1] Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44)
- [2] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire)
- [3] MICHEL CRISINEL, conception et calcul des dalle mixte acier –béton
- [4] SITE WEB
- [5] Charges permanente et charge d'exploitation DTR D.C.2.2 charges et surcharges
- [6] Document technique réglementaire Algérienne D.T.R-C2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 » version 2003.
- [7] Eurocode 1, Actions sur les structures, partie 1-1, Action générales –Actions du vent
- [8] JEAN-MARIE ARIBERTI, construction mixte acier- béton, calcul des poutres mixtes
- [9] RAMADHAN RAMADANE, chapitre1, dalle mixte avec tôle profilées en acier
- [10] Eurocode 4 : conception et dimensionnement des structure mixte acier –béton, Partie1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [11] RAFIK TALEB, calcul sismique des structures selon RPA99 version 2003, SEMINAIRE JPOGC : journée portes ouvertes sur le génie civil, juin 2008
- [12] Règles de l'art generale environnement 2012, guide escaliers métallique rapportés, conception et mise œuvre
- [13] Jean Morel, Calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3,
- [14] BARAKA ABDELHAK, Cours en charpente métallique selon le règlement algérien CCM97
- [15] Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites91, modifié 99.

# **Annexes**

ANNEXE A : fiche technique de l'HI BOND 55

Identification

Epaisseur t en mm	Masse en kg/m <sup>3</sup>
0,75	8,72
0,88	10,23
1,00	11,63
1,20	13,95

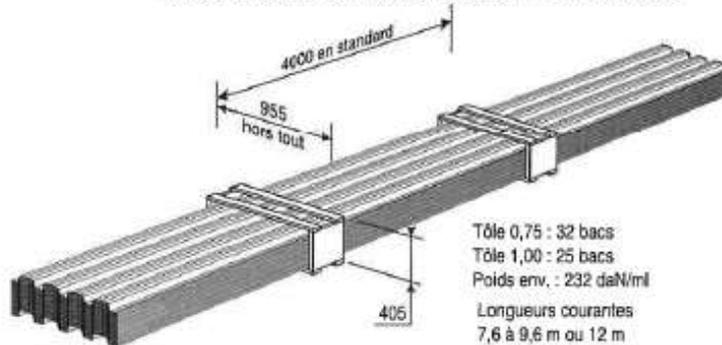
Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/ml
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm <sup>2</sup> /m	Position fibre neutre		Mt d'inertie i en cm <sup>4</sup>	Modules de résistance	
			v <sub>1</sub> en cm	v <sub>2</sub> en cm		i/v <sub>1</sub>	i/v <sub>2</sub>
0,75	0,71	10,49	3,32	2,58	57,93	17,45	22,45
0,88	0,84	12,41	3,32	2,58	88,53	20,64	26,56
1,00	0,96	14,18	3,32	2,58	78,32	23,59	30,36
1,20	1,16	17,13	3,32	2,58	94,64	28,51	36,66

Nota: Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.800 C



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 étalement, 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 1/180<sup>ème</sup> 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	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		sans étai		étai		sans étai		étai		sans étai		étai		sans étai		étai	
		XX	XXX	XXXX	YYYY												
(acier)	10	2,80			3,32	2,94			3,60	3,07			3,84	3,25			4,20
Portée = clair + 5 cm	11	2,68	3,33	3,32	3,06	2,83	3,56	3,49	3,44	2,95	3,75	3,64	3,67	3,12	4,02	3,86	4,02
	12	2,59	3,24	3,20	2,83	2,73	3,46	3,36	3,30	2,84	3,64	3,52	3,52	3,02	3,92	3,73	3,86
(béton)	13	2,51	3,15	3,10	2,82	2,64	3,36	3,27	3,07	2,76	3,54	3,41	3,39	2,92	3,82	3,62	3,71
	14	2,43	3,06	3,01	2,45	2,56	3,28	3,17	2,86	2,68	3,46	3,31	3,24	2,84	3,72	3,51	3,58
Portée = clair + 5 cm	15	2,36	2,99	2,83	2,30	2,49	3,20	3,09	2,69	2,60	3,37	3,22	3,04	2,76	3,64	3,42	3,46
	16	2,30	2,92	2,85	2,17	2,43	3,13	3,02	2,53	2,54	3,30	3,15	2,86	2,69	3,56	3,34	3,36
(bois)	17	2,25	2,85	2,79	2,05	2,37	3,06	2,94	2,39	2,48	3,23	3,08	2,71	2,63	3,49	3,26	3,22
	18	2,21	2,79	2,74	1,97	2,32	3,00	2,88	2,27	2,42	3,16	3,00	2,57	2,58	3,42	3,20	3,06
Portée =	19	2,15	2,74	2,67	1,92	2,28	2,94	2,83	2,16	2,37	3,10	2,94	2,44	2,52	3,35	3,13	2,91
	20	2,12	2,68	2,63	1,87	2,23	2,88	2,77	2,06	2,33	3,04	2,89	2,33	2,47	3,29	3,07	2,77
	22	2,04	2,63	2,52	1,78	2,15	2,77	2,67	1,93	2,25	2,93	2,79	2,13	2,38	3,17	2,96	2,59

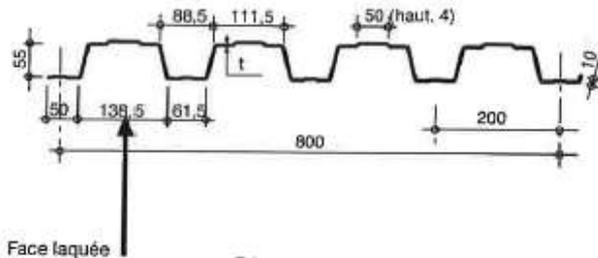
# HI-BOND 55.800



## UTILISATION

Épaisseur h en cm	Litrage l/m <sup>3</sup>	Masse en kg/m <sup>2</sup>
10	64	163
11	74	187
12	84	211
13	94	235
14	104	259
15	114	283
16	124	307
17	134	331
18	144	355
19	154	379
20	164	403
22	184	451
24	204	499

Planchers d'épaisseur h de 10 cm à 24 cm



Degré Coupe Feu	h = Ep. mini
CF 60 min	11,5 cm*
CF 90 min	13,5 cm*
CF 120 min	15 cm*

Béton masse volumique 2400 kg/m<sup>3</sup>

Les planchers avec une exigence Coupe-Feu de degré CF 60 min ou davantage doivent être capables de limiter l'échauffement en surface non exposée et présenter une épaisseur minimale selon le tableau ci-contre.

\* Il est tenu compte ici de la présence d'une chape de 6 mm.

Le poids propre du plancher n'est pas à déduire des valeurs de charges admissibles données dans les tableaux.

## CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m<sup>2</sup>

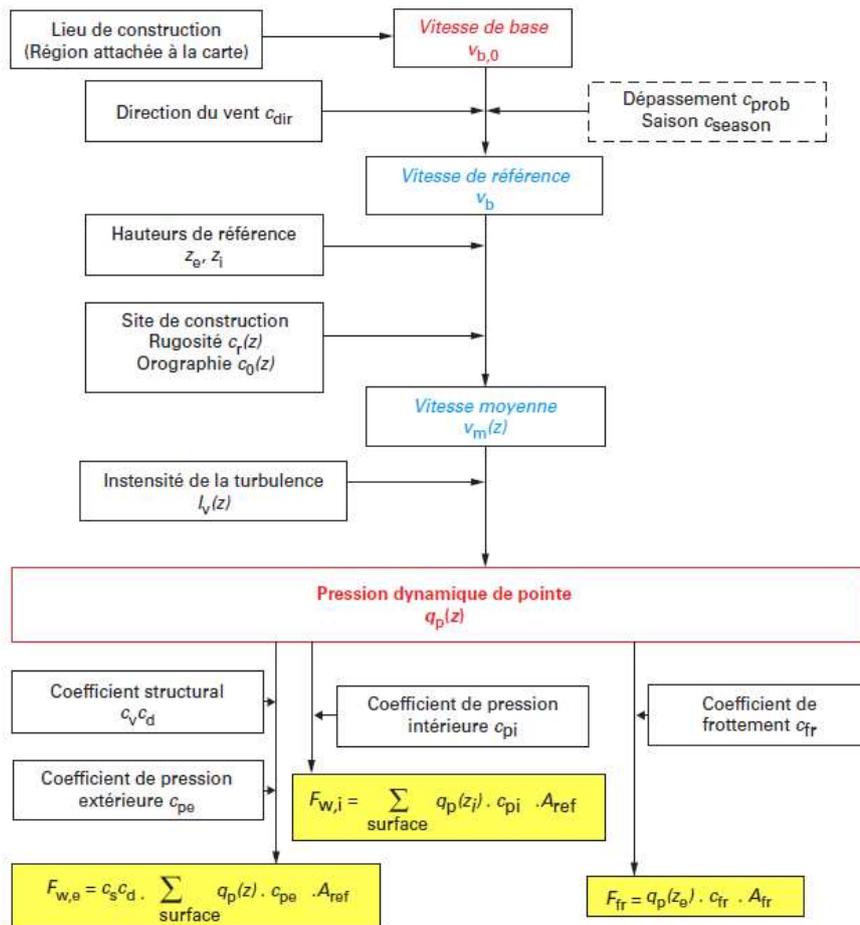
Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

**t = 0,75 mm**

h	▲ ▲ ▲																			
cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	606	548	499	478	459	320	291	265												
11	701	634	578	553	531	372	338	308	282	259										
12	797	720	657	629	603	424	385	352	322	298	258									
13	893	807	736	705	677	477	433	398	369	330	282	240	192							
14	990	894	816	781	755	529	481	440	403	359	306	281	222	188	107					
15	1087	982	915	878	843	582	530	484	444	387	330	281	239	203	171	138				
16	1184	1070	990	940	902	636	578	529	485	415	354	302	257	217	180	147	117			
18	1379	1247	1151	1094	1043	743	676	618	554	472	403	321	288	245	202	168	131	101	141	115
20	1575	1417	1303	1239	1180	850	775	708	622	530	441	360	327	271	225	183	145	113	164	143
22	1773	1585	1451	1380	1315	950	874	799	690	570	465	378	342	281	232	189	147	115	164	143
24	1951	1734	1581	1505	1435	1050	974	890	758	620	505	418	382	312	262	217	174	136	164	143

h	▲ ▲ ▲																		
---	-------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

## ANNEX B : Organigramme de calcul l'effet de vent





## predimensionnement des poutres

POUTRE	IPE360											
	les donneurs											
profile	IPE360		PHASE INITIALE				PHASE FINALE					
Fy	275		R1u	31,71		R1u	80,58					
G	5,42		R2u	31,71		R2u	80,58					
Q	6		Ru	63,42		Ru	161,16					
Gp	0,663		R1s	22,98		R1s	57,192					
Gb	2,88		R2s	22,98		R2s	57,192					
Gbac	0,09		Rs	45,96		Rs	114,384					
Qouv	0,75		qu	1,81926		qu	3,83211					
b(profile)	0,18		qs	1,3326		qs	2,7186					
Is	23130		Msd	198,447	VRAI	beff	1,5					
wply	1307		Mplrd	359,425		Rb	2030,625					
L(poutre)	6		Vsd	100,588	VRAI	Ra	2206,5175					
avz	4369		Vplrd	693,672		Mplrd	658,39295	VRAI				
L1	6		0,5° vplrd	346,836	VRAI	Msd	500,7245	Rf	0,761			
L2	6		Fadm	24	VRAI	Fadm	24					
fc28	25		F1	0,46297		m	15					
Aa	8446		F2	10,1126		v	0,0593					
ha	400		fmax	10,5755		ic	3E+08					
						f1	0,8473					
						f2	22,579					
						Fmax	23,426					
						Ffinale	34,002	FAUX				
						vsd	132,37					



## ANNEX D :

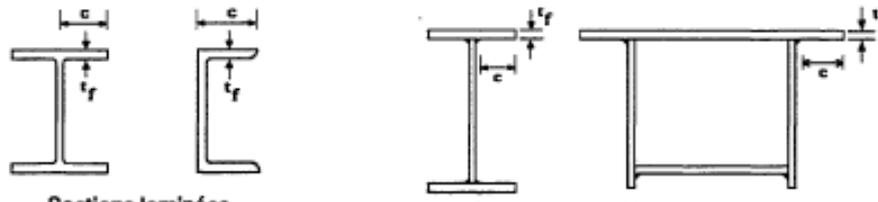
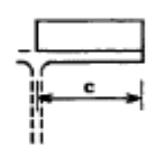
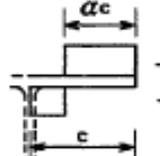
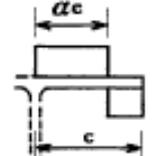
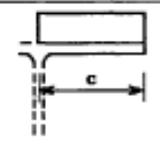
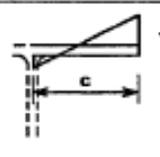
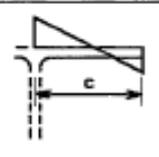
- Coefficient relative aux résistances :

