

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE
Département : GENIE CIVIL
Domaine :scénces et Technologies
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : CONSTRUCTIONS
METALLIQUES ET MIXTES

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**Calcul d'une structure mixte
Hotel R+7 + Sous Sol**

Présenté par : ABBACI Besma
BENDAIMI Rima

Encadrant : Pr OUCIEF HOCINE Grade : Prof Université : Annaba

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Qualité
FELLAH FARID	MCA	ANNABA	Président
OUCIEF HOCINE	Prof	ANNABA	Encadrant
SLIMANI FAYCEL	MCB	ANNABA	Examineur

Année Universitaire : 2021/2022

إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

"قل اعملوا فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنين"

إلهي لا يطيب الليل إلا بيسرك ولا يطيب النهار إلا بطاعتك... ولا تطيب اللحظات إلا
بذكرك ... ولا تطيب الآخرة إلا بعفوك ... ولا تطيب الجنة إلا برؤيتك جل جلالك ...
إلى من بلغ الرسالة و أدى الأمانة ... ونصح الأمة ... وإلى نبي الرحمة ونور
العالمين...إلى من كلفه الله بالهبة والوقار...إلى من علمني العطاء بذون إنتظار ...
إلى من أحمل إسمه بكل افتخار ... إلى من أنار دربي وكان نعم الناصح ...إلى من
كان معي في كل خطوة أخطوها بتشجيعاته ودعمه إلي من كان و لا يزال سيدي
في الحياه .. إلى الذي كان لي القدوة الحسنة وعلمني أن ركيزه الحياه أن
المحبة والإخلاص .. إلى الذي لم يبخل علي بكل ما يملك في سبيل النجاح " أبي
أطال الله عمره"

الى من ربنتني وانارت دربي...الى معنى الحب والحنان والتفاني... الى بسمه
الحياة... الى من كا من كان دعائه سر نجاحي وجنانها بلسم جراحي ... الى
اغلى انسان" امي الحبيبه." الى اغلى الكواكب التي ترعرعت بينها فكانت تنير
لي بضوئها الى اخوتي و الى كل عائلتي

ريم

إهداء

الحمد لله الذي هداني وأنار لي طريقي فلولا فعله العظيم لما وصلت لما أنا عليه
الآن ولولا نعمته

لما إستطعت إتمام هذا العمل البسيط ولولا كرمه ووجوده لما وصلت إلى هذه
الدرجة من العلم والمعرفة

لذلك أهدي ثمرة جهد إلى

إلى والديا العزيزين أطال الله عمرهما وجعلهما منبرا حياتي

إلى كل أخواتي وجميع أفراد عائلتي

إلى كل صديقاتي خاصة منهن صديقتي العزيزة ريمة اللتي شاركت في إتمام
هذا العمل

إلى زوجي العزيز رفيق دربي في المستقبل الذي يسير معي في درب الحياة

إلى كل الذين يحبونني وأحبهم في الله أحفظ بذكراهم في قلبي إلى كل من
يقدم العلم ويسع في طلبه

بسمه

Remerciements

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

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur **OUCIEF HOUCINE** pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apportés, afin de mener à bien ce travail dans les délais impartis.

Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury qui ont accepté de lire et d'évaluer ce travail.

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

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Liste des figures

Figure 1.01: plan en 3d.....	4
Figure 1.02 : conception d'un plancher collaborant.....	6
Figure 1.3 : les goujons.....	6
Figure 1.4 : Escaliers en charpent métallique.....	7
Figure 1.5 : cage d'ascenseur.....	7
Figure 1.6 : Diagramme contrainte/Déformation de l'acier.....	12
Figure 1.7: caractéristique mécanique du bac d'acier TN 40.....	14
Figure 1.8 : Bac d'acier type TN 40.....	15
Figure 2.1 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique...	21
Figure 2.2 : Légende pour les parois verticales-sens V1.....	24
Figure 2.3 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales-sens V1.....	24
Figure 2.4 : Légendes pour les parois verticales V2.....	29
Figure 2.5: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales-sens V2.....	30
Figure 3.1 : plancher terrasse.....	36
Figure 3.2 : plancher courant.....	37
Figure 4.1 : les éléments constituant l'escalier.....	91
Figure 5.1 : Représentation de graphe pour un spectre de réponse	100
Figure 5.2 : vue en plan 3d.....	101
Figure 5.3 : sens longitudinale.....	101
Figure 5.4 : sens transversale.....	101
Figure 7.1 : type des assemblages boulonnés.....	120
Figure 7.2 : assemblage poutre – solive.....	122
Figure 7.3 : assemblage poteaux – poutre.....	158
Figure 7.4 : assemblage de contreventement.....	172

Figure 7.5 : assemblage pied poteau encastré.....177

Figure 8.1 : Schéma su radier.....187

Liste des Tableaux

Tableau 1.1 : valeur nominale de f_y et f_u pour les profilés.....	13
Tableau 2.1 : : Valeur de la vitesse de référence du vent.....	17
Tableau 2.2 : : Définition catégorie de terrain.....	18
Tableau 2.3 : les valeurs de q dynamique.....	21
Tableau 2.4 : les valeurs de q dynamique.....	22
Tableau 2.5 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le RDC.....	23
Tableau 2.6 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 1 ^{er} étage.....	23
Tableau 2.7 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 2 ^e étage.....	24
Tableau 2.8 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 3 ^e étage.....	24
Tableau 2.9 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 4 ^e étage.....	24
Tableau 2.10 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 5 ^e étage.....	24
Tableau 2.11 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 6 ^e étage.....	25
Tableau 2.12 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 7 ^e étage.....	25
Tableau 2.13 : Les valeurs de q_j pour la terrasse ($C_{pi}=-0,5$ et $0,8$).....	25
Tableau 2.14 : les valeurs de la force résultante pour la direction V1.....	26
Tableau 2.15 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales V2.....	27
Tableau 2.16 : les valeurs de q dynamique.....	28
Tableau 2.17 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le RDC.....	28
Tableau 2.18 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 1 ^{er} étage.....	28
Tableau 2.19 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 2 ^e étage.....	29
Tableau 2.20 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 3 ^e étage.....	29
Tableau 2.21 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 4 ^e étage.....	29
Tableau 2.22 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 5 ^e étage.....	29
Tableau 2.23 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 6 ^e étage.....	30
Tableau 2.24 : Les valeurs de q_j pour les parois verticales sur le 7 ^e étage.....	30

Tableau 2.25: Les valeurs de q_j pour la terrasse ($C_{pi}=-0,5$ et $0,8$).....	30
Tableau 2.26: les valeurs de la force résultante pour la direction V1.....	31
Tableau 3.1. Caractéristiques du profilé IPE400	37
Tableau 3.2. Caractéristiques du profilé HEB400	43
Tableau 3.3. Caractéristiques du profilé HEA500	49
Tableau 3.4. Caractéristiques du profilé HEA500	55
Tableau 3.5. Caractéristiques du profilé HEA400	61
Tableau 3.6. Caractéristiques du profilé HEA400	67
Tableau 3.7 : La descente des charges (les poteaux centraux).....	74
Tableau 3.8: Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement.....	75
Tableau 3.9: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux.....	76
Tableau 4.1 : les efforts de l'acrotère.....	80
Tableau 5.1 : Valeurs des pénalités P_q	95
Tableau 5.2 : Participation massique.....	96
Tableau 5.3 : Déplacement inter-étage selon les deux sens.....	97
Tableau 5.4: L'effet $P-\Delta$ selon les deux sens.....	98
Tableau 7.1: caractéristiques des boulons.....	121
Tableau 8.1 : les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau.....	178
Tableau 8.2 : les efforts des semelles isolées revenant à chaque poteau.....	179
Tableau 8.3 : Ferrailage des panneaux du radier.....	183
Tableau 8.4 : Vérification des contraintes.....	184
Tableau 8.5 : Ferrailage des nervures.....	185
Tableau 8.6 : Vérification des contraintes.....	186
Tableau 8.7 : Choix des armatures transversales.....	187

Liste des notations

A	Section brute d'une pièce
A_w	Section de l'âme ;
A_v	Aire de cisaillement ;
C_t	Coefficient de topographie ;
C_r	Coefficient de rugosité ;
$C_{p,net}$	Coefficient de pressionnette ;
C_e	Coefficient d'exposition ;
C_d	Coefficient dynamique ;
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
F	Force en générale ;
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	Charge permanente ;
G_c	L'effort appliqué sur le connecteur ;
I	Moment d'inertie ;
K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre ;
K_0	Coefficient de flambement ;
K	Facteur de déformé modale ;
K_t	Facteur de terrain ;
L	Longueur ;
M_{sd}	Moment sollicitant en générale ;
M	Moment fléchissant ;
M_{rd}	Moment résistant ;
M_{pl}	Moment plastique ;

$M_{b,rd}$	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 ;
$N_{c,sd}$	Effort normal de compression ;
N_{pl}	Effort normal plastique ;
$N_{c,rd}$	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;
P_k	Poids total de la structure ;
Q	Charge d'exploitation ;
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 ;
V_{ref}	Vitesse de référence du vent ;
W	Pressionaérodynamique ;
W_{pl}	Module de résistance plastique ;
W_{el}	Module de résistance élastique ;
D	Diamètre d'une section circulaire ;
f_y	Limited'élasticité ;
f_u	Résistance à la traction ;
H	Hauteur d'une pièce ;
L	Longueur d'une pièce ;
l_f	Longueur de flambement ;
R	Rayon d'une section circulaire ;
T	Épaisseur d'une pièce ;
t_r	Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;
t_w	Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;
Z	Hauteur au-dessus du sol ;
z_0	Paramètre de rugosité ;
Z_{eq}	Hauteur équivalente ;
Z_{min}	Hauteur minimale ;

SOMMAIRE

Dédicaces	
Remerciement	
List des figures.....	iii
List des tableaux.....	iv
Liste des notations.....	vi
Sommaire.....	vii
Résumé.....	xv
Introduction générale.....	1
Chapitre 01 :Présentation de projet.....	3
I. Présentation de projet.....	4
II. Implantation de projet.....	4
III. Caractéristiques de l'ouvrage.....	5
1. La géométrie.	5
1.1. Dimensions en élévation.....	5
1.2. Dimensions en plan.	5
1.3. Ossature.	5
1.3.1. Les planchers.	5
1.3.2. Les connecteurs.	6
1.3.3. Escaliers	7
1.3.4. Ascenseur.	7
1.3.5. Maçonnerie.	8
1.3.6. Murs extérieurs.	8
1.3.7. Murs intérieurs.	8
2. Infrastructure.	8
3. Fondation.	9
4. Assemblage.	9
4.1. Assemblage par soudure.	9
4.2. Assemblage Boulonné.	9
IV. Caractéristique des matériaux utilise.....	9
1. Béton armé.	9

1.1.	Classification et dosage de béton.....	10
1.2.	Résistance caractéristique à la compression.....	10
1.3.	Résistance caractéristique à la traction.....	10
1.4.	Coefficient ou poissonement.	10
1.5.	Module de déformation longitudinale.	10
1.6.	Les états limites ultimes ELU.	11
1.7.	Etat limite de service ELS.	11
2.	Acier.	11
2.1.	Acier en béton	12
2.1.1.	Etat limite ultime ELU.	12
2.1.2.	Etat limite de service.	12
2.1.3.	Module d'élasticité longitudinale de l'acier.	13
2.2.	Acier charpente métallique.	13
2.2.1.	Bac d'acier.	14
Chapitre 02 : Etude climatique.....		16
I.	Effet de la neige	17
1.	Introduction.....	17
2.	Calcul des charges de la neige « S »	17
II.	Effet du vent.....	18
1.	Introduction.....	18
2.	Dimensionnement de l'ouvrage	18
3.	Détermination des données relatives au site.	18
4.	La pression dynamique de référence $q_{réf}$	18
5.	Coefficient de topographie $C_t(Z)$	19
5.1.	Catégorie du terrain	19
III.	Détermination des coefficients due au vent.	21
1.	La direction du vent perpendiculaire à la façade principale (V1).....	21

1.1.Dimension.	21
1.2.Hauteur de référence Z_e	21
1.3.Coefficient du rugosité $c_r(Z)$	21
1.3.1. Calcule de pression dynamique.	21
1.3.2. Calcule de $c_e(Z)$	22
1.3.3. Intensité de turbulence $I_v(Z)$	22
1.3.4. Calcul de la pression due au vent.	23
1.3.5. Calcul coefficient dynamique c_d	23
1.3.6. Coefficient de pression extérieure.	23
2. Parois verticales	24
2.1.Coefficient de pression intérieur c_{pi}	25
2.2.Coefficient de pression aérodynamique.	25
2.3.Force de vent	28
3. Calcule de V_2	29
3.1.Paroi verticale	29
3.2.Coefficient de pressin extérure.	29
3.3.Force de vent	33
Chapitre 03 : Prédimensionnement	35
I. Introduction.....	36
II. Evaluation des charges et surcharges.	37
1. Terrasse inaccessible.	37
1.1 Charge permanent.	37
1.2 Charges d'exploitation.	37
2. Plancher courat.	38
2.1.Charge permanet.	38
3. Plancher sous-sol.	38
3.1. Charge permanent	38

III.	Prédimensionnement des solives.	38
1.	Terrasse inaccessible.	39
1.1.	Phase construction	39
1.2.	Combinaison des charges	39
1.3.	Vérification	39
2.	Etage Courant.	45
2.1.	Phase construction	46
2.2.	Combinaison des charges	46
2.3.	Vérification	46
IV.	Les poutres principale	52
1.	Plancher terrasse.	52
1.1	Phase construction	52
1.2.	Combinaison des charges	53
1.3.	Vérification	53
2.	Plancher courant.	59
1.1.	Phase construction	59
1.2.	Combinaison des charges	60
1.3.	Vérification	60
2.	Les poutres secondaire.	65
1.	Plancher terrasse.	65
1.1.	Phase construction	66
1.2.	Combinaison des charges	66
1.3.	Vérification	67
2.	Plancher courant.	71
2.1.	Phase construction	72
2.2.	Combinaison des charges	73
2.3.	Vérification	73

3. Les Poteaux.	79
Chapitre 04 : Les élément secondaire.	83
I. Introduction.	84
II. Acrotère.	84
1. Principe de calcul	84
2. Evaluation des chardes.	84
3. Ferrailage de section a l'ELU.	86
4. Vérification de la section d'acier selon <<BAEL 91 modofie 99 >>.....	87
5. Armatures de répartitions	88
6. Vériffication à L'ELS.	88
7. Vériffication des contraintes.	89
III. Escalier.	90
1. Les éléments constitutifs.	90
2. Caractéristique géomitrique.	91
3. Détermination de l'épaisseure de la paillasse	92
3.1.Angle d'inclinaison de la paillasse.	92
3.2.Evaluation des charges et surcharges	92
3.3.Combiniason des charges	93
4. Etude de palier	94
4.1.Evaluation des charges	94
Chapitre 05 : Etude dynamique.	97
I. Introduction.	98
II. Choix de la méthode de calcul	98
III. La méthode statique équivalent	98
IV. Principe.	98
V. Analyse spectrale.....	99
VI. Résultante des forces sismiques de calcul.	101

1. Calcul de la forces sismiques par la méthode statique équivalente.....	102
Chapitre 06 : Vérification des éléments	109
I. Introduction	110
II. Vérification des poteaux vis-à-vis au flambement.....	110
1. Combinison des charges.....	110
2. Les étapes de vérification du flambement.....	110
III. Vérification des poteaux.....	111
IV. Vérification de poutre principale	113
V. Vérification de solives	116
Chapitre 07 : Assemblage.	119
I. Introduction.	120
II. Fonctionnement par obstacle.	120
III. Fonctionnement par adhérence	120
1. Le boulonnage.	120
2. Le soudage	120
3. Coefficients partiels de sécurité.	120
4. Coefficient de forttement.	120
IV. Calcul des Assemblage.	122
1. Assemblage poutre solive	122
2. Assemblage Poteau-poutre	157
3. Assemblage Contreventement	171
4. Assemblage Pied de poteau RECT 60.....	176
5. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques.....	176
Chapitre 08 :Fondation.	177
I. Introduction.	178
II. Fonction assurées par les fondation	178
III. Calcul des fondations.	178

IV. Radier générale	180
1. Introduction.	180
2. Surface Nécessaire.	181
3. Pré dimensionnement du radier.	182
3.1 Nervures.	182
3.2 Caractéristiques géométriques du radier.	184
3.3 Ferrailage du radier.	184
3.4 Vérifications nécessaires.	186
3.5 Ferrailage des nervures.	187
 CONCLUSION GENERALE	188
 Références bibliographiques	189

Résumé

Notre projet de fin d'études est basé sur l'analyse d'un bâtiment (R+7+sous-sol) à usages multiples (tourisme + loisirs) en ossature métallique, le renfort est une résistance créée par la stabilité de la structure.

Notre projet est situé dans la commune de Chott, dans l'état d'El Tarf qui est considéré comme une zone non sismique, qui est précisément la première zone selon la réglementation sismique algérienne (RPA 99, version 2003). Le dimensionnement et la vérification des éléments de roulement sont conformes aux réglementations et lois applicables ; Modificateur BAEL91 99, RPA99 Version 2013, EC3.

Analyse dynamique de la structure, vérification des éléments porteurs et

L'assemblage a été réalisé à l'aide de ROBOT Structural Analysis Professional

abstract

Our end-of-studies project is based on the analysis of a building (R + 7 + basement) for multiple uses (tourism + leisure) in a metal frame, the reinforcement is a resistance created by the stability of the structure.

Our project is located in the municipality of Chott, in the state of El Tarf which is considered a non-seismic zone, which is precisely the first zone according to the Algerian seismic regulations (RPA 99, version 2003). Sizing and checking bearing items complied with applicable regulations and laws; BAEL91 Modifier 99, RPA99 Version 2013, EC3.

Dynamic analysis of the structure, checking of load-bearing elements and Assembly was performed using ROBOT Structural Analysais Professional

ملخص

يعتمد مشروع نهاية الدراسات لدينا على تحليل المبنى (R + 7 + الطابق السفلي) للاستخدامات المتعددة (السياحة + الترفيه) في إطار معدني ، والتدعيم هو مقاومة تم إنشاؤها بواسطة ثبات الثبات.