**2. COEFFICIENTS RELATIFS AUX RESISTANCES**

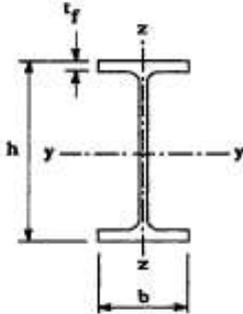
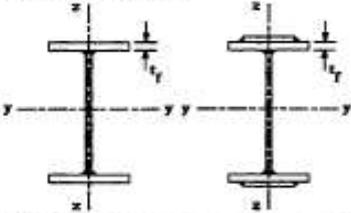
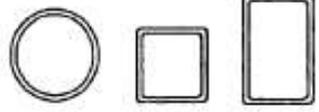
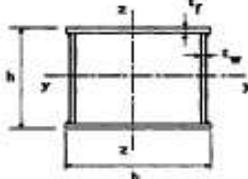
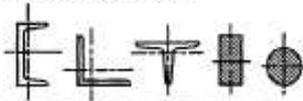
<b>Tableau 3 - Valeurs des coefficients partiels de sécurité <math>\gamma_M</math> sur les résistances</b>					
Référence dans FEC3	Résistance concernée	Symbole utilisé	Domaine d'application	Valeurs	
				ENV 1993-1-1	EC3-DAN
5.1.1(2)	Résistance des sections	$\gamma_{M0}$	- Résistance des sections . de Classe 1, 2 ou 3	1,1	1,0 ou 1,1
		$\gamma_{M1}$	. de Classe 4	1,1	1,1
		$\gamma_{M2}$	- Résistance de section nette au droit des trous de boulons	1,25	1,25
5.1.1(2)	Résistance des éléments	$\gamma_{M1}$	- Résistance aux instabilités	1,1	1,1
6.1.1(2)	Résistance des assemblages	$\gamma_{Mb}$	- Assemblages boulonnés . résistance au cisaillement	1,25	1,25
			. résistance à la traction	1,25	1,50
		$\gamma_{Mr}$	- Assemblages rivés	1,25	1,25
		$\gamma_{Mp}$	- Résistance des axes d'articulation	1,25	1,25
		$\gamma_{Mw}$	- Assemblages soudés . acier Fe 360	1,25	1,25
. acier Fe 430	1,25		1,30		
. acier Fe 510	1,25		1,35		
K.1		$\gamma_{Mj}$	- Assemblages tubulaires	$\gamma_{M1}/1,1$	1,0
6.5.8.1(3)	Résistance des boulons HR au glissement	$\gamma_{Ms,ult}$	- aux ELU	1,25	1,10
		$\gamma_{Ms,ult}$	- aux ELU, avec trous surdimensionnés et trous oblongs	1,40	1,25
		$\gamma_{Ms,ser}$	- aux ELS	1,10	1,20
9.3.4(4)	Résistance à la fatigue	$\gamma_{Mf}$	- Eléments "redondants"	1,00 à 1,15	1,00 à 1,15
			- Eléments "non redondants"	1,25 à 1,35	1,25 à 1,35
Y.4.1(3)	Coefficient pour charge d'essai de réception	-	- Poids propre	1,00	1,00
			- Autres charges permanentes	1,15	1,00
			- Charges variables	1,25	1,00

▪ Classification des éléments :

Tableau 5.3.1 (Feuille 2)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(b) parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)					
Classe	Type	Section fléchie		Section comprimée	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 33 \varepsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 33 \varepsilon$		$b/t_f \leq 42 \varepsilon$	
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 38 \varepsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 38 \varepsilon$		$b/t_f \leq 42 \varepsilon$	
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)					
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$		$(b - 3t_f)/t_f \leq 42 \varepsilon$	
	Autres	$b/t_f \leq 42 \varepsilon$		$b/t_f \leq 42 \varepsilon$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

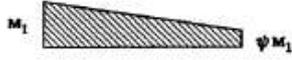
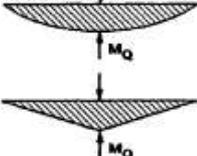
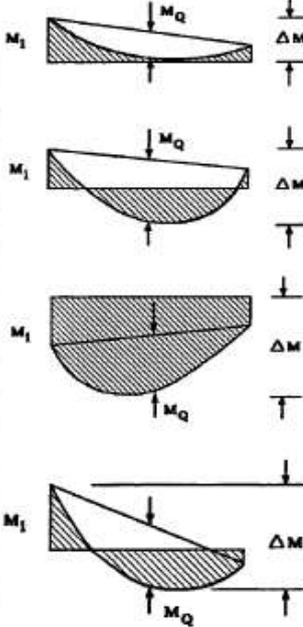
Tableau 5.3.1 (Feuille 3)		Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées			
(c) Parois de semelles en console :					
					
		Sections laminées		Sections soudées	
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$		
			Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3		
		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		$\varepsilon$	1	0,92	0,81

▪ Choix de courbe de flambement :

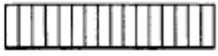
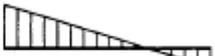
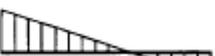
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ : $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h/b \leq 1,2$ : $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{ya}$ *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et  $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

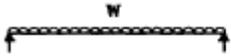
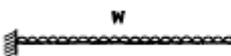
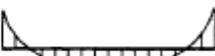
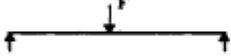
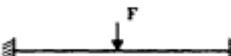
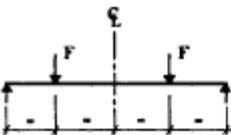
\*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

- Facteur de moment uniforme équivalent :

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémités</p>  <p><math>M_1</math> <math>\psi M_1</math></p> <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p>  <p><math>M_Q</math></p> <p><math>M_Q</math></p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p>  <p><math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math></p> <p><math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math></p> <p><math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math></p> <p><math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math></p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q =  \max M  \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$
Figure 5.5.3	Facteurs de moment uniforme équivalent

▪ Coefficient C1 C2 :

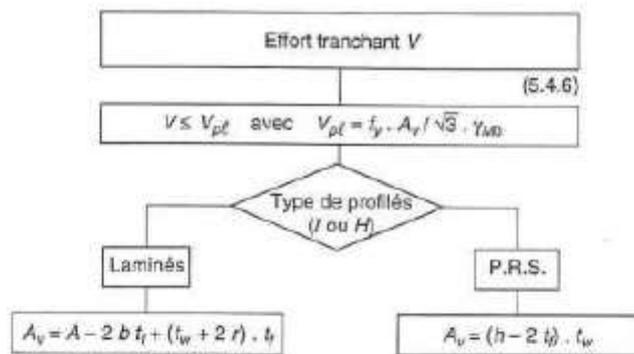
Tableau F.1.1 Coefficients $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ pour différentes valeurs de $k$ , dans le cas de moments d'extrémités					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

<b>Tableau F.1.2 Coefficients <math>C_1</math>, <math>C_2</math> et <math>C_3</math>, pour différentes valeurs de <math>k</math>, dans le cas de charges transversales</b>					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

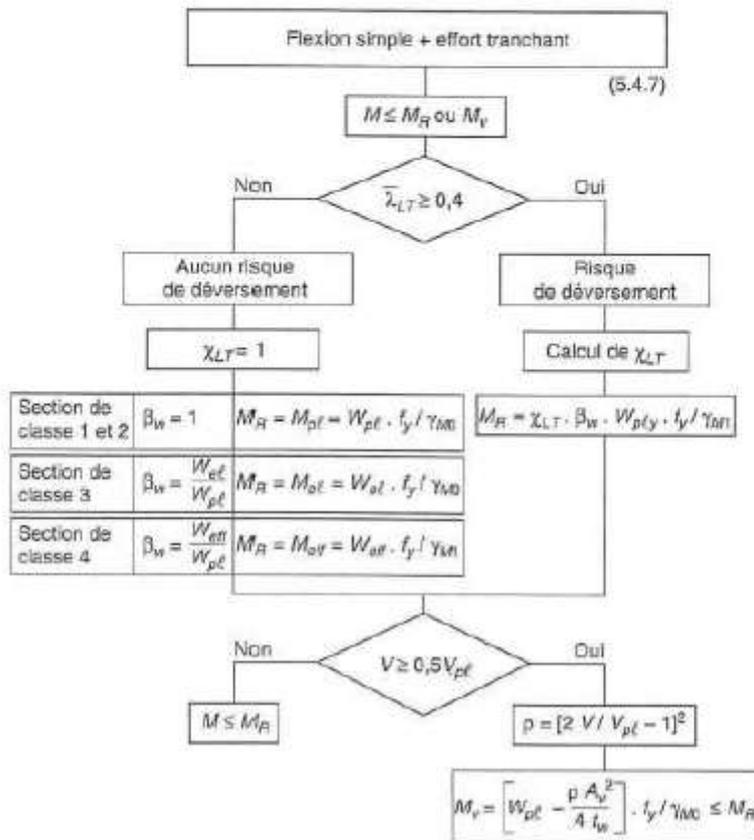
- Coefficient de reduction :

<b>Tableau 5.5.2 Coefficients de réduction <math>\chi</math></b>				
$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

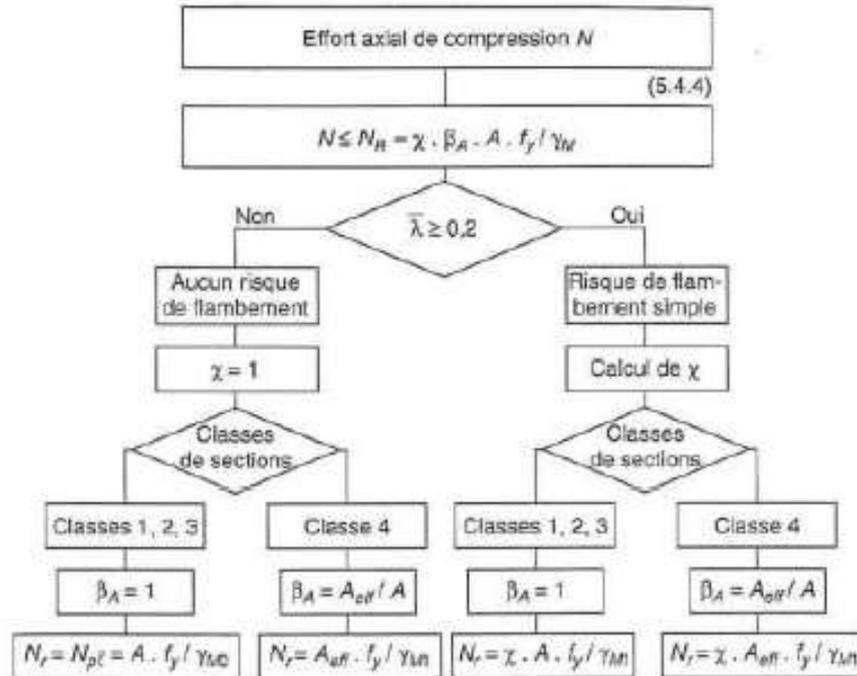
▪ Effort tranchant V :