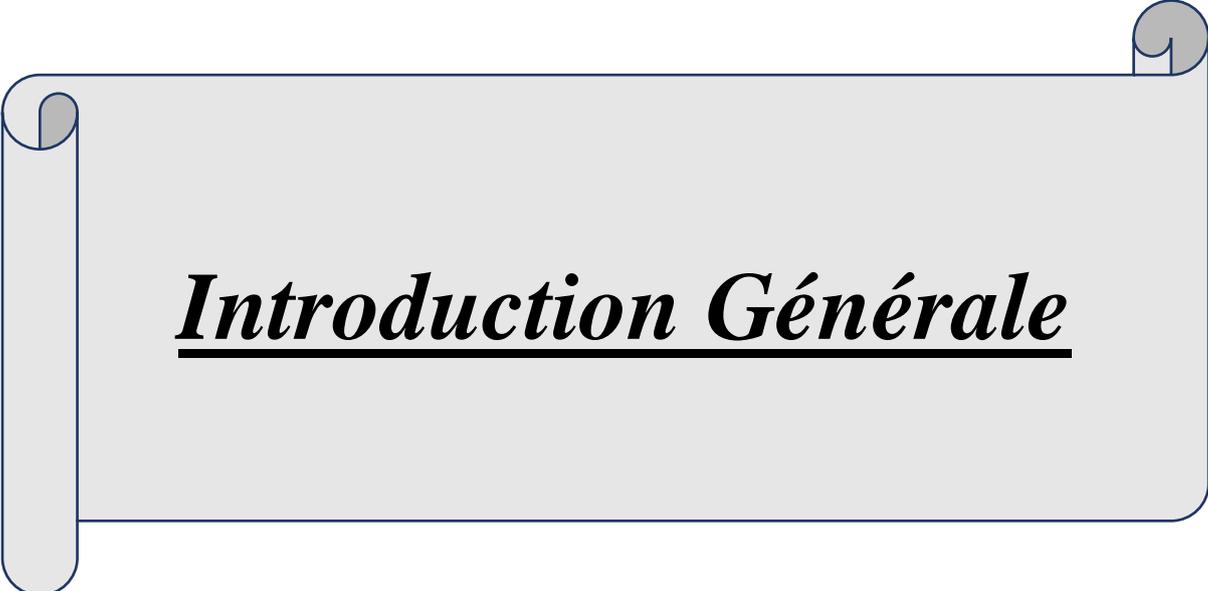
يقع مشروعنا في بلدية الشط بولاية الطارف التي تعتبر منطقة غير زلزالية ، وهي بالتحديد المنطقة الأولى وفقاً للوائح الزلازل

الجزائرية (RPA 99 ، الإصدار 2003). تجسيم العناصر الحاملة والتحقق منها امتثلت للوائح والقوانين المعمول بها ؛ BAEL91

معدل 99 ، إصدار RPA99 2013 ، EC 3.

التحليل الديناميكي للهيكل ، والتحقق من العناصر الحاملة و

تم إجراء التجميع باستخدام برنامج ROBOT Structural Analysais Professional



Introduction Générale

Dans l'idéologie constructive de la fin de ces siècles, l'acier reste le matériau le plus important et le plus utilisé par l'homme parce qu'il est ductile et durable.

Actuellement en Algérie, l'utilisation de la charpente métallique est limitée dans le domaine de construction, ce pendant se basent plus essentiellement sur le béton armé, malgré que les structures en charpente métallique présentent de nombreux avantages :

- **L'industrialisation et mise en œuvre rapide** : c'est que ce la possibilité de produire des éléments en acier et des articles fini, en usines ou ateliers sur plans, avec une grande précision et rapidité, et seul l'assemblage est effectué sur le chantier, ce qui permet un gain de temps considérable.
- **Facilité de montage** : l'assemblage par boulonnage ou soudure, il existe des charpentes en kit pour tous ceux qui veulent pratiquer l'auto-construction ou de module construction.
- **Grandes portées** : certaines pièces de métal peuvent atteindre des portées jusqu'à 40 mètres, dépassant la capacité du béton et bois.
- **la ductilité** : résistance élevé au séisme.

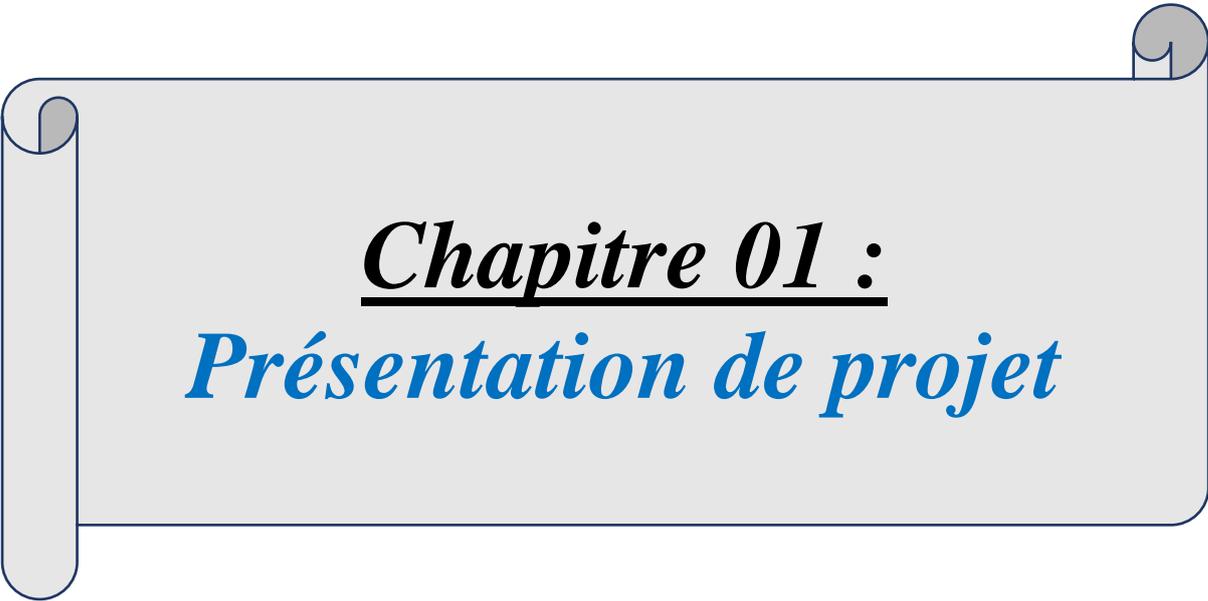
Par contre, l'inconvénient majeur de la charpente métallique est son peu de résistance au feu, dans la mesure où la structure est déformée par les températures élevées. Elle nécessite donc un traitement d'ignifugation.

L'objectif de ce mémoire est de présenter une conception d'une structure en charpente métallique satisfaisant aux exigences réglementaires et d'exploitations. En effet le dimensionnement des éléments de structure, le calcul dynamique tous en respectant les documents techniques réglementaires en vigueur

Référentielles :

RPA99 version 2003 (DTR 2.48): Règle parasismique algérienne.

DTR BC 2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.



Chapitre 01 :
Présentation de projet

I. Présentation de projet :

Il s'agit d'un projet de réalisation d'un complexe touristique implanté à El-Chatt Wilaya d'EL-TARF situe à proximité de la mer, il comprend plusieurs ouvrages à savoir:

Un hôtel en R+7 avec sous-sol.

Bungalows 55 unités.

Parc aquatique et restaurant.

Dans le cadre de notre projet d'étude, nous avons choisis le bloc (Hôtel). En effet le bloc est en R+7 avec sous sol, la structure est en charpente métallique avec des planchers collaborants.

Le contreventement est assuré par des palés de stabilités dans les deux sens.

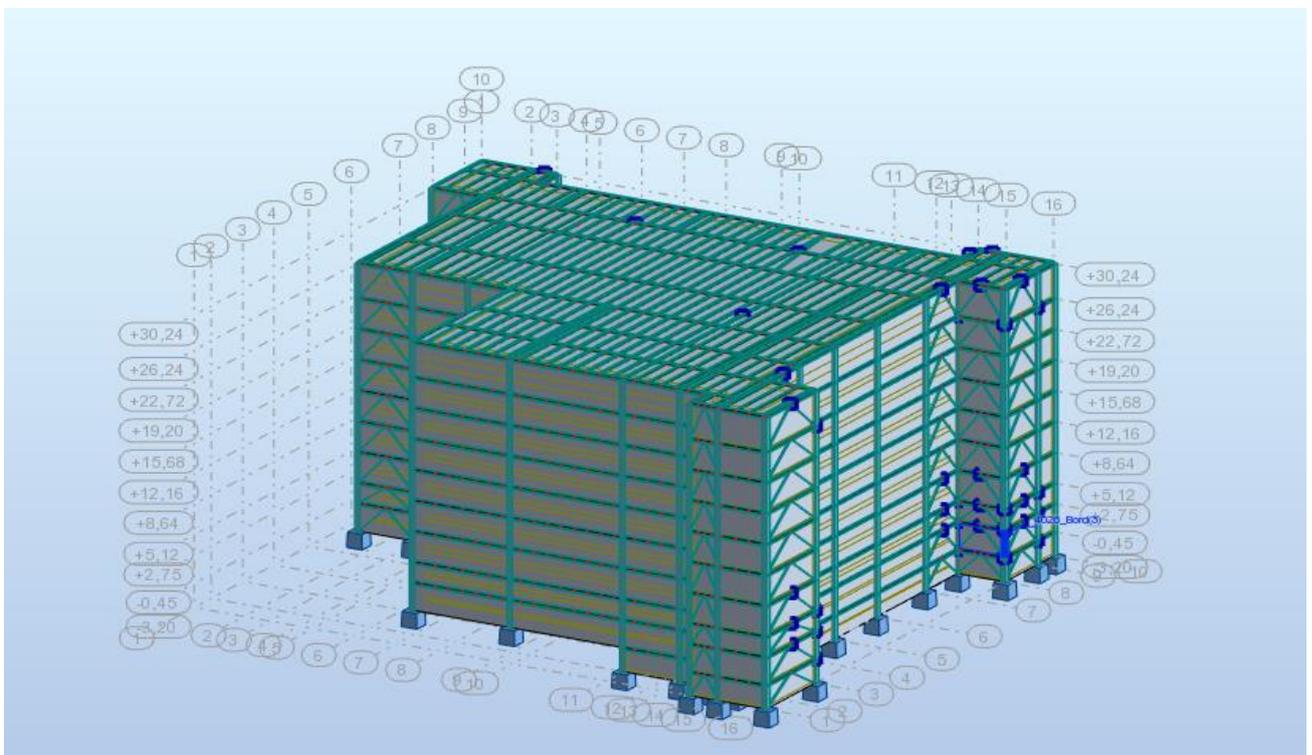


Figure 1.01: plan en 3d

II. Implantation de projet :

l'article 2.3 de règle parasismique algérienne (RPA99 version 2003) DTR BC

2.48.rs de l'implantation des ouvrage, il faudrait :

- éviter absolument la proximité d'une faille reconnue active.
- éviter autant que possible, les terrains instables et les terrains à topographie accidentée ainsi que le bord des falaises.

Pour notre ouvrage est implanté à EL-CHATT Wilaya d' EL-TARF, classé en zone sismique IIa, donc elle remplit ces conditions.

III. Caractéristiques de l'ouvrage :

L'ouvrage en question à une forme irrégulière en plan, en R+7 avec sous-sol.

1. La géométrie :

1.1. Dimensions en élévation :

Hauteur totale $H = 30.24$ m

Hauteur d'étage $H_e = 3.52$ m

Hauteur de RDC = 5.12 m

Hauteur de sou sol = -3.65 m.

1.2. Dimensions en plan :

Longueur totale : $L = 63.765$ m

Largeur totale $L = 55.579$ m

1.3. Ossature :

En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structures dépassant une hauteur de 17 m en zone IIa, le type de contreventement sera soit mixte (palées-portiques) ou bien contrevent totalement par des palées triangulées.

1.3.1. Les planchers :

Le type de plancher utiliser dans notre structure est un plancher collaborant d'épaisseur $e = 12$ cm, qui est constitué par bac d'acier TN40, dalle de compression en béton avec une nappe de treillis soudé $\varnothing 6$, et des goujons (conecteurs) pour assurer une adhérence entre l'acier (poutrelles, poutres et chainages) et le béton.

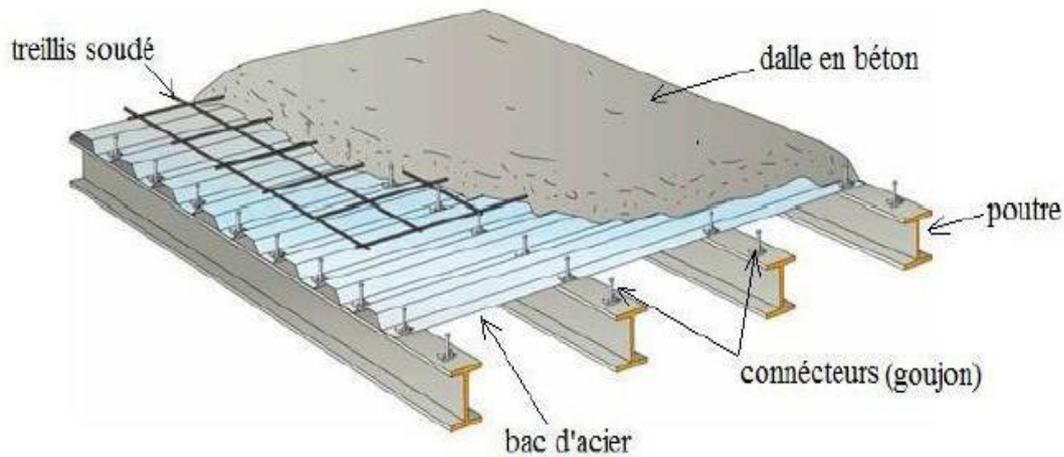


Figure 1.02 : conception d'un plancher collaborant.

1.3.2. Les connecteurs :

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :



Figure 1.3 : les goujons.

1.3.3. Escaliers :

Le dimensionnement des escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques marches et du giron.



Figure 1.4 : Escaliers en charpent métallique.

1.3.4 . Ascenseur :

La structure comporte une cage d'ascenseur autoportante du RDC jusqu'au 7^e étage.



Figure 1.5 : cage d'ascenseur

1.3.5. Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

1.3.6. Murs extérieurs :

ils seront constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi externe

du mur. L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

1.3.7. Murs intérieurs :

ils seront constitués par des cloisons de 15 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services.

2. Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulé sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure

• CHOIX DE SITE :

Le rapport du sol n°30/UN/18 établi par le laboratoire LNHC unité d'Annaba indique un programme de reconnaissance comprend de (04) quatre sondages rotary en carottage continu avec une profondeur d'investigation de 10m à 15m et qui sont accouplés par des essais SPT pour chaque 3m (17) dix sept essais au pénétromètre standard (SPT).

Et il conclut que le terrain constitué par des couches de sable et il conseille ce qui suit:

- La présence de l'eau par des endroits nécessite des précautions adéquates.
- De bien rigidifier l'infrastructure du projet afin de se prémunir du phénomène de liquéfaction des sables.

Suite au plans d'exécution bloc Un hôtel bloc (B+C) + (A+SS) en R+2/R+7/R+7+SS, Conformément au RPA99 version 2003 (DTR BC 2.48 article 2.1).

- Le choix définitif du site est arrêté sur la base des résultats d'investigations du rapport du sol dont :
- **-Absence de failles reconnues actives.**
- **-terrain plat est stable avec présence de talwegs.**
- **-zone non liquéfiable.**

3. Fondation :

La fondation est un radier nervuré de forme irrégulier d'une épaisseur de 55 cm ancrée à 6.65m de profondeur.

La section des nervures de radier est (70x100).

4. Assemblage :

-Les assemblages principaux structuraux assurant la stabilité sont:

4.1. Assemblage par soudure :

En charpente métallique les assemblages sont plus rigides, ce la a pour effet un encastrement partie des éléments constructif .Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion bril les des pièces de métal à assembler

4.2 . Assemblage boulonné :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du faite sa facilité le montage et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site , pour notre cas le choix a été porté sur les boulons de haute résistance (HR) , il comprend une vis à tige filetée, une tété porté hexagonale ou carrée et un écrou en acier.

IV. Caractéristique des matériaux utilise :

1. Béton armé :

On les element en béton arme teulque radier , semelles futs et longrine et dallage seront exécutée aux dimenssions définies sur les plans d'exécution , ils seront dosé à 400kg/m³ de ciment CHF-CIMIII/B 42.5 NA 443 plus hydrofuge de masse, et ce comme définie sur les plan d'executions

1.1. CLASSIFICATION ET DOSAGE DE BETON :

Les déferentes bétons devront etre conforme aux normes en vigueur tout en respectant les dosage , les qualités , et les dimenssiennemt

Vu que l'ouvrage est implanté sur un site maritime dangereux pour les bétons et selon la reglementation algériennes NA 16002 ? la classe d'exposition est XS3, qui exige une risistance minimale à la compression à 28 jours sur éprouvettes cylindriques =35Mpa pour les bétons armés.

1.2. Résistance caractéristique à la compression :

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

La résistance à la compression à 28 jours :

f_c 28= 25MPa

- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

1.3. Résistance caractéristique à traction :

Elle est déterminée par plusieurs essais et désignée par f_{t28} . On peut citer :

- ✓ Traction directe
- ✓ Traction par fendage
- ✓ Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

1.4. Coefficient ou poissonement :

Le coefficient de poissonement est le rapport entre l'augmentation relative de la dimension transversale et le raccourcissement relatif longitudinal.

- $\nu = 0$ béton fissuré à l'ELU
- $\nu = 0,2$ béton non fissuré à l'ELS

1.5. Module de déformation longitudinale :

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

- Module de déformation instantanée $E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Module de déformation différée $E_{d28} = 108188,656 \text{ MPa}$

1.6. Les états limites ultimes ELU :

L'état limite ultime correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

- ✓ Equilibre statique
- ✓ Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments
- ✓ Stabilité de forme

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

1.7. Etat limite de service ELS :

Qui constitue les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un des ses éléments ne sont plus satisfaites:

- Ouverture des fissures
- Déformation excessive des éléments porteurs
- Vibrations inconfortables pour les usagers, etc...

La contrainte limite de service est donnée par: $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$

2. Acier :

Les aciers à être utilisés pour le ferrailage des éléments structuraux de l'ouvrage seront de la nuance conforme aux plans d'exécution, ils devront être parfaitement propres sans aucune trace de rouille, adhérente.

Le stockage des aciers sur chantier doit se faire sur une assise sèche et propre.

Le façonnage et le coulage des aciers seront conformes aux plans d'exécution.

Les armatures pour béton armé devront être munies d'un certificat de garantie approuvé par un organisme compétent, mentionnant en évidence toutes les caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques qui dépendent des normes en vigueur.

NOTA :

Les aciers des fondations et des futs doivent subir deux (02) couches d'inhibiteur de corrosion sur toutes leurs surfaces qui doivent être au préalable propres.

2.1. Acier en béton :

Haute adhérence (H.A): FeE500.

Treillis soudé (T.S) : TLE52, $\varnothing = 6 \text{ mm}$ pour le dallage.

2.1.1. Etat limite ultime ELU :

On adoptera un diagramme contraintes-déformations déduit des diagrammes précédents par affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$.

σ_s : contrainte de l'acier $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur:

- $\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.
- $\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles.