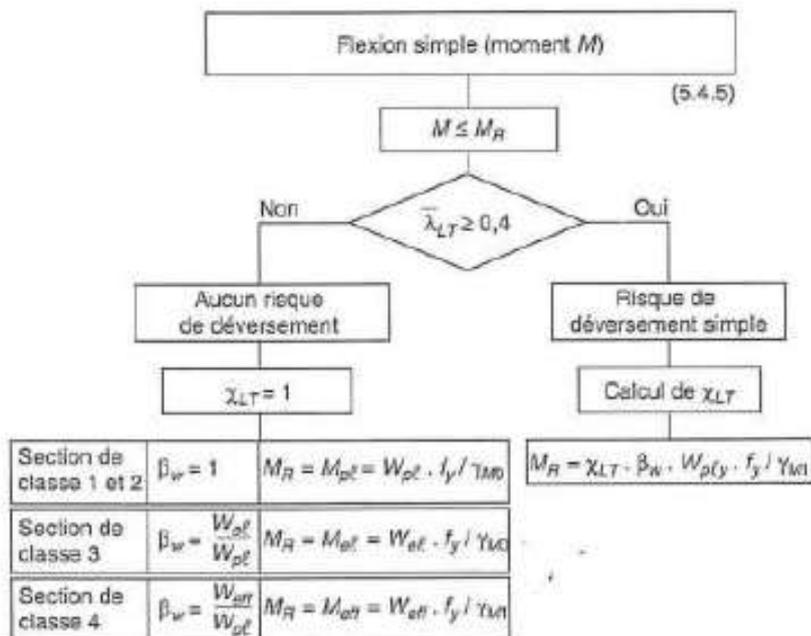
- Figure 113-B -



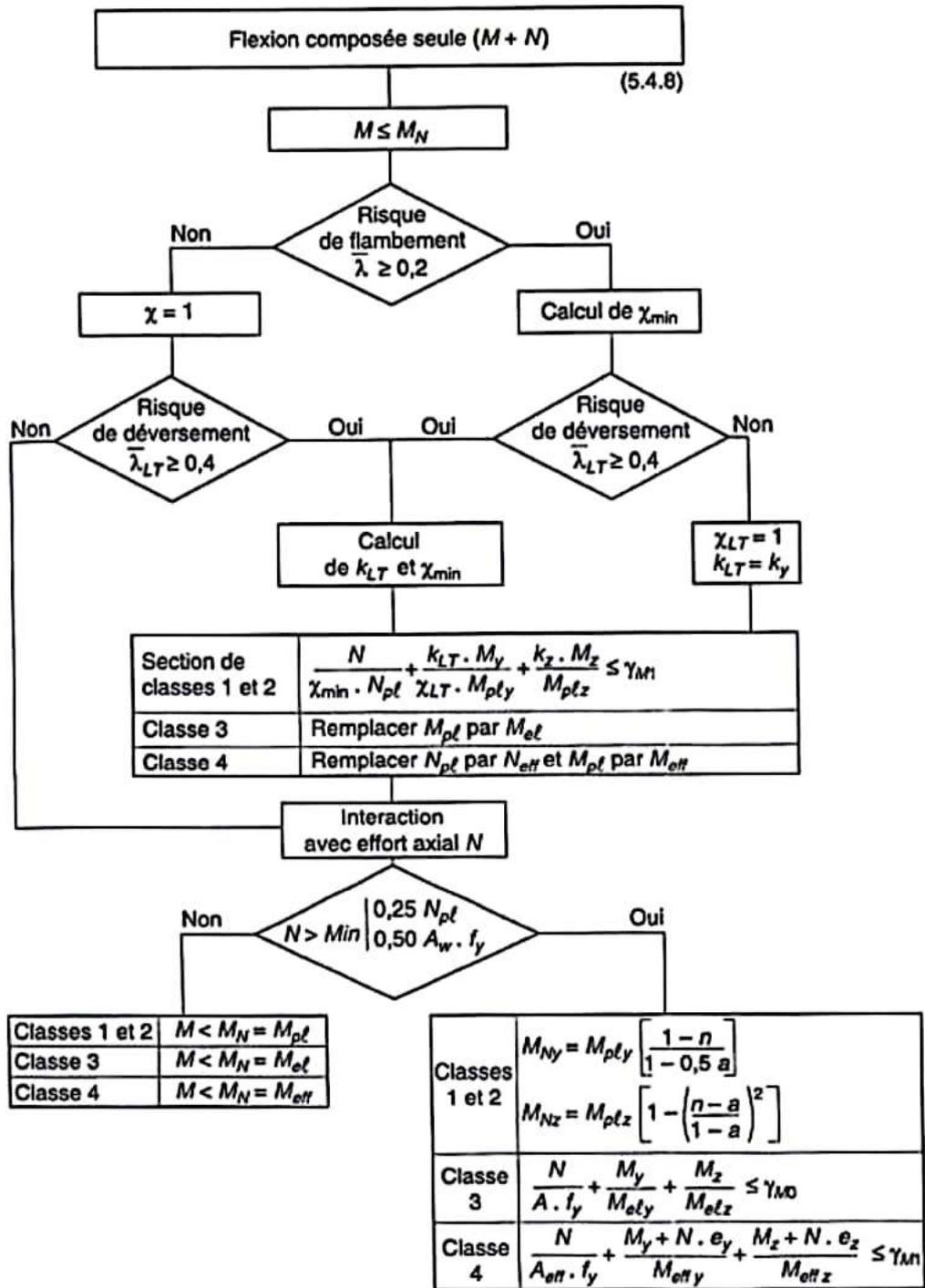
▪ Effort axial de compression :



- figure 112 -

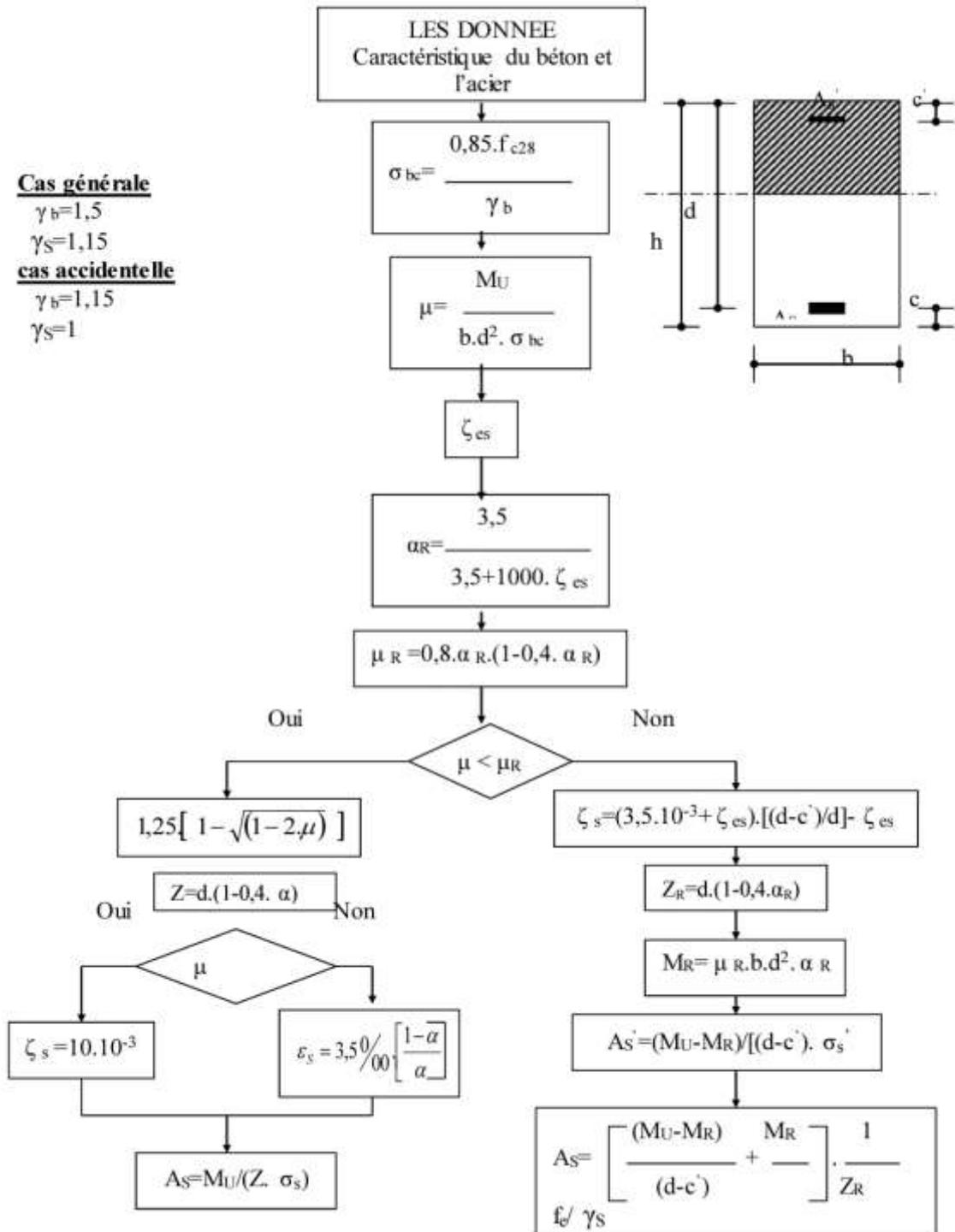


- Flexion composée seule (M+N) :



- Organigramme de calcul de ferrallaige :

**ORGANIGRAMME -1-**  
**SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION SIMPLE**



▪ Coefficient  $\mu$  :

ENPC

Béton armé et précontraint 1

Extrait d'un formulaire de résistance des matériaux  
Moments fléchissants

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

Calcul des moments au centre :  
 $0,4 \leq \alpha = \frac{l_y}{l_x} \leq 1$

$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$   
 $M_y = \mu_y \cdot M_x$

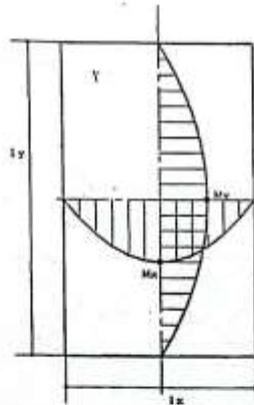


Fig. 2 — Dalle uniformément chargée : moments au centre.

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,3$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1063	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5233
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4634	0,0719	0,6061
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8959
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

Application – Dalle sur 4 appuis

## Annexe E : études d'assemblages :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	<b>Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	Ratio <b>0,43</b>

**GENERAL**

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Epissure du poteau

**POTEAU INFERIEUR**

Profilé: HEB 340

$h_{c1} = 340$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fc1} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wc1} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fc1} = 22$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{c1} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{c1} = 17090,00$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yc1} = 366564000,00$  [mm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER  
 $f_{yc1} = 235000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{uc1} = 365000,00$  [kPa]

**POTEAU SUPERIEUR**

Profilé: HEB 340

$h_{c2} = 340$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fc2} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wc2} = 12$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fc2} = 22$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{c2} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{c2} = 17090,00$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{yc2} = 366564000,00$  [mm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER  
 $f_{yc2} = 235000,00$  [kPa] Résistance  
 $f_{uc2} = 365000,00$  [kPa]

**ÉCLISSE D'AME**

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 600$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pw} = 180$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pw} = 15$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ypw} = 275000,00$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{upw} = 405000,00$  [kPa] Résistance à la traction

**PLATINE EXTERNE DROITE**

$l_{pe} = 600$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pe} = 280$  [mm] Hauteur de la platine

**PLATINE EXTERNE DROITE**

$l_{pe} = 600$  [mm] Longueur de la platine  
 $t_{pe} = 12$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ype} = 275000,00$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{upe} = 405000,00$  [kPa] Résistance à la traction

**PLATINE INTERNE DROITE**

$l_{pi} = 600$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pi} = 120$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pi} = 12$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ypi} = 275000,00$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{upi} = 405000,00$  [kPa] Résistance à la traction

**PLATINE EXTERNE GAUCHE**

$l_{pe} = 600$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pe} = 280$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pe} = 12$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ype} = 275000,00$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{upe} = 405000,00$  [kPa] Résistance à la traction

**PLATINE INTERNE GAUCHE**

$l_{pi} = 600$  [mm] Longueur de la platine  
 $h_{pi} = 120$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{pi} = 12$  [mm] Épaisseur de la platine  
 Matériau: ACIER E28  
 $f_{ypi} = 275000,00$  [kPa] Résistance de calcul  
 $f_{upi} = 405000,00$  [kPa] Résistance à la traction

**PAROI INFÉRIEURE****BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'ÂME À L'ÂME DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon  
 OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 8.8 Classe du boulon  
 $d = 18$  [mm] Diamètre du boulon  
 $d_0 = 20$  [mm] Diamètre du trou de boulon  
 $A_s = 192,00$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 254,47$  [mm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $f_{yb} = 640000,00$  [kPa] Limite de plasticité du boulon  
 $f_{ub} = 900000,00$  [kPa] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 3$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 2$  Nombre de rangées des boulons  
 $e_1 = 55$  [mm] Niveau du premier boulon  
 $p_2 = 80$  [mm] Écartement  
 $p_1 = 70$  [mm] Entraxe

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'ÂILE À L'ÂILE DROITE DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon  
 OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

Classe =	HR 8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	192,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	254,47 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	640000,00 [kPa]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> =	900000,00 [kPa]	Résistance du boulon à la traction
n <sub>h</sub> =	1	Nombre de colonnes des boulons
n <sub>v</sub> =	3	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	65 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	80 [mm]	Entraxe