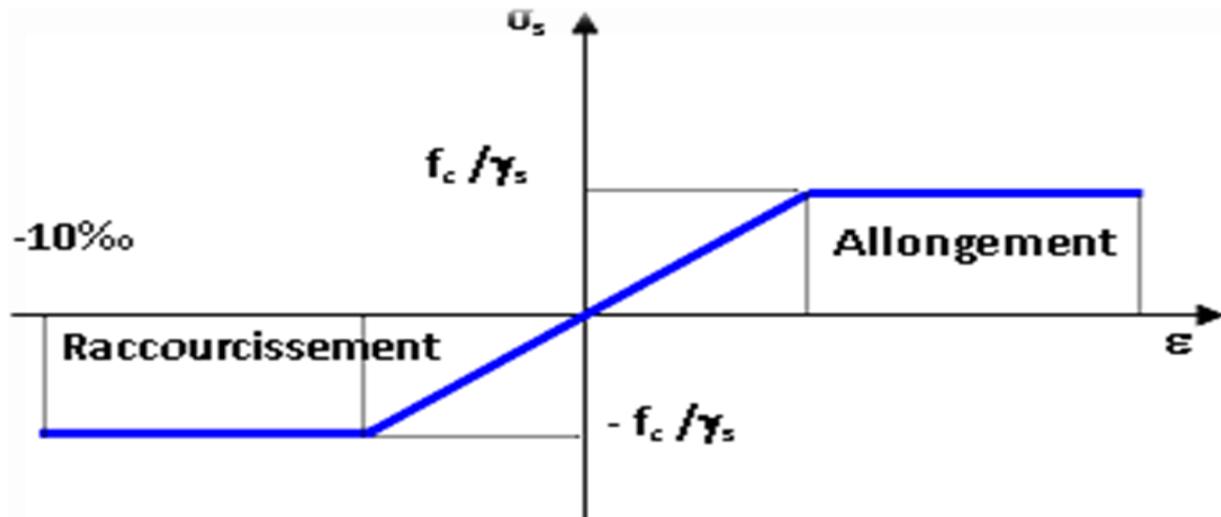


Figure 1.6 : Diagramme contrainte/Déformation de l'acier

2.1.2. Etas limite de service :

Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min[2/3 f_e; 150 \eta]$

Fissuration très préjudiciable: $\sigma_s = \min[1/2 f_e; 110 \eta]$

Avec:

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$ pour des aciers de H.A

2.1.3. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité de l'acier égale à: $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$.

2.2. Acier charpente métallique :

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont les suivantes :

Module d'élasticité longitudinale $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

Coefficient de poissonnement $\mu = 0.3$

Module d'élasticité transversale

$G = 8.1 \times 10^4 \text{ MPa}$

Coefficient de dilatation linéaire:

$\lambda = 11 \times 10^{-6}$

Masse volumique de

$\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$

- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité:

L'ossature métallique $f_e \text{ E430/S275}; f_y = 275 \text{ MPa}$

Boulons ordinaires fe E 430/S275

fy= 275 Mpa

Boulons haut à résistance { H.R 8.8
HR10.9Contrainte limite élastique de cisaillement pour (critère de VonMise): $\tau_e = \sigma_e / \sqrt{3}$ **Tableau 1.1** : valeur nominale de fy et fu pour les profilés.

Nuancenom inale del'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40\text{mm} \leq t \leq 100$ mm	
	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$	$f_y(\text{N/mm}^2)$	$f_u(\text{N/mm}^2)$
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	460
Fe510	355	510	335	490

2.2.1. Bac d'acier :

Le bac d'acier utilisé c'est le **TN40**

TN40 cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet:

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

Le TN40 utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure suivante :

TYPES	LARGEUR mm	LONGUEUR mm	EPAISSEUR DE TÔLE mm	POIDS DE TÔLE EN Kg/M²
TN40 - 0.45	1000	1000 à 16000	0.45	4.41
TN40 - 0.50	1000	1000 à 16000	0.50	4.91
TN40 - 0.70	1000	1000 à 16000	0.70	6.87
TN40 - 1.00	1000	1000 à 16000	1.00	9.81

Figure 1.7: caractéristique mécanique du bac d'acier TN 40

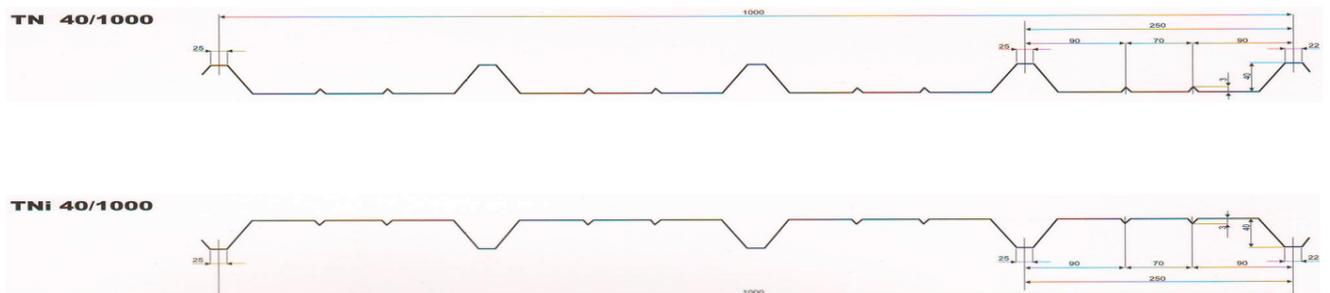
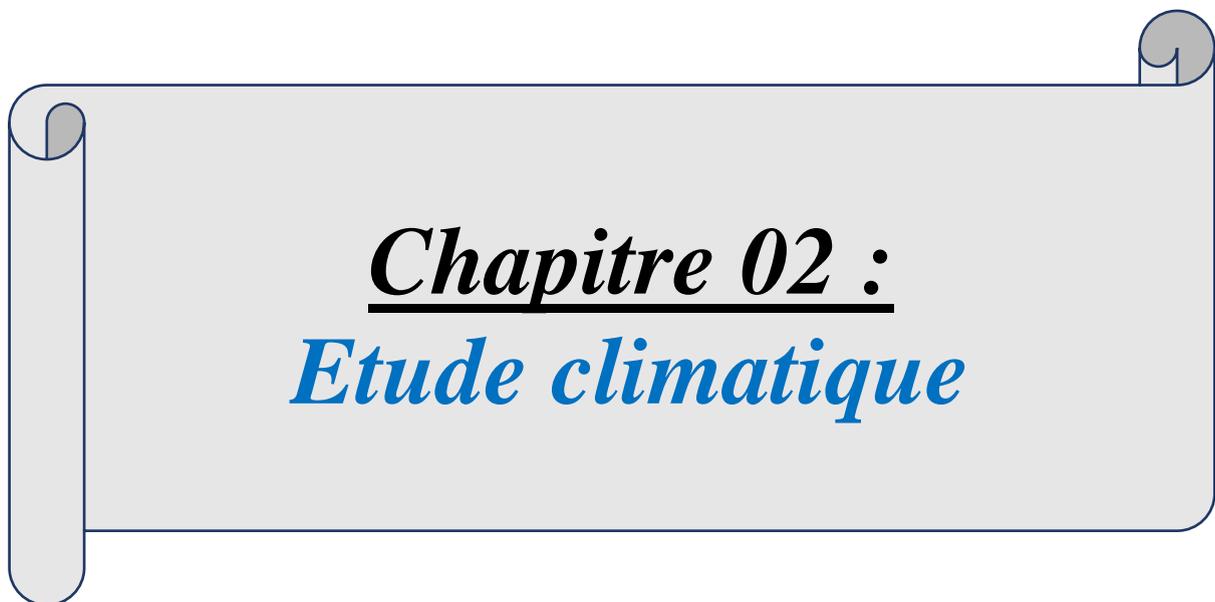


Figure 1.8 : Bac d'acier type TN 40



I. Effet de la neige :***1.1. Introduction :***

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement « RNV2013 » s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

1.2. Calcul des charges de la neige « S » :

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

$$-S = m \cdot S_k$$

- S_k (kN/m²) est la charge de neige sur le sol.

- μ : est un coefficient d'ajustement de charge, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment se situe à la commune de wilaya teref , zone 'II

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

H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer $H = 00m$.

$$S_k = 1,04 \text{ kN/m}^2.$$

$$\mu = 0,8 \text{ (Toiture plate)}$$

$$S = m \cdot S_k = 0,8 \times 0,1 = 0,08 \text{ kN/m}^2.$$

$$S = 8 \text{ daN/m}^2.$$

II. Effet du vent :

1.1. Introduction :

Le vent est une action climatique due au mouvement de l'air résultant de la différence de pression entre les zones de l'atmosphère. Cette étude a pour objet de modéliser cette action sous forme de chargements. Le calcul sera mené conformément au règlement Neige et vent

« 2013 » Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m. Les sollicitations sont proportionnelles à la hauteur de la structure. Vu l'élançement de notre bâtiment, une étude au vent est nécessaire et sera donc traitée dans ce chapitre.

1.2. Dimensionnement de l'ouvrage :

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

Hauteur.....H = 30.24 m.

LargeurB =55,51 m.

LongueurL = 63,78m.

Principes du DTR RNV (version 2013)

Le règlement impose d'étudier le vent de toutes les parois de la structure.

Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire, donc l'étude se fera sur deux parois.

1.3. Détermination des données relatives au site :

Notre projet se situe à ANNABA qui est classé en zone **I** selon le RNV2013 .

1.4. La pression dynamique de référence $q_{réf}$:

La pression dynamique de référence est donnée par le tableau 2.2 en fonction de la zone du vent :

Zone	$q_{réf}$ (daN/m ²)	$V_{réf}$ (m/s)
I	37.5	25

Tableau 2.1 : Valeur de la vitesse de référence du vent..