### **BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	192,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	254,47 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	640000,00 [kPa]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> =	900000,00 [kPa]	Résistance du boulon à la traction
n <sub>h</sub> =	1	Nombre de colonnes des boulons
n <sub>v</sub> =	3	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	65 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>1</sub> =	80 [mm]	Entraxe

### **PAROI SUPERIEURE**

### **BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	192,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	254,47 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	640000,00 [kPa]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> =	900000,00 [kPa]	Résistance du boulon à la traction
n <sub>h</sub> =	3	Nombre de colonnes des boulons
n <sub>v</sub> =	2	Nombre de rangées des boulons
e <sub>1</sub> =	55 [mm]	Niveau du premier boulon
p <sub>2</sub> =	80 [mm]	Ecartement
p <sub>1</sub> =	70 [mm]	Entraxe

### **BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU**

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 8.8	Classe du boulon
d =	18 [mm]	Diamètre du boulon
d <sub>0</sub> =	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
A <sub>s</sub> =	192,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	254,47 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
f <sub>yb</sub> =	640000,00 [kPa]	Limite de plasticité du boulon
f <sub>ub</sub> =	900000,00 [kPa]	Résistance du boulon à la traction

Classe =	HR 8.8	Classe du boulon
$n_h =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	65 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	80 [mm]	Entraxe

### BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon  
OUT:Catégorie d'assemblage A

Classe =	HR 8.8	Classe du boulon
$d =$	18 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	192,00 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	254,47 [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	640000,00 [kPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	900000,00 [kPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3	Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	65 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	80 [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

$N_{Ed1} =$	-869,99 [kN]	Effort axial
$V_{y,Ed1} =$	66,42 [kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed1} =$	30,00 [kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed1} =$	93,00 [kN*m]	Moment fléchissant
$M_{Vz,Ed1} =$	50,00 [kN*m]	Moment fléchissant
$N_{Ed2} =$	-869,00 [kN]	Effort axial
$V_{y,Ed2} =$	0,00 [kN]	Effort tranchant
$V_{z,Ed2} =$	0,00 [kN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed2} =$	0,00 [kN*m]	Moment fléchissant
$M_{Vz,Ed2} =$	0,00 [kN*m]	Moment fléchissant

### RESULTATS

### PAROI INFÉRIEURE

Effort axial

Platine	$A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i$ [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pw} = 5400,00$	-262,75	-	$N_{Ed,pw} = -262,75$
	$A_{pfue} = 3360,00$	-163,49	161,89	$N_{Ed,pfue} = -1,60$
	$A_{pfui} = 2880,00$	-140,13	112,37	$N_{Ed,pfui} = -27,76$

Platine	$A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i$ [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [kN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [kN]
	$A_{pfl_i} = 2880,00$	-140,13	-112,37	$N_{Ed,pfl_i} = -252,50$
	$A_{pfl_e} = 3360,00$	-163,49	-161,89	$N_{Ed,pfl_e} = -325,38$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfl_i} + A_{pfl_e})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

**Effort tranchant Z**

Platine	$A_i$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_{z,Ed,i}$ [kN]
	$A_{z,pw} = 5400,00$	$V_{z,Ed,pw} = 30,00$

**Effort tranchant Y**

Platine	$A_{y,i}$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_{y,Ed,i}$ [kN]
	$A_{y,fupe} = 3360,00$	$V_{y,Ed,fupe} = 17,88$
	$A_{y,fupi} = 2880,00$	$V_{y,Ed,fupi} = 15,33$
	$A_{y,flpi} = 2880,00$	$V_{y,Ed,flpi} = 15,33$
	$A_{y,flpe} = 3360,00$	$V_{y,Ed,flpe} = 17,88$

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfl_i} + A_{pfl_e})$$

**Moment fléchissant Y**

Platine	$I_{y,i}$ [mm <sup>4</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 14580000,00$	3,99	$M_{y,Ed,pw} = 3,99$
	$I_{y,pfue} = 104119680,00$	28,49	-
	$I_{y,pfui} = 58516560,00$	16,01	-
	$I_{y,pfl_i} = 58516560,00$	16,01	-
	$I_{y,pfl_e} = 104119680,00$	28,49	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + 2 * I_{pfui} + 2 * I_{pfl_i} + I_{pfl_e})$$

**Moment fléchissant Z**

Platine	$I_{z,i}$ [mm <sup>4</sup> ]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pfue} = 21952000,00$	$M_{z,Ed,pfue} = 11,26$
	$I_{z,pfui} = 26784000,00$	$M_{z,Ed,pfui} = 13,74$
	$I_{z,pfl_i} = 26784000,00$	$M_{z,Ed,pfl_i} = 13,74$
	$I_{z,pfl_e} = 21952000,00$	$M_{z,Ed,pfl_e} = 11,26$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfui} + 2 * I_{z,pfl_i} + I_{z,pfl_e})$$

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 165,8$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$   
 = 9 ] boulon

**Pression du boulon sur l'âme du poteau**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 157,68$  [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 z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,92$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,92 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 144,54$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la plaquette**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 437,40$  [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 z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,92$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,92 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 400,95$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

**ETAT LIMITE: ULTIME**

**cisaillement des boulons**

$e_0 = 150$  [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons  $e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c - 1) \cdot p_2)$

$M_y = 8,49$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} \cdot e_0$

$F_{x,N} = 43,7$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x  $F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$

$F_{z,Vz} = 5,00$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z  $F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$

$F_{x,My} = 9,02$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x  $F_{x,My} = |M_y| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{z,My} = 20,6$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z  $F_{z,My} = |M_y| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 52,8$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$

$F_{z,Ed} = 25,6$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$

$F_{Ed} = 58,6$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rd,x} = 157,68$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$

$F_{Rd,z} = 144,54$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rd,x}$   $|52,81| < 157,68$  **vérifié** (0,33)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rd,z}$   $|25,61| < 144,54$  **vérifié** (0,18)

$e_0 = 150$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c-1) * p_2)$
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$58,69 < 165,89$	vérifié (0,35)

## BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 165,89$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

#### 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

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1x} = 282,51$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{by} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd1y} = 282,51$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

#### Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd2x} = 349,92$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  vérifié

$\alpha_{by} = 0,83$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,83 > 0,00$  vérifié

$F_{b,Rd2y} = 291,60$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

### ÉTAT LIMITE: ULTIME

#### cisaillement des boulons

$e_0 = 145$  [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons  $e_0 = e_{1b} + 0.5 * (r-1) * p_1$

$M_z = 29,8$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$

$F_{x,N} = 6,97$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x  $F_{x,N} = |N_{Ed,pf}| / n_b$

$F_{y,Vy} = 5,54$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vy sur la direction y  $F_{y,Vy} = |V_{y,Ed,pf}| / n_b$

$F_{x,Mz} = 37,2$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction x  $F_{x,Mz} = |M_z| * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$

$F_{y,Mz} = 37,2$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction y  $F_{y,Mz} = |M_z| * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$

$F_{x,Ed} = 30,3$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$

$F_{y,Ed} = 42,8$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y  $F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$

$F_{Ed} = 52,4$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$

**cisaillement des boulons**

$e_0 = 145$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r - 1) \cdot p_1$
$= 4$		$F_{y,Ed}^2$
$F_{x,Rd} = 282,51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 282,51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ 30,30  < 282,51$	<b>vérifié</b> (0,11)
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 42,80  < 282,51$	<b>vérifié</b> (0,15)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$52,44 < 165,89$	<b>vérifié</b> (0,32)

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 165,89$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

**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**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 282,51$  [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**

$F_{b,Rd1y} = 282,51$  [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**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 349,92$  [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**

$\alpha_{by} = 0,83$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,83 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 291,60$  [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**

$e_0 = 145$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r - 1) \cdot p_1$
$M_z = 29,8$ [kN* 2 m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 94,2$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} =  N_{Ed,pf}  / n_b$
$F_{y,Vy} = 5,54$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vy sur la direction y	$F_{y,Vy} =  V_{y,Ed,pf}  / n_b$
$F_{x,Mz} = 37,2$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction x	$F_{x,Mz} =  M_z  \cdot y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$

$e_0 = 145$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5 \cdot (r - 1) \cdot p_1$
$F_{y,Mz} = 37,2$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment $M_z$ sur la direction y	$F_{y,Mz} =  M_z  \cdot x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 56,9$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 42,8$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Mz} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 71,2$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 282,51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 282,51$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$ -56,97  < 282,51$	<b>vérifié</b> (0, 20)
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$ 42,80  < 282,51$	<b>vérifié</b> (0, 15)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$71,26 < 165,89$	<b>vérifié</b> (0, 43)

### VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

#### POTEAU

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		2100,00	2160,00	30,00 (*1)	600,28 (*)	0,05	<b>vérifié</b>

(\*1)  $V_0 = V_{zEd1}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

#### ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		1425,00	2700,00	15,00 (*1)	663,65 (*)	0,02	<b>vérifié</b>

(\*1)  $V_0 = V_{zEd1}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

#### PLATINE EXTERNE DROITE

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		1560,00	2220,00	33,21 (*1)	607,32 (*)	0,05	<b>vérifié</b>

(\*1)  $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd1}$

(\*)  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

#### PLATINE EXTERNE GAUCHE

Nr	Modèle	$A_{nv}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{nt}$ [mm <sup>2</sup> ]	$V_0$ [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		1560,00	2220,00	33,21 (*1)	607,32 (*)	0,05	<b>vérifié</b>

(\*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

$A_t = 6762,89$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	
$A_{t,net} = 5422,89$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$		0,72 < 0,80
$W = 2156258,82$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 2156258,82$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 506,72$ [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}$		93,00  < 506,72 <b>vérifié</b> (0,18)
$A_v = 4080,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net} = 3600,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0*t_p$
$V_{pl,Rd} = 553,56$ [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}$		30,00  < 553,56 <b>vérifié</b> (0,05)

**ÉCLISSE D'AME**

$A_t = 96,57$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	
$A_{t,net} = 96,57$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$		0,90 > 0,85
$W = 81000,00$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rd} = 22,28$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rd} = W*f_{yp}/\gamma_{M0}$
$ M_0  \leq M_{c,Rd}$		4,24  < 22,28 <b>vérifié</b> (0,19)
$A_v = 2700,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net} = 2100,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0*t_p$
$V_{pl,Rd} = 428,68$ [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  < 428,68 <b>vérifié</b> (0,03)

**PLATINE EXTERNE DROITE**

$A_t = 1668,85$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	
$A_{t,net} = 1428,85$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$		0,77 < 0,85
$W = 156800,00$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 151590,80$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 41,69$ [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}$		11,26  < 41,69 <b>vérifié</b> (0,27)
$A_v = 3360,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net} = 2880,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0*t_p$
$V_{pl,Rd} = 533,47$ [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}$		17,88  < 533,47 <b>vérifié</b> (0,03)

**PLATINE INTERNE DROITE**

$A_t = 1574,51$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	
$A_{t,net} = 1334,51$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$		0,76 < 0,85
$W = 178560,00$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 175862,42$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 48,36$ [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}$		13,74  < 48,36 <b>vérifié</b> (0,28)
$A_v = 1440,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p*t_p$
$A_{v,net} = 960,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v*d_0*t_p$
$V_{pl,Rd} = 152,42$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net}*f_{yp})/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$		15,33  < 152,42 <b>vérifié</b> (0,10)

**PLATINE INTERNE GAUCHE**

$A_t = 2880,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la sectionu brute	
$A_{t,net} = 2640,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$		0,82 < 0,85

$W = 178560,00$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 175862,42$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 48,36$ [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}$	$ 13,74  < 48,36$	<b>vérifié</b>	(0, 28)
$A_v = 1440,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$	
$A_{v,net} = 960,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$	
$V_{pl,Rd} = 152,42$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$	
$ V_0  \leq V_{pl,Rd}$	$ 15,33  < 152,42$	<b>vérifié</b>	(0, 10)

### PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A_t = 3360,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute		
$A_{t,net} = 2880,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,77 < 0,85$		
$W = 156800,00$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$W_{net} = 134742,86$ [mm <sup>3</sup> ]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 37,05$ [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}$	$ 11,26  < 37,05$	<b>vérifié</b>	(0, 30)
$A_v = 3360,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$	
$A_{v,net} = 2880,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$	
$V_{pl,Rd} = 533,47$ [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}$	$ 17,88  < 533,47$	<b>vérifié</b>	(0, 03)