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

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

Le site de bâtiment est site plat d'après le **RNV2013**

$C_t(z) = 1$

$C_t(z) = 1$ pour $\emptyset < 0.05$

1.5.1. Catégorie du terrain :

Les catégories de terrain sont donnés dans le tableau 2.4 (**RNV2013**) que les valeurs desparamètres suivantes :

- K_t , facteur de terrain ;
- Z_0 (en m), paramètre de rugosité ;
- Z_{min} (en m), hauteur minimale ;
- ϵ , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

Catégorie de terrain	K_t	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	ϵ
I Lacs ou zone plate et horizontale à vegetation négligeable et libre de tous obstacle	0,17	0,01	2	0,44

Tableau2.2 : Définition catégorie de terrain

III. Détermination des coefficients due au vent :

1. La direction du vent perpendiculaire à la façade principale (v1):

1.1. Dimension :

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

- Longueur : 55.51m
- Largeur : 63.78
- Hauteur : 30.24m

1.2. Hauteur de référence Z_e :

Pour les murs au vent des bâtiments à paroi verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure :

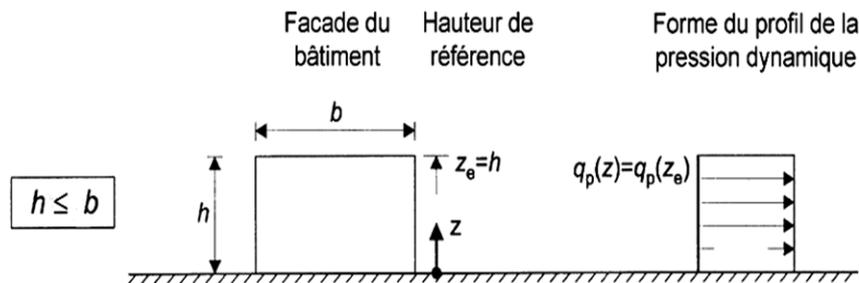


Figure 2.1 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Z_{eq} : Hauteur équivalente de la construction.

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

$$H = 30.24 \text{ m}$$

$$Z_{eq} = 0.6 \times 30.24 = 18,144\text{m}$$

$$Z_{eq} \geq Z_{min} = 2\text{m}$$

1.3. Coefficient du rugosité $c_r(z)$:

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

- $C_r (Z) = K_t \times \ln(Z/Z_0)$ pour $Z_{min} < Z < 200\text{m}$

- $C_r (Z) = K_t \times \ln(Z_{min} / Z_0)$pour $Z < Z_{min}$

$$C_r(z_{eq}) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)$$

$$C_r(z_{eq}) = 0.17 \times \ln\left(\frac{18.144}{0.01}\right) C_r = 1.275\text{m}$$

1.3.1. Calcul de pression dynamique :

La formule générale est :

$$Q_p (Z_j) = q_{réf} \times C_e (z_j) \dots\dots\dots [\text{Structure permanente}] \text{ (Formule 2.12)}$$

La structure est de hauteur totale $h = 30.24\text{m} > 10\text{m}$ et avec plancher intermédiaire ce qui fait qu'il y a lieu de considérer la structure comme étant constituée de n éléments de surface et de hauteurs égales à la hauteur d'étage avec n est le nombre de niveau de la construction

La pression dynamique sera calculée :

- à la mi-hauteur de chaque étage pour ce qui concerne la paroi verticale.
- à la hauteur totale $h = 30.24\text{m}$
- Pour la toiture. On a : $C_d = 0.925$ pour la direction **V1**.

$C_d = 0.915$ pour la direction **V2**.

1.3.2. Calcul de $c_e(z)$:

Donc pour les deux cas C_d , la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, donc le coefficient d'exposition au vent sera calculé par la formule suivante :

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

C_r : est le coefficient du rugosité

C_t : est le coefficient de topographie

$I_v(z)$: est l'intensité de la turbulence

Z (en m) est la hauteur considérée

1.3.3. Intensité de turbulence $I_v(z)$:

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par l'équation suivante :

$$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{c_t \cdot \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{18.144}{0.01}\right)}$$

$$I_v = 0.133$$

1.3.4. Calcul de la pression due au vent :

La pression dynamique de pointe (z_e), à la hauteur de référence (z_e) est donnée par la formule suivante :

$$(z_e) = q_{réf} \times (z_e)$$

1.3.5. Calcul coefficient dynamique c_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois.

C_d est donné en fonction de :

-b (m) : qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction .

- h (m) : qui désigne la hauteur totale de la construction. (Valeurs de Cd pour les structures mixte)

Calcul de coefficient dynamique Cd.

$$cd = \frac{1+2 \cdot g \cdot Iv(z_{eq}) \cdot \sqrt{Q^2 + R^2}}{1+7 \cdot Iv(z_{eq})}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1+0.9 \left(\frac{b+h}{Li(z_{eq})} \right)^{0.63}} ; Li(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200} \right)^\epsilon \text{ Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

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

1.3.6. Coefficient de pression extérieure :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} S’obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{Si : } S \leq 1m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si : } 1m^2 < S < 10m^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{Si : } S \geq 10m^2$$

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau2.3 : Les valeurs de Cpe pour les parois verticales V1.

2. Parois verticales :

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portés.

$$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(63.78 ; 60.48) = \text{Min}(60.48)$$

$$e = 60.48m$$

$$d = 55.51m \quad e > d$$

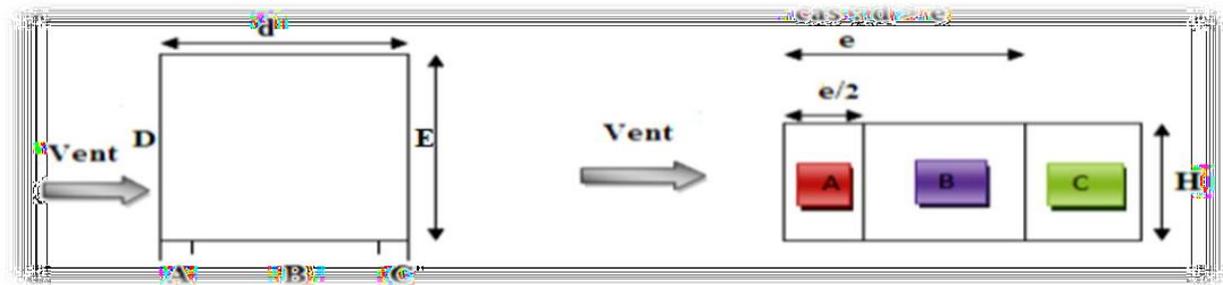


Figure 2.2 : Légende pour les parois verticales-sens V1.

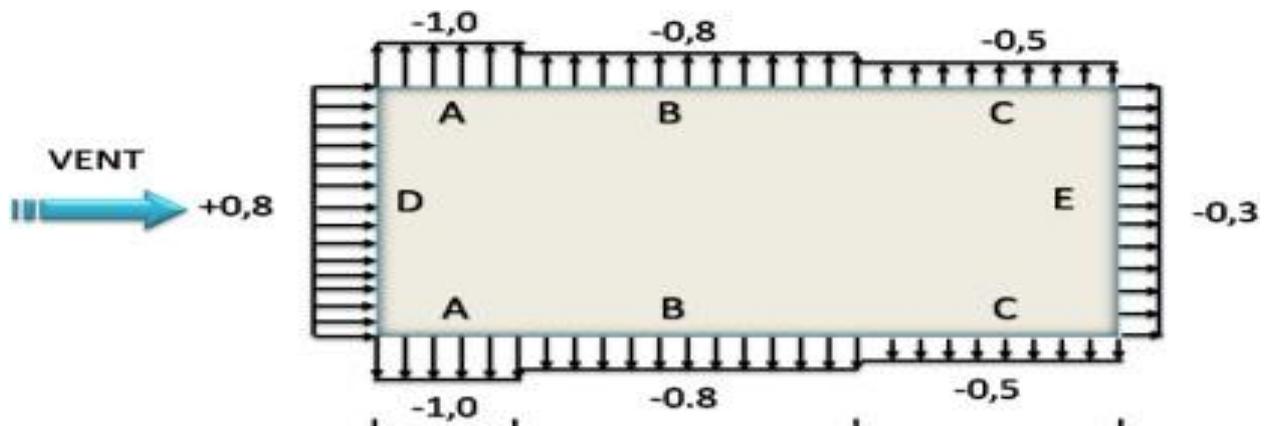


Figure 2.3 : Valeur de Cpe pour les parois verticales-sens V1.

-Les valeurs dynamiques sont données dans les tableaux suivants :

Niveau	h (m)	Z (m)	K_t	Z_0	C_r	C_t	C_e	$q_{ref}(N/m^2)$	$q_p(N/m^2)$
RDC	2,37	1.185	0,17	0.01	0.81	1	1.61	37.5	60.375
1er étage	3,52	4.13	0,17	0.01	1.02	1	2.24	37.5	84.00
2em étage	3,52	7.65	0,17	0.01	1.13	1	2.62	37.5	98.25
3em étage	3,52	11.17	0,17	0.01	1.19	1	2.82	37.5	105.75
4em étage	3,52	14.69	0,17	0.01	1.24	1	3.01	37.5	112.875
5em étage	3,52	18.21	0,17	0.01	1.28	1	3.16	37.5	118.5
6em étage	3,52	21.23	0,17	0.01	1.31	1	3.27	37.5	122.625
7ème étage	4	25.49	0,17	0.01	1.33	1	3.3	37.5	126.17

Tableau 2.4 : les valeurs de q dynamique.

2.1. Coefficient de pression intérieur cpi :

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) [2] on doit utiliser les deux valeurs du Cpi : Cpi1= 0,8 et Cpi 2 =-0,5

2.2. Coefficient de pression aérodynamique :

La pression aérodynamique $W_{(zi)}$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W_{(zi)} = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}][N/m^2]$$

- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

-Les valeurs de pressions qj sont données dans les tableaux suivants :

Rdc :

Tableau 2.5 : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le RDC

zone	Cd	Q P(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	Qj1 daN/m ²)	Qj2 daN/m ²)
A	0.925	60.375	-1	0.8	-0.5	-100.52	-27.92
B	0.925	60.375	-0.8	0.8	-0.5	-89.35	-16.75
C	0.925	60.375	-0.5	0.8	-0.5	-72.60	0.00
D	0.925	60.375	+0.8	0.8	-0.5	0.00	72.60
E	0.925	60.375	-0.3	0.8	-0.5	-61.43	11.16

1^{er} étage :

Tableau 2.6 : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 1^{er} étage

Zone	Cd	Q p(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	Qj1 daN/m ²)	Qj2 daN/m ²)
A	0.925	84	-1	0.8	-0.5	-139.86	-38.85
B	0.925	84	-0.8	0.8	-0.5	-124.32	-23.31
C	0.925	84	-0.5	0.8	-0.5	-101.01	0.00
D	0.925	84	+0.8	0.8	-0.5	0.00	101.01
E	0.925	84	-0.3	0.8	-0.5	-85.47	15.54

2 -ème étage :

Tableau 2.7 : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 2 ème étage.

Zone	Cd	Q p(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	Qj1 (daN/m ²)	Qj2 (daN/m ²)
A	0.925	98.25	-1	0.8	-0.5	-163.58	-45.44
B	0.925	98.25	-0.8	0.8	-0.5	-145.41	-27.26
C	0.925	98.25	-0.5	0.8	-0.5	-118.14	0.00
D	0.925	98.25	+0.8	0.8	-0.5	0.00	118.14
E	0.925	98.25	-0.3	0.8	-0.5	-99.96	18.17

3-ème étage :

Tableau 2.8 : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 3 ème étage.

Zone	Ca	Q p(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	Qj1 (daN/m ²)	Qj2 (daN/m ²)
A	0.925	105.75	-1	0.8	-0.5	-176.07	-48.90
B	0.925	105.75	-0.8	0.8	-0.5	-156.51	-29.34
C	0.925	105.75	-0.5	0.8	-0.5	-127.16	0.00
D	0.925	105.75	+0.8	0.8	-0.5	0.00	127.16
E	0.925	105.75	-0.3	0.8	-0.5	-107.60	19.56

4- ème étage :

Tableau 2.9 : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 4 ème étage.

Zone	Cd	Q P(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	Qj1 (daN/m ²)	Qj2 (daN/m ²)
A	0.925	112.875	-1	0.8	-0.5	-187.93	-52.20
B	0.925	112.875	-0.8	0.8	-0.5	-167.05	31.32
C	0.925	112.875	-0.5	0.8	-0.5	-135.73	0.00
D	0.925	112.875	+0.8	0.8	-0.5	0.00	135.73
E	0.925	112.875	-0.3	0.8	-0.5	-114.85	20.88

5 -ème étage :

Tableau 2.10 : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 5 ème étage.

zone	Ca	Q p(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	Qj1 (daN/m ²)	Qj2 (daN/m ²)
A	0.925	118.5	-1	0.8	-0.5	-197.30	-54.80
B	0.925	118.5	-0.8	0.8	-0.5	-175.38	-32.88
C	0.925	118.5	-0.5	0.8	-0.5	-142.49	0.00
D	0.925	118.5	+0.8	0.8	-0.5	0.00	142.49
E	0.925	118.5	-0.3	0.8	-0.5	-120.57	21.92

6- éme étage :

Tableau 2.11 : Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 6 éme étage.

zone	C _a	Q _p (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	Q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	0.925	122.625	-1	0.8	-0.5	-204.17	-56.71
B	0.925	122.625	-0.8	0.8	-0.5	-181.48	-34.02
C	0.925	122.625	-0.5	0.8	-0.5	-147.45	0.00
D	0.925	122.625	+0.8	0.8	-0.5	0.00	147.45
E	0.925	122.625	-0.3	0.8	-0.5	-124.77	22.68

7éme étage :

Tableau 2.12: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 7 éme étage.

zone	C _a	Q _p (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	Q _{j1} daN/m ²)	Q _{j2} daN/m ²)
A	0.925	125.25	-1	0.8	-0.5	-208.54	-57.92
B	0.925	125.25	-0.8	0.8	-0.5	-185.37	-34.75
C	0.925	125.25	-0.5	0.8	-0.5	-150.61	0.00
D	0.925	125.25	+0.8	0.8	-0.5	0.00	150.61
E	0.925	125.25	-0.3	0.8	-0.5	-127.44	23.17

Terrasse :

Tableau 2.13: Les valeurs de qj pour la terrasse (Cpi=-0,5et0,8)

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} ² da N/m	Q _{j2} ² da N/m
F	0.925	125.25	-1.8	0.8	-0.5	-301.22	-150.61
G	0.925	125.25	-1.2	0.8	-0.5	-231.71	-81.09
H	0.925	125.25	-0.7	0.8	-0.5	-173.78	-23.17
I	0.925	125.25	+0.2	0.8	-0.5	-69.51	81.09

2.3. Force de vent :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de Construction peut être déterminée directement en utilisant l’expression suivante :

$$F_w = W_{(zj)} \times A_{réf} [N] (\S 2.6.2. RNV2013)$$

$$A_{réf} = h \times b$$

$W_{(z)}$: La pression aérodynamique

Tableau 2.14: les valeurs de la force résultante pour la direction V1

Zone	Niv	h	b	Sj(m ²)	qj(dan/m ²)	Fw(dan)
D	RDC	2.37	55.51	131.55	72.60	131750.87562
	1	3.52	55.51	195.39	101.01	183305.5668
	2	3.52	55.51	195.39	118.17	214402.04604
	3	3.52	55.51	195.39	127.16	229677.50988
	4	3.52	55.51	195.39	135.73	246316.85442
	5	3.52	55.51	195.39	142.49	258591.78072
	6	3.52	55.51	195.39	147.45	267593.39334
	7	4	55.51	222.04	150.61	273321.69228
E	RDC	2.37	55.51	131.55	-61.43	- 111481.51014
	1	3.52	55.51	195.39	-85.47	- 155104.70976
	2	3.52	55.51	195.39	-99.96	- 181417.11588
	3	3.52	55.51	195.39	-107.60	- 194342.50836
	4	3.52	55.51	195.39	-114.85	- 208421.95374
	5	3.52	55.51	195.39	-120.57	- 218808.42984
	6	3.52	55.51	195.39	-124.77	- 226425.17898
	7	4	55.51	222.04	-127.44	- 231272.20116
F	TOITURE	30.24	6.04	182.6496	-301.22	- 546643.38456
G	TOITURE	30.24	6.04	182.6496	-231.71	-420494.9112
H	TOITURE	63.78	24.192	1542.96576	-173.78	-315371.1834
I	TOITURE	63.78	25.27	1611.7206	-69.51	- 126148.47336

3. Calcule de v2 :

3.1. Paroi verticale :

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portés.

$$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(55.51; 60.48) = \text{Min}(60.48)$$

$$e = 55.51\text{m}$$

$$d = 63.78\text{m}$$

$$d > e$$

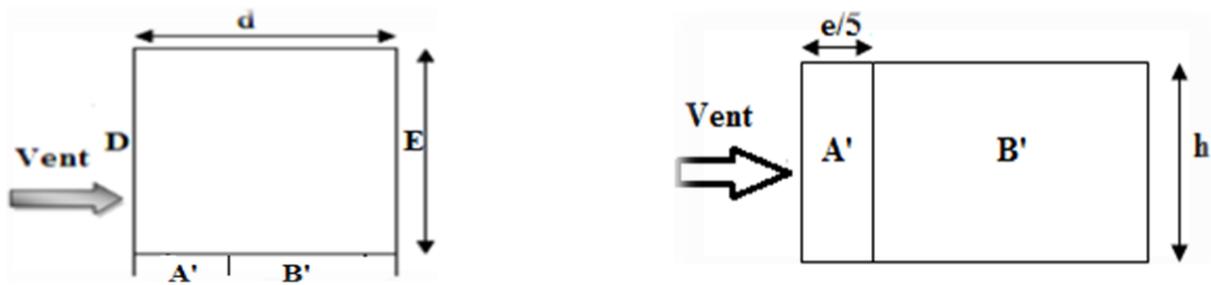


Figure 2.6 : légendes pour les parois verticales V2 .

3.2. Coefficient de pression extérieure :

Tableau 2.15 : Les valeurs de Cpe pour les parois verticales V2

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

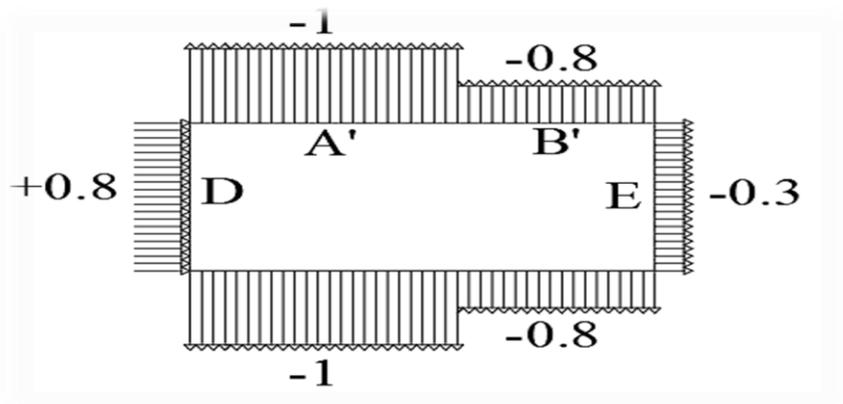


Figure 2.7: Valeur de Cpe pour les parois verticales-sens V2

-Les valeurs dynamiques sont données dans les tableaux suivants :

Tableau 2.16 : les valeurs de q dynamique.