### PAROI SUPERIEURE

#### Effort axial

Platine	Ai [mm <sup>2</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS Ni [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS Ni(My,Ed) [kN]	Force résultante NEd,i [kN]
	$A_{pw} = 5400,00$	-262,45	-	<b>NEd,pw = -262,45</b>
	$A_{pfue} = 3360,00$	-163,30	0,00	<b>NEd,pfue = -163,30</b>
	$A_{pfui} = 2880,00$	-139,97	0,00	<b>NEd,pfui = -139,97</b>
	$A_{pfii} = 2880,00$	-139,97	0,00	<b>NEd,pfii = -139,97</b>
	$A_{pfle} = 3360,00$	-163,30	0,00	<b>NEd,pfle = -163,30</b>

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{pw} + A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfii} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(My,Ed)$$

#### Effort tranchant Z

Platine	Ai [mm <sup>2</sup> ]	VzEd,i [kN]
	$A_{z,pw} = 5400,00$	$V_{z,Ed,pw} = 0,00$

#### Effort tranchant Y

Platine	Ay,i [mm <sup>2</sup> ]	Vy,Ed,i [kN]
	$A_{y,fupe} = 3360,00$	$V_{y,Ed,fupe} = 0,00$
	$A_{y,fupi} = 2880,00$	$V_{y,Ed,fupi} = 0,00$
	$A_{y,flpi} = 2880,00$	$V_{y,Ed,flpi} = 0,00$
	$A_{y,flpe} = 3360,00$	$V_{y,Ed,flpe} = 0,00$

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + 2 * A_{pfui} + 2 * A_{pfii} + A_{pfle})$$

**Moment fléchissant Y**

Platine	$I_{y,i}$ [mm <sup>4</sup> ]	EFFORTS EQUIVALENTS $M_{y,i}$ [kN*m]	Force résultante $M_{y,Ed,i}$ [kN*m]
	$I_{y,pw} = 14580000,00$	0,00	$M_{y,Ed,pw} = 0,00$
	$I_{y,pfue} = 104119680,00$	0,00	-
	$I_{y,pfui} = 58516560,00$	0,00	-
	$I_{y,pfli} = 58516560,00$	0,00	-
	$I_{y,pfle} = 104119680,00$	0,00	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + 2 * I_{pfui} + 2 * I_{pfli} + I_{pfle})$$

**Moment fléchissant Z**

Platine	$I_{z,i}$ [mm <sup>4</sup> ]	$M_{z,i}$ [kN*m]
	$I_{z,pfue} = 21952000,00$	$M_{z,Ed,pfue} = 0,00$
	$I_{z,pfui} = 26784000,00$	$M_{z,Ed,pfui} = 0,00$
	$I_{z,pfli} = 26784000,00$	$M_{z,Ed,pfli} = 0,00$
	$I_{z,pfle} = 21952000,00$	$M_{z,Ed,pfle} = 0,00$

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfui} + 2 * I_{z,pfli} + I_{z,pfle})$$

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 165,8$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un  
= 9 ] boulon

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$$

**Pression du boulon sur l'âme du poteau**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 157,68$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,92$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bz} > 0.0$   $0,92 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 144,54$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la plaquette**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$   
 $\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 437,40$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$   
 $k_{1z} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,92$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,92 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} = 400,95$ [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**

$F_{x,N} = 43,7$ [k]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} =  N_{Ed,pw}  / n_b$
$F_{x,Ed} = 43,7$ [k]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N}$
$F_{z,Ed} = 0,00$ [k]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	
$F_{Ed} = 43,7$ [k]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 157,68$ [k]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 144,54$ [k]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rd,x}$	$ 43,74  < 157,68$	<b>vérifié</b> (0,28)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rd,z}$	$ 0,00  < 144,54$	<b>vérifié</b> (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$43,74 < 165,89$	<b>vérifié</b> (0,26)

**BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 165,89$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur l'aile du poteau****Direction x**

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd1x} = 282,51$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

**Direction y**

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{by} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd1y} = 282,51$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la plaquette****Direction x**

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd2x} = 349,92$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

**Direction y**

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{by} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	<b>vérifié</b>

$F_{b,Rd2y} = 291,60$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

**ETAT LIMITE: ULTIME****cisaillement des boulons**

$F_{x,N}$ = 50,5	[k N] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} =  N_{Ed,pl} /n_b$
$F_{x,Ed}$ = 50,5	[k N] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N}$
$F_{y,Ed}$ = 0,00	[k N] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	
$F_{Ed}$ = 50,5	[k N] Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2)}$
$F_{x,Rd}$ = 282,51	[k N] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd}$ = 282,51	[k N] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$  -50,55   < 282,51$	<b>vérifié</b> (0,18)
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$  0,00   < 282,51$	<b>vérifié</b> (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$50,55 < 165,89$	<b>vérifié</b> (0,30)

## **BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU**

### **RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 165,89$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$

#### **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**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 282,51$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{by} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 282,51$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

#### **Pression du boulon sur la plaque**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 349,92$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1y} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,83$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$   $0,83 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 291,60$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

### **ETAT LIMITE: ULTIME**

#### **cisaillement des boulons**

$F_{x,N}$   
= 50,5

[k N] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x

$$F_{x,N} = |N_{Ed,pl}|/n_b$$

**cisaillement des boulons**

$F_{x,N}$	$50,5$ [k N]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} =  N_{Ed,pl} /n_b$
$F_{x,Ed}$	$50,5$ [k N]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N}$
$F_{y,Ed}$	$0,00$ [k N]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	
$F_{Ed}$	$50,5$ [k N]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd}$	$282,51$ [k N]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd}$	$282,51$ [k N]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{x,Rd}$	$  -50,55   < 282,51$	<b>vérifié</b>	(0, 18)
$ F_{y,Ed}  \leq F_{y,Rd}$	$  0,00   < 282,51$	<b>vérifié</b>	(0, 00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$50,55 < 165,89$	<b>vérifié</b>	(0, 30)

**VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]****POTEAU**

$A$	$17090,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net}$	$14890,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_o \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd}$	$4016,15$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd}$	$3913,09$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed}$	$-869,00$ [kN]		$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$  -869,00   < 3913,09$	<b>vérifié</b>	(0, 22)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$  -869,00   < 4016,15$	<b>vérifié</b>	(0, 22)

**ÉCLISSE D'AME**

$A$	$2700,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net}$	$2100,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_o \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd}$	$742,50$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd}$	$612,36$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed}$	$-131,22$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$  -131,22   < 612,36$	<b>vérifié</b>	(0, 21)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$  -131,22   < 742,50$	<b>vérifié</b>	(0, 18)

**PLATINE EXTERNE DROITE**

$A$	$3360,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net}$	$2880,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_o \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd}$	$924,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd}$	$839,81$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed}$	$-163,30$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$  -163,30   < 839,81$	<b>vérifié</b>	(0, 19)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$  -163,30   < 924,00$	<b>vérifié</b>	(0, 18)

**PLATINE INTERNE DROITE**

$A$	$2880,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = 2 \cdot h_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net}$	$2400,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v \cdot d_o \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd}$	$792,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd}$	$699,84$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed}$	$-139,97$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfui}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$  -139,97   < 699,84$	<b>vérifié</b>	(0, 20)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$  -139,97   < 792,00$	<b>vérifié</b>	(0, 18)

**PLATINE INTERNE GAUCHE**

$A = 2880,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A=2 \cdot n_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 2400,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net}=A-n_v \cdot d_o \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 792,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd}=A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 699,84$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd}=0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -139,97$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -139,97  < 699,84$	<b>vérifié</b> (0,20)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -139,97  < 792,00$	<b>vérifié</b> (0,18)

**PLATINE EXTERNE GAUCHE**

$A = 3360,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A=n_{pi} \cdot t_{pi}$
$A_{net} = 2880,00$ [mm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net}=A-n_v \cdot d_o \cdot t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 924,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd}=A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 839,81$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd}=0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -163,30$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
$ F_{Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ -163,30  < 839,81$	<b>vérifié</b> (0,19)
$ F_{Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ -163,30  < 924,00$	<b>vérifié</b> (0,18)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,43



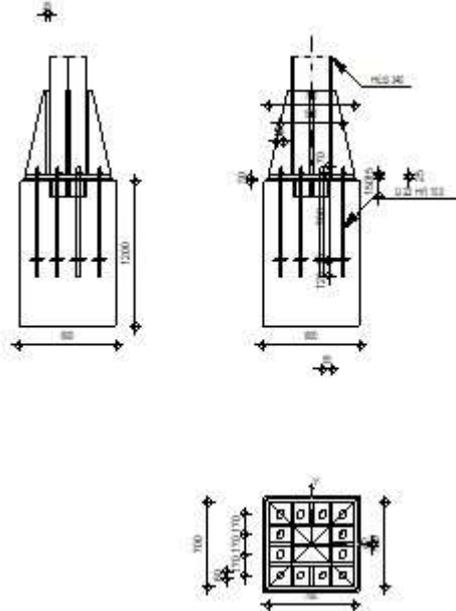
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

## Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 +  
CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio  
0,61



### GENERAL

Assemblage N°: 1  
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

### GEOMETRIE

#### POTEAU

Profilé: HEB 340

$L_c =$	3,06	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	340	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	22	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	170,90	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	36656,40	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	405,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

#### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	700	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	700	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

Matériau: ACIER E28  
 $f_{ypd} = 275,00$  [MPa] Résistance  
 $f_{upd} = 405,00$  [MPa] Résistance ultime du matériau

## ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage  
 $f_{yb} = 900,00$  [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon  
 $f_{ub} = 1200,00$  [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction  
 $d = 22$  [mm] Diamètre du boulon  
 $A_s = 3,03$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section efficace du boulon  
 $A_v = 3,80$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du boulon  
 $n_H = 4$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_V = 4$  Nombre de rangées des boulons  
Ecartement  $e_{Hi} = 170;170$  [mm]  
Entraxe  $e_{Vi} = 170;170$  [mm]

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 70$  [mm]  
 $L_2 = 700$  [mm]  
 $L_3 = 120$  [mm]

### Plaque d'ancrage

$l_p = 120$  [mm] Longueur  
 $b_p = 120$  [mm] Largeur  
 $t_p = 15$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$  [MPa] Résistance

### Platine

$l_{wd} = 50$  [mm] Longueur  
 $b_{wd} = 60$  [mm] Largeur  
 $t_{wd} = 15$  [mm] Epaisseur

## BECHE

Profilé:

X

$l_w = 150$  [mm] Longueur  
 $b_w = 400$  [mm] Largeur  
 $t_w = 15$  [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{yw} = 275,00$  [MPa] Résistance

## RAIDISSEUR

$l_s = 700$  [mm] Longueur  
 $w_s = 700$  [mm] Largeur  
 $h_s = 700$  [mm] Hauteur  
 $t_s = 25$  [mm] Epaisseur  
 $d_1 = 25$  [mm] Grugeage  
 $d_2 = 25$  [mm] Grugeage

## COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel  
 $\gamma_C = 1,50$  Coefficient de sécurité partiel

## SEMELLE ISOLEE

$L = 800$  [mm] Longueur de la semelle

**SEMELLE ISOLEE**

L =	800	[mm]	Longueur de la semelle
B =	800	[mm]	Largeur de la semelle
H =	1200	[mm]	Hauteur de la semelle

**Béton**

Classe BETON20

 $f_{ck} = 20,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression**Mortier de calage** $t_g = 30$  [mm] Epaisseur du mortier de calage $f_{ck,g} = 25,00$  [MPa] Résistance caractéristique à la compression $C_{t,d} = 0,30$  Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton**SOUDURES**

$a_p =$	8	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	8	[mm]	Bèche
$a_s =$	6	[mm]	Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-1632,56	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	2,61	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	85,55	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	175,50	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	6,39	[kN*m]	Moment fléchissant

**RESULTATS****ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON** $f_{cd} = 13,33$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)] $f_j = 10,16$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)] $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$  $c = 75$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)] $b_{eff} = 172$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)] $l_{eff} = 450$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)] $A_{c0} = 772,96$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)] $A_{c1} = 3852,00$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)] $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$  $F_{rd,u} = 2300,71$  [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)] $\beta_j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)] $f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$  $f_{jd} = 19,84$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)] $A_{c,n} = 4487,79$  [cm<sup>2</sup>] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)] $A_{c,y} = 1737,08$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)] $A_{c,z} = 1719,58$  [cm<sup>2</sup>] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)] $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$  $F_{c,Rd,n} = 8905,21$  [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)] $F_{c,Rd,y} = 3446,92$  [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)] $F_{c,Rd,z} = 3412,19$  [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]**AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION**

CL = 1,00 Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

 $W_{pl,y} = 13684,05$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

CL =	1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$M_{c,Rd,y} =$	3763,11 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	402 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	9367,93 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	12963,84 [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	3565,06 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	404 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} =$	8826,50 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
<b>RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE</b>			
$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	8905,21 [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} =$	3446,92 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} =$	3412,19 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

### CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,18 < 1,00	vérifié	(0,18)
$e_y =$	107 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	201 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	255 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	482,72 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	0,36 < 1,00	vérifié	(0,36)
$e_z =$	4 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	202 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	255 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	26,20 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	0,24 < 1,00	vérifié	(0,24)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,61 < 1,00	vérifié	(0,61)

### CISAILLEMENT

#### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} =$	1,3 / 2	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} =$	1,0 / 0	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} =$	2,5 / 0	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,y} =$	445,50 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

##### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} =$	1,3 / 2	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} =$	1,0 / 0	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} =$	2,5 / 0	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$			
$F_{1,vb,Rd,z} =$	445,50 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

#### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b =$	0,25	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} =$	3,80 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1200,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 90,50$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 1,41$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 54$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 43,96$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]
<b>RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER</b>		
$N_{Rk,c} = 38,25$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 35,42$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]
<b>ECRASUREMENT DU BORD DU BETON</b>		
<b>Cisaillement par l'effort <math>V_{j,Ed,y}</math></b>		
$V_{Rk,c,y} = 141,6$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$= 3$ ]		
$\psi_{A,V,y} = 0,67$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$=$		
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 39,34$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
<b>Cisaillement par l'effort <math>V_{j,Ed,z}</math></b>		
$V_{Rk,c,z} = 141,6$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$= 3$ ]		
$\psi_{A,V,z} = 0,67$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$=$		
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 39,34$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
<b>GLISSEMENT DE LA SEMELLE</b>		
$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 1632,56$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 489,77$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
<b>CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON</b>		

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1120,00 \text{ [kN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1120,00 \text{ [kN]} \text{ Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton}$$

### CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 2034,81 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 2034,81 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

### CONTROLE DES RAIDISSEURS

#### Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$$M_1 = 22,15 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 246,15 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 307 \text{ [mm]} \text{ Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 114805,4 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 5,44 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 8,07 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 14,07 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 24,96 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,09 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

#### Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$$M_1 = 23,88 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 265,38 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 273 \text{ [mm]} \text{ Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 136354,9 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 4,34 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 7,92 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\tau = 15,16 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle dans le raidisseur} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_z = 26,62 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0 \text{ (6.1)} \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

#### Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$$M_1 = 20,30 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant du raidisseur}$$

$$Q_1 = 231,95 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant du raidisseur}$$

$$z_s = 308 \text{ [mm]} \text{ Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)}$$

$$I_s = 113716,5 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du raidisseur}$$

$$\sigma_d = 5,06 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$$\sigma_g = 7,43 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans les fibres supérieures} \quad \text{EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]}$$

$M_1$	$= 20,30$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$\tau$	$= 13,25$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	1:[6.2.1.(5)] EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z$	$= 23,51$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,09 < 1,00$			vérifié (0,09)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$M_1$	$= 22,58$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1$	$= 258,01$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s$	$= 257$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s$	$= 146308,85$ [cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d$	$= 3,58$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g$	$= 7,22$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau$	$= 14,74$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z$	$= 25,79$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,09 < 1,00$			vérifié (0,09)

**SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp}$	$= 31,32$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$	$= 31,32$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII}$	$= 0,10$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII}$	$= 3,31$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W$	$= 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,11 < 1,00$			vérifié (0,11)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,16 < 1,00$			vérifié (0,16)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,15 < 1,00$			vérifié (0,15)

**SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS****Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp}$	$= 15,98$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$	$= 15,98$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II}$	$= 29,30$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z$	$= 59,98$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W$	$= 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,16 < 1,00$			vérifié (0,16)

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp}$	$= 0,00$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$	$= 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II}$	$= 61,43$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z$	$= 0,00$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W$	$= 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,28 < 1,00$			vérifié (0,28)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp}$	$= 14,64$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$	$= 14,64$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II}$	$= 27,61$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	14,64 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	56,08 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,15 < 1,00			vérifié (0,15)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	16,29 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	16,29 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	30,72 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	62,38 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,16 < 1,00			vérifié (0,16)

**SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS****Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	80,58 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	80,58 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	21,45 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	165,39 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,43 < 1,00			vérifié (0,43)

**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	86,88 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	86,88 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	29,12 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	180,92 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,47 < 1,00			vérifié (0,47)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	78,10 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	78,10 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	23,11 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	161,25 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,42 < 1,00			vérifié (0,42)

**Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)**

$\sigma_{\perp} =$	86,88 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	86,88 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	33,63 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	183,26 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,48 < 1,00			vérifié (0,48)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$b_{eff} =$	172 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	450 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$			
$k_{13,y} =$	31 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 335$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2			
$m =$	63 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	9 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	257 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,y} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,24$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 527797,84$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$\lambda_{0,y} \leq 0.5$ RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]
<b>Moment fléchissant <math>M_{j,Ed,z}</math></b>		
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,z} = 46$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 386$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 70$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff}^3 \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 7$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 257$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,47$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 795881,95$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\lambda_{0,z} \leq 0.5$ RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,61

## CHAPITRE I: Généralité

### I-1-Introduction

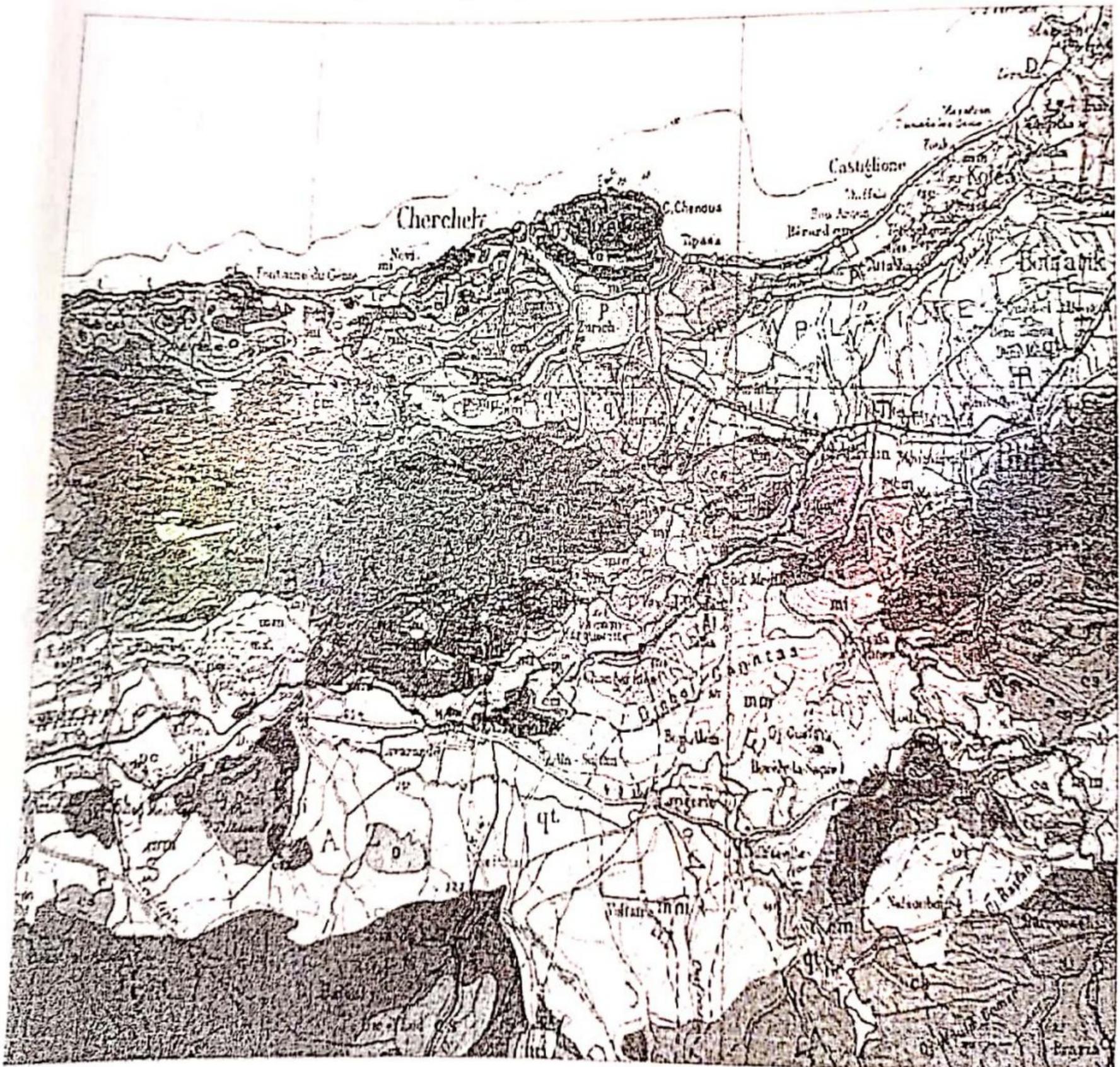
Le Département des Etudes Architecturales (atelier CFT) du CMIDI/I<sup>er</sup>RM a sollicité, par note interne N°343/2019/2-4-DI /CMIDI/I<sup>er</sup>RM du 27.05.2019, notre Département pour la réalisation de l'étude géotechnique de Tribune et mur de clôture de l'A.M.C (ex: A.M.I.A)/CHERCHELL/I<sup>er</sup>RM

## CHAPITRE II : Geologie et Hydrogéologie

### II. 1/ Aperçu géologique

D'après la carte géologique de Cherchell N° 39 au 1/50.000, les formations susceptibles d'être rencontrés sont d'âge quaternaire « q5 », plate forme d'abrasion.

Le quaternaire est constitué par des argiles jaunâtres et rougeâtres concrétionnées, des grés à galets.

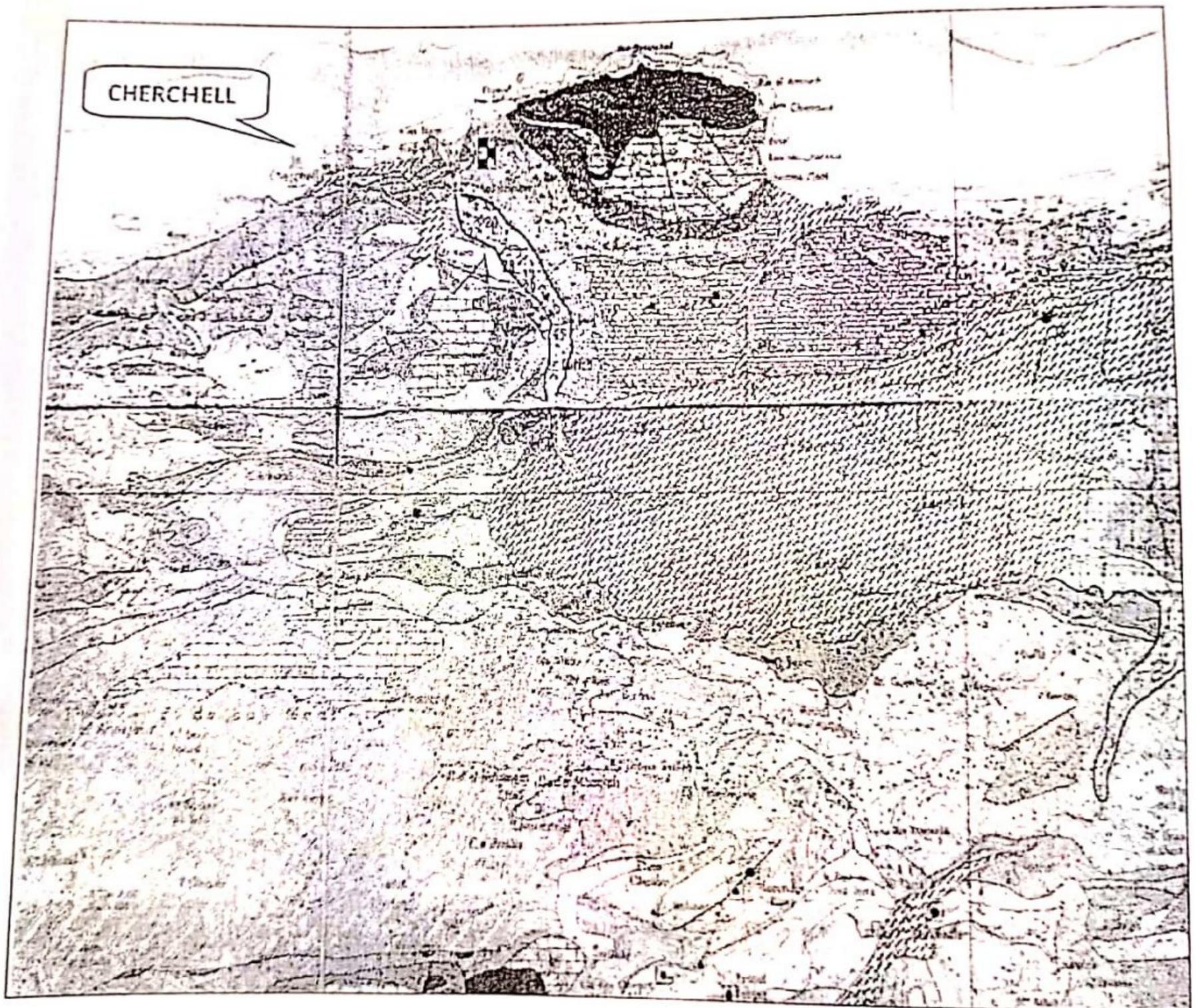


## II.2 / Aperçu hydrogéologique :

D'après la carte Hydrogéologique à l'échelle 1/200 000ème, la région de Cherchell est constituée par la succession des formations suivantes :

- Formation à prédominance argileuse, d'âge Quaternaire avec une très mauvaise perméabilité ;
- Marne, d'âge Miocène supérieur, à perméabilité très faible ;
- Schiste, d'âge Crétacé Moyen, à perméabilité très faible.

Nos moyens d'investigation n'ont pas décelé la présence d'eau aux profondeurs atteintes.  
(Essais in situ réalisés mois de juillet).







Dans des sols fins ( de perméabilité faible) sous nappe , cette essai peut être considéré comme un essai non drainé (le phénomène de consolidation n'entre pas en compte).

### Principe

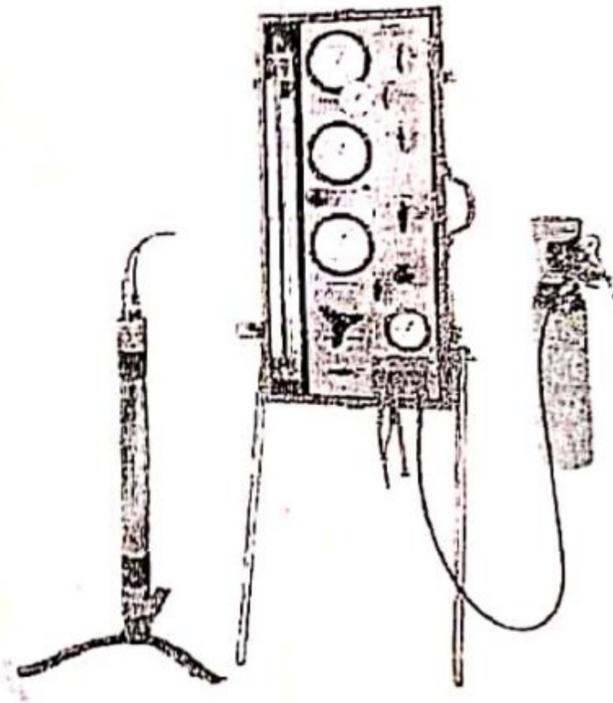
L'essai se réalise à une profondeur déterminée avec des paliers de charge de durées constantes égales 60 (ou 120) secondes.

-Une mesure intermédiaire est faite à 30 (ou 60) sec. Le volume total d'eau injecté dans la sonde est donc mesuré après 30 et 60 sec; il est noté V30 et V60 ou (V60 et V120).

On réalise au minimum 8 paliers de charge.

Conditions limites d'essai :

- Pression de 50 bars a été atteinte
- Volume injecté est d'au moins 450 ou 600cm<sup>3</sup> (selon type de sonde)



Deux (02) essais au pressiomètre ont été réalisés au niveau du site. Ils sont répartis comme indiqué sur plan de masse en annexe.

Essais PRS01:

Paramètres mesurés. Prof.( m )	E (Bar)	PI (Bar)	Pf
01.50	31.80	8.00	8.00
03.00	19.10	3.81	3.68
04.50	204.75	8.59	3.83
4.1006.436.00	45.10	8.10	8.10
07.50	15.60	4.10	4.10
09.00	56.17	8.70	6.43

Tableau récapitulatif des résultats de l'essai au pressiomètre

Essais PRS02:

Paramètres mesurés. Prof.( m )	E (Bar)	PI (Bar)	Pf
01.50	41.93	2.52	1.35
03.00	91.40	12.03	8.42
04.50	653.70	12.06	3.74
06.00	96.64	12.41	7.84
07.50	34.34	10.07	8.93
09.00	51.02	10.73	5.01

Tableau récapitulatif des résultats de l'essai au pressiomètre

En fonction des valeurs obtenues pour le module pressiométrique (E), la pression limite (Pl) et le rapport E/Pl on peut classer le sol comme suit (référence tableau extrait du livre « Sols et fondations » de G. Sanglérat):

- Sol sous consolidé pour  $5 < E/Pl < 8$  bars,
- Sol normalement consolidé pour  $8 < Pl < 15$  bars,
- Sol sur consolidé  $E/Pl > 15$

Il permet ainsi et outre les valeurs de vitesses d'ondes de cisaillement de classer, selon le RPA2003, notre sol suivant les valeurs harmoniques des résultats de l'essai pressiométrique réalisé au niveau du site objet de la présente étude :

$$\overline{Pl} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \frac{h_i}{p_{li}}} \quad \text{Pli pression limite moyenne à travers la couche i d'épaisseur } h_i$$

$$\overline{Ep} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \frac{h_i}{E_{pi}}} \quad \text{Epi module pressiométrique moyen à travers la couche i d'épaisseur } h_i$$

D'après les valeurs obtenues pour les  $\overline{Pl}$  et les  $\overline{Ep}$ , et suivant le tableau de classification des sites selon le RPA99 Version 2003, le sol est classé S4.

Epaisseur de la couche	Ep (Mpa)	Pl (Mpa)	Classification RPA99 (Version 2003)
Prs01	0.9	0.17	Site très meuble (S4)
Prs02	1.69	0.273	Site très meuble (S4)

## III.2/ ESSAI DE LABORATOIRE

### III.2.1/ Essais d'identification physique

#### ✓ Analyse granulométrique (Selon la Norme -NF P 94-056-)

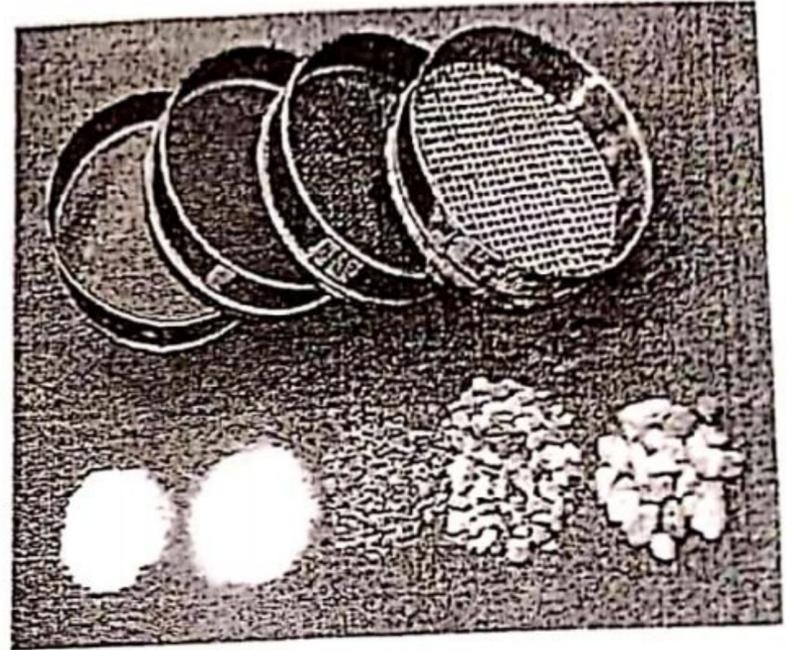
C'est un essai qui a pour objet de déterminer la répartition des grains suivant leur dimension ou grosseur. Les résultats de l'analyse granulométrique sont donnés sous forme d'une courbe dite courbe granulométrique et construite sur un graphique, cette

analyse se fait en général par :

- Tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 mm.
- Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 mm.

#### Principe d'essai

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis et passoires reposants sur un fond de tamis un matériau en plusieurs classes de tailles décroissantes



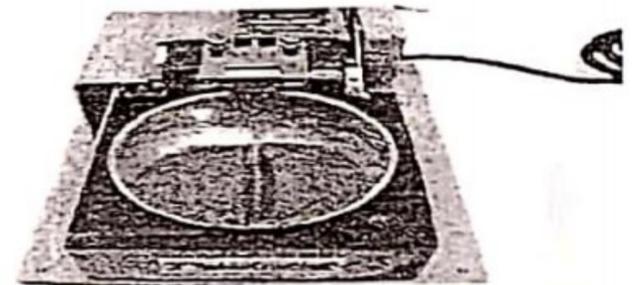
But de l'essai C'est un essai qui a pour objet la détermination en poids des

#### ✓ Analyse sédimentométrique (Selon la Norme -NF P 94-057-)

#### ✓ Limites d'ATTERBERG (Selon la Norme -NF P 94-051-)

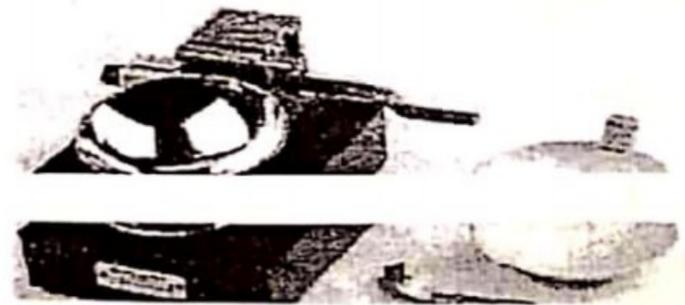
#### Principe de l'essai:

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle une couche du matériau dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. On imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte.



Limite de plasticité (W) et limite de liquidité (WL), sont des limites conventionnelles qui séparent les trois états de consistance du sol :

WP sépare l'état solide de l'état plastique et WL sépare l'état plastique de l'état liquide ; les sols qui représentent



Ils dénotent ainsi et ce d'après ATTERBERG un sol de classe argile très plastique, peu plastique et sable argileux. (voir courbe en annexe.

Des essais d'Analyse Chimique ont été réalisés sur des échantillons de sol prélevés par différents sondages à différentes profondeurs; ces derniers (essais ACS) présentent un taux faible en chlorures (<0.65%) et des traces en sulfates.

Conformément à la norme en vigueur NA 16002, les sols analysés ne sont pas agressifs vis-à-vis le béton hydraulique armé et non armé.

Selon la norme NA16201, ce sol n'est pas organique ( $C_{mo} < 3\%$ ), et peu calcaireux sauf pour le sondage St01 entre 5 et 6m où il est moyennement calcaireux.

Les valeurs au bleu de méthylène (VBS) obtenues sont comprises:  
 entre 0.2 et 2.5 pour 100g de sol prélevé entre 5 et 6m dans le ST01 où il est limoneux;  
 entre 2.5 et 6 pour l'échantillon prélevé entre 5 et 6m (PRS01) où il est de classe limono-argileux;  
 entre 6 et 7 pour les autres échantillons où ils sont de classe Argileux.

N°	Éléments	Symbole	U.	St01 Prof 5-6m	PRs01 Prof 5-6m	PRS°02 Prof 2-3m	PRS°02 Prof 4-5m	PRS°02 Prof 7-8m
01	Insolubles	/	%	71.03	80	69.56	77.01	80.35
02	Oxyde de fer et alum	Fe2O3 et Al2O3	%	9.65	10	12.01	9.75	10.367
03	Sulfates	SO4 2-	%	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
04	Chlorures	Cl-	%	0.17	0.19	0.20	0.17	0.17
05	Carbonates	CaCo3	%	50	25.01	20.11	22.15	23.20
06	Gaz carbo.	Co2	%	22	11	8.85	9.75	10.21
07	La perte au feu	/	%	30.4	19.15	15.1	17.35	16.8
08	T.M.O	/	%	1.25	1.67	0.78	1.76	0.89
09	V.B.S	/	g	1.5	3.15	7.35	7.15	7.35

Tableau n°03 : Récapitulatif des résultats des essais d'analyse chimique sommaire

#### IV/ CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE

IV.1/ à partir des résultats des essais de PDL d'après le DTR

La contrainte admissible du sol est donnée comme suit :

$$\sigma_{adm} = \frac{R_p}{C_r} \quad \text{et} \quad R_p = \frac{N}{s} \cdot \frac{(H + M')}{1 + (M + P_s)}$$

$R_p$  : Résistance à la pointe minimale ;

$C_r$  : Coefficient réducteur tenant compte de la nature du sol ;

Pour la tribune

$$C_r = 21 \quad R_{p_{min}} = 35 \text{ bars}$$

$\sigma_{adm} = 1.6$  bars pour un ancrage à partir de 4.5 m par rapport au terrain Naturel.

Pour mur de clôture

$$C_r = 21 \quad R_{p_{min}} = 30 \text{ bars}$$

$\sigma_{adm} = 1.4$  bars pour un ancrage à partir de 1.5m par rapport au terrain Naturel.

IV.1.3-à partir des résultats des essais de laboratoire au pressiomètre

↳ A partir des résultats de l'essai SPR01

Pour une semelle carrée

Profondeur d'ancrage : 4.50 mètres à partir de terrain naturel

Largeur de la semelle B : 1.5 mètres

1/ Pression limite équivalente  $\langle P_{le} \rangle = 8,59$  bars

2/ Contrainte horizontale au niveau de la fondation avant travaux  $\langle P_o \rangle = 0,427$  bars

3/ Encastrement équivalent  $\langle H_e \rangle = 2,81$  mètres

4/ Coefficient de portance  $\langle K \rangle = 1,17$

5/ Contrainte verticale au niveau de la fondation après travaux  $\langle q_o \rangle = 0,854$  bars

6/ Coefficient de pression des terres au repos  $\langle k_o \rangle = 0,5$

7/ Contrainte admissible du sol  $\langle Q_{adm} \rangle$  :

$$Q_{adm} = q_o + K/3 (P_{le} - P_o) = 4,053 \text{ bars}$$

8/ Contrainte limite du sol  $\langle Q_l \rangle$  :

$$Q_l = q_o + K * P_{le} = 10,95 \text{ bars}$$

Pour une semelle filante

Profondeur d'ancrage : 4.50 mètres à partir de terrain naturel

Largeur de la semelle B : 1.2 mètres

1/ Pression limite équivalente  $\langle P_{le} \rangle = 8,37$  bars

2/ Contrainte horizontale au niveau de la fondation avant travaux  $\langle P_o \rangle = 0,427$  bars

3/ Encastrement équivalent  $\langle H_e \rangle = 2,88$  mètres

4/ Coefficient de portance  $\langle K \rangle = 1,09$

5/ Contrainte verticale au niveau de la fondation après travaux  $\langle q_o \rangle = 0,854$  bars

6/ Coefficient de pression des terres au repos  $\langle k_o \rangle = 0,5$

7/ Contrainte admissible du sol  $\langle Q_{adm} \rangle$  :

$$Q_{adm} = q_o + K/3 (P_{le} - P_o) = 3,743 \text{ bars}$$

8/ Contrainte limite du sol  $\langle Q_l \rangle$  :

$$Q_l = q_o + K * P_{le} = 9,98 \text{ bars}$$

‡ A partir des résultats de l'essai SPR02

Pour une semelle carrée

Profondeur d'ancrage : 1.5 mètres

Largeur de la semelle B : 1.5mètres

1/ Pression limite équivalente  $\langle P_{le} \rangle = 8,86$  bars

2/ Contrainte horizontale au niveau de la fondation avant travaux  $\langle P_o \rangle = 0,135$  bars

3/ Encastrement équivalent  $\langle H_e \rangle = 0,21$  mètres

4/ Coefficient de portance  $\langle K \rangle = 0,82$

5/ Contrainte verticale au niveau de la fondation après travaux  $\langle q_o \rangle = 0,27$  bars

6/ Coefficient de pression des terres au repos  $\langle k_o \rangle = 0,5$

7/ Contrainte admissible du sol  $\langle Q_{adm} \rangle$  :

$$Q_{adm} = q_o + K/3 (P_{le} - P_o) = 2,68 \text{ bars}$$

8/ Contrainte limite du sol  $\langle Q_l \rangle$  :

$$Q_l = q_o + K * P_{le} = 7,61 \text{ bars}$$

Pour une semelle filante

Profondeur d'ancrage : 1.5mètres

Largeur de la semelle B : 1.2mètres

1/ Pression limite équivalente  $\langle P_{le} \rangle = 8,06$  bars

2/ Contrainte horizontale au niveau de la fondation avant travaux  $\langle P_o \rangle = 0,135$  bars

3/ Encastrement équivalent  $\langle H_e \rangle = 0,23$  mètres

4/ Coefficient de portance  $\langle K \rangle = 0,82$

5/ Contrainte verticale au niveau de la fondation après travaux  $\langle q_o \rangle = 0,27$  bars

6/ Coefficient de pression des terres au repos  $\langle k_o \rangle = 0,5$

7/ Contrainte admissible du sol  $\langle Q_{adm} \rangle$  :

$$Q_{adm} = q_o + K/3 (P_{le} - P_o) = 2,447 \text{ bars}$$

8/ Contrainte limite du sol  $\langle Q_l \rangle$  :

$$Q_l = q_o + K * P_{le} = 6,91 \text{ bars}$$

Récapitulatif des résultats de calcul de la contrainte de service

	SPR01 Ancrage D=4.5.00m	SPR02 Ancrage D=1.5m
Semelle carrée (B=1.5m)	4.05bars	2.68Bars
Semelle filante (B=1.2)	3.74Bars	2.47bars

Calcul des tassements

IV.2.2/ à partir des essais au pressiomètre

‡ A partir des résultats de l'essai SPR01

Pour une semelle carrée

Profondeur d'ancrage : 4.50 mètres à partir de terrain naturel

Largeur de la semelle  $\langle B \rangle$  : 1.5 mètres

Contrainte de service prise égale à 1.6bars

RESULTATS OBTENUS:

Moyennes harmoniques des modules pressiométriques de chaque tranche :

E1 = 204,75 bars

E2 = 85,01 bars

E 3/4/5 = 23,18 bars

E 6/7/8 = 56,17 bars

Module pressiométrique équivalent correspondant à la zone D'influence sphérique:

Es = 204,75 bars

Module pressiométrique équivalent correspondant à la zone D'influence déviatorique:

Ed = 52,18 bars

COEFFICIENTS DE FORME :

L2 = 1,1

L3 = 1,12

Avec  $L / 2R = 1$

COEFFICIENT DE STRUCTURE :

alpha = 0,5

TASSEMENTS CALCULES :

Terme sphérique du tassement (Ws) = 0,07 cm

Terme déviatorique du tassement (Wd) = 0,68 cm

Tassement total (Wt) = 0,75 cm

### Pour une semelle filante

Profondeur d'ancrage : 4.50 mètres à partir de terrain naturel

Largeur de la semelle <B> : 1.2 mètres

Contrainte de service prise égale à 1.6bars

RESULTATS OBTENUS:

Moyennes harmoniques des modules pressiométriques de chaque tranche :

E1 = 204,75 bars

E2 = 108,95 bars

E 3/4/5 = 23,18 bars

E 6/7/8 = 24,41 bars

Module pressiométrique équivalent correspondant à la zone D'influence sphérique:

Es = 204,75 bars

Module pressiométrique équivalent correspondant à la zone D'influence déviatorique:

Ed = 47,87 bars

COEFFICIENTS DE FORME :

L2 = 1,5

L3 = 2,65

Avec  $L / 2R = 1$

COEFFICIENT DE STRUCTURE :

alpha = 0,5

**TASSEMENTS CALCULES :**

Terme sphérique du tassement ( $W_s$ ) = 0,07 cm

Terme déviatorique du tassement ( $W_d$ ) = 1,02 cm

Tassement total ( $W_t$ ) = 1,1 cm

↓ A partir des résultats de l'essai SPR02

Pour une semelle carrée

Profondeur d'ancrage : 1.5 mètres

Largeur de la semelle  $\langle B \rangle$  : 1.5 mètres

Contrainte de service prise égale à 1.4bars

**RESULTATS OBTENUS:**

Moyennes harmoniques des modules pressiométriques de chaque tranche :

$E_1 = 41,93$  bars

$E_2 = 79,03$  bars

$E_{3/4/5} = 160,37$  bars

$E_{6/7/8} = 96,63$  bars

$E_{9/16} = 41,05$  bars

Module pressiométrique équivalent correspondant à la zone D'influence sphérique:

$E_s = 41,93$  bars

Module pressiométrique équivalent correspondant à la zone D'influence déviatorique:

$E_d = 67,96$  bars

**COEFFICIENTS DE FORME :**

$L_2 = 1,1$

$L_3 = 1,12$

Avec  $L / 2R = 1$

**COEFFICIENT DE STRUCTURE :**

$\alpha = 0,5$

**TASSEMENTS CALCULES :**

Terme sphérique du tassement ( $W_s$ ) = 0,3 cm

Terme déviatorique du tassement ( $W_d$ ) = 0,45 cm

Tassement total ( $W_t$ ) = 0,76 cm

Pour une semelle Filante

Profondeur d'ancrage : 1.5 mètres

Largeur de la semelle  $\langle B \rangle$  : 1.5 mètres

Contrainte de service prise égale à 1.4bars

**RESULTATS OBTENUS:**

Moyennes harmoniques des modules pressiométriques de chaque tranche :

$E_1 = 41,93$  bars

$E_2 = 71,61$  bars

E 3/4/5 = 160,37 bars

E 6/7/8 = 168,38 bars

E 9/16 = 41,05 bars

Module préssiométrique équivalent correspondant à la zone D'influence sphérique:  
Es = 41,93 bars

Module préssiométrique équivalent correspondant à la zone D'influence déviatorique:  
Ed = 68,22 bars

COEFFICIENTS DE FORME :

L2 = 1,5

L3 = 2,65

Avec  $L / 2R = 1$

COEFFICIENT DE STRUCTURE :

alpha = 0,5

TASSEMENTS CALCULES :

Terme sphérique du tassement (Ws) = 0,33 cm

Terme déviatorique du tassement (Wd) = 0,62 cm

Tassement total (Wt) = 0,96 cm

**Récapitulatif des résultats de calcul des tassements**

	SPR01 Ancrage D=4.5.00m et $\sigma=1.6$ bars	SPR02 Ancrage D=1.5m et $\sigma=1.4$ bars
Semelle carrée (B=1.5m)	0.75 Cm	0.76Cm
Semelle filante (B=1.2)	1.1 Cm	0.96Cm

## Chapitre IV: CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

A) De point de vue lithologie:

Les sondages réalisés aux niveaux du site d'implantation des futurs ouvrages mettent en évidence une lithologie pratiquement homogène partout. En effet ils ont mis en évidence un sol constitué :

Des remblais dont l'épaisseur atteint les 4.5m au niveau de l'assiette réservée pour la tribune et 1.5m dans la zone de mur de clôture ;  
D'argile plastique;  
De sable argileux.

De par la nature lithologique rencontrée au moyen des sondages et d'après le DTR B.E -1.2, le terrain objet de la présente étude «Étude Tribune et mur de clôture de l'A.M.C ex: A.M.I.A/CHERCHELL/1°RM Est de classe:

- ✓ terrain non compact: pour les remblais;
- ✓ terrain moyennement à peu compact : pour les argiles plastique et les sables argileux.

Selon la classification du RPA99 version 2003, le site est classé en ZONE III, ce qui correspond à une sismicité élevée;

### B) De point de vue résistance à la pointe:

L'examen des courbes de pénétration dynamique pdl01 pdl02 pdl03 (tribune) met en évidence un sol dont la résistance à la pointe est assez bonne et dépasse les 35 bars après les quatre premiers mètres (épaisseur de remblai) avant d'atteindre les refus de 10 à 10.2m de profondeur. Ainsi que L'examen des courbes de pénétration dynamique pdl04 pdl05 (Mur de clôture) met en évidence un sol dont la résistance à la pointe est assez bon et dépasse les 40 bars après les deux premiers mètres avant d'atteindre les refus de 6 à 6.8m de profondeur

### De point de vue analyse chimique:

Les essais ACS, TMO et VRS montrent que le sol est non organique, peu à moyennement calcaireux et il est non agressif vis-à-vis le béton hydraulique armé et non armé.

Sur ce il est recommandé: Tribune

- Des fondations superficielles ancrées à partir de 4.5m de terrain naturel et une contrainte admissible de l'ordre de 1.6 bars.

Mur de clôture

Des fondations superficielles ancrées à partir de 1.5m de terrain naturel et une contrainte admissible de l'ordre de 1.4 bars