Niveau	h (m)	Z (m)	Kt	Z0	Cr	Ct	Ce	qref(N/m ²)	qP(N/m ²)
RDC	2,37	1.185	0,17	0.01	0.81	1	1.61	37.5	60.375
1er étage	3,52	4.13	0,17	0.01	1.02	1	2.24	37.5	84.00
2em étage	3,52	7.65	0,17	0.01	1.13	1	2.62	37.5	98.25
3em étage	3,52	11.17	0,17	0.01	1.19	1	2.82	37.5	105.75
4em étage	3,52	14.69	0,17	0.01	1.24	1	3.01	37.5	112.875
5em étage	3,52	18.21	0,17	0.01	1.28	1	3.16	37.5	118.5
6em étage	3,52	21.23	0,17	0.01	1.31	1	3.27	37.5	122.625
7ème étage	4	25.49	0,17	0.01	1.33	1	3.3	37.5	125.25

-Les valeurs de pressions qj sont données dans les tableaux suivants :

Rdc :

Tableau 2.17: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le RDC.

Zon e	Cd	Q P(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.915	60.375	-1	0.8	-0.5	-99.43	-27.62
B'	0.915	60.375	-0.8	0.8	-0.5	-88.38	-16.57
D	0.915	60.375	+0.8	0.8	-0.5	0	71.81
E	0.915	60.375	-0.3	0.8	-0.5	-60.76	11.04

1 er étage :

Tableau 2.18: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 1er étage.

Zon e	Cd	qP(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.915	84	-1	0.8	-0.5	-139.263	-38.43
B'	0.915	84	-0.8	0.8	-0.5	-122.976	-23.058
D	0.915	84	+0.8	0.8	-0.5	0	99.918
E	0.915	84	-0.3	0.8	-0.5	-84.546	15.372

2ème étage :

Tableau 2.19: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 2 ème étage.

Zon e	Cd	qP(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.915	98.25	-1	0.8	-0.5	-161.81	-44.94
B'	0.915	98.25	-0.8	0.8	-0.5	-143.838	-26.96
D	0.915	98.25	+0.8	0.8	-0.5	0	116.86
E	0.915	98.25	-0.3	0.8	-0.5	-98.88	17.988

3ème étage :

Tableau 2.20: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 3 ème étage.

Zon e	Cd	qP(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.915	105.75	-1	0.8	-0.5	-174.170	-48.380
B'	0.915	105.75	-0.8	0.8	-0.5	-150.481	-29.028
D	0.915	105.75	+0.8	0.8	-0.5	0	125.78
E	0.915	105.75	-0.3	0.8	-0.5	-106.437	19.352

4ème étage :

Tableau 2.21: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 4 ème étage.

zone	Cd	qP(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.915	112.875	-1	0.8	-0.5	-202.375	-56.215
B'	0.915	112.875	-0.8	0.8	-0.5	-179.889	-33.729
D	0.915	112.875	+0.8	0.8	-0.5	0	146.159
E	0.915	112.875	-0.3	0.8	-0.5	-123.673	22.486

5ème étage :

Tableau 2.22: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 5 ème étage.

zone	Cd	qP(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.915	118.5	-1	0.8	-0.5	-195.162	-54.421
B'	0.915	118.5	-0.8	0.8	-0.5	-173.484	-32.528
D	0.915	118.5	+0.8	0.8	-0.5	0	140.955
E	0.915	118.5	-0.3	0.8	-0.5	-119.270	21.685

6ème étage :

Tableau 2.23: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 6 ème étage.

Zon e	Cd	qP(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.915	122.625	-1	0.8	-0.5	-201.963	-56.100
B'	0.915	122.625	-0.8	0.8	-0.5	-179.523	-33.660
D	0.915	122.625	+0.8	0.8	-0.5	0	145.862
E	0.915	122.625	-0.3	0.8	-0.5	- 123.422	22.440

7ème étage :

Tableau 2.24: Les valeurs de qj pour les parois verticales sur le 7 ème étage.

zone	Cd	qP(daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	qj2 daN/m ²)
A'	0.915	125.25	-1	0.8	-0.5	-206.286	-57.301
B'	0.915	125.25	-0.8	0.8	-0.5	-183.366	-34.381
D	0.915	125.25	+0.8	0.8	-0.5	0	148.984
E	0.915	125.25	-0.3	0.8	-0.5	- 126.064	22.920

Terrasse :

Tableau 2.25: Les valeurs de qj pour la terrasse (Cpi=-0,5et0,8)

zone	Ca	Q p (daN/m ²)	Cpe	Cpi1	Cpi2	qj1 daN/m ²)	Qj2 daN/m ²)
F	0.92	104,62	-1.8	0.8	-0.5	-297.969	-148.984
G	0.92	104,62	-1.2	0.8	-0.5	-229.207	-80.22
H	0.92	104,62	-0.7	0.8	-0.5	-171.905	-22.920
I	0.92	104,62	+0.2	0.8	-0.5	-68.762	80.222

3.3. Force de vent :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de Construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = W_{(zj)} \times A_{réf} [N] (\S 2.6.2. RNV2013)$$

$$A_{réf} = h \times b$$

$W_{(zj)}$: La pression aérodynamique

Tableau 2.26: les valeurs de la force résultante pour la direction V1

Zone	Niv	h	b	Sj(m²)	qj(dan/m²)	Fw(dan)
D	RDC	2.37	63.78	151.15	71.81	131750.87562
	1	3.52	63.78	224.50	99.91	183305.5668
	2	3.52	63.78	224.50	116.86	214402.04604
	3	3.52	63.78	224.50	125.78	229677.50988
	4	3.52	63.78	224.50	146.15	246316.85442
	5	3.52	63.78	224.50	140.955	258591.78072
	6	3.52	63.78	224.50	145.862	267593.39334
	7	4	63.78	255.12	148.98	273321.69228
E	RDC	2.37	63.78	151.15	-66.412	- 111481.51014
	1	3.52	63.78	224.50	-84.546	- 155104.70976
	2	3.52	63.78	224.50	-98.88	- 181417.11588
	3	3.52	63.78	224.50	-106.437	- 194342.50836
	4	3.52	63.78	224.50	-113.60	- 208421.95374
	5	3.52	63.78	224.50	-119.270	- 218808.42984
	6	3.52	63.78	224.50	-123.422	- 226425.17898
	7	4	63.78	255.12	-126.064	- 231272.20116
F	TOITURE	27.755	5.551	154.068005	-301.22	- 628083.49968
G	TOITURE	27.755	5.551	154.068005	-231.71	-483141.1536
H	TOITURE	55.51	22.204	1232.54404	-173.78	-362355.8652
I	TOITURE	55.51	36.03	2000.0253	-69.51	- 144942.34608



Chapitre 03 :
Prédimensionnement

I. Introduction :

Ce chapitre définira les différentes charges agissant sur nos structures, qui peuvent être résumées comme le rôle des charges permanentes, des charges opérationnelles et des effets climatiques. Ceux-ci ont une grande influence sur la stabilité de la structure. A cet effet, il existe des normes pour déterminer les valeurs de charge inscrites dans le Règlement Technique DTRB.C2.2 (Charges et Surcharges).

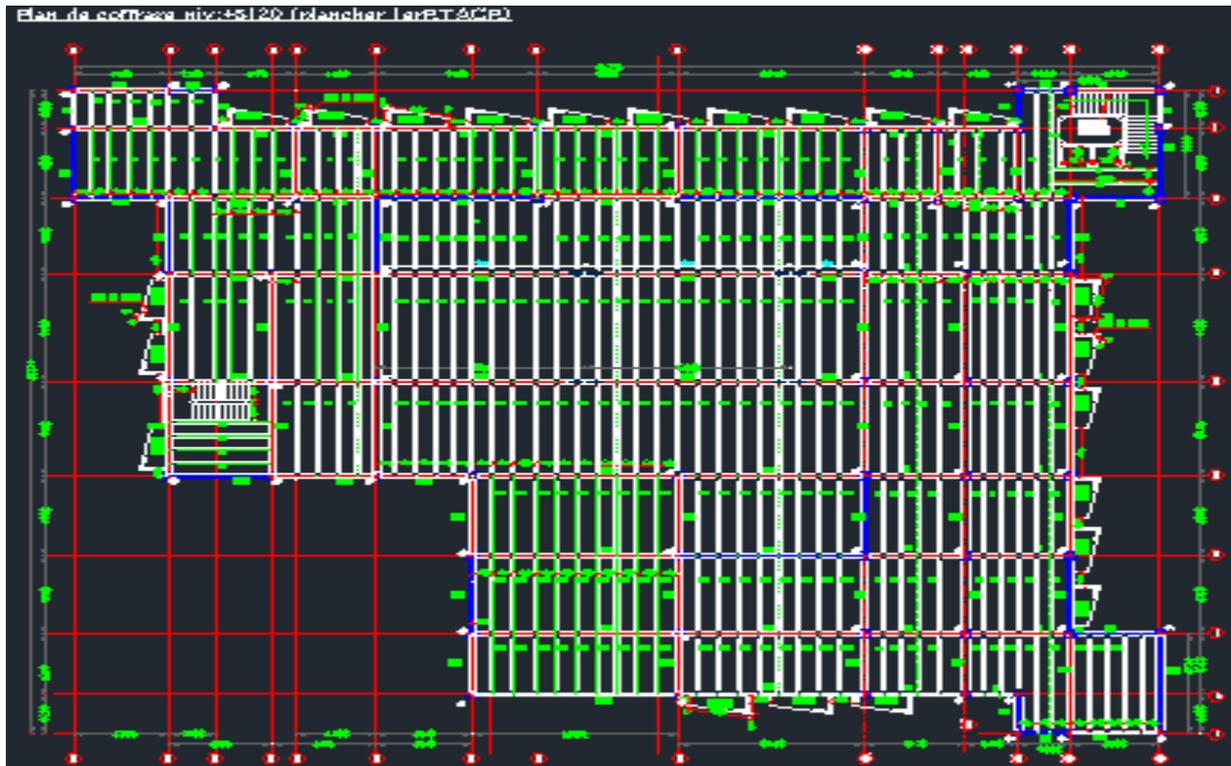


Figure 3.1 : plancher terrasse.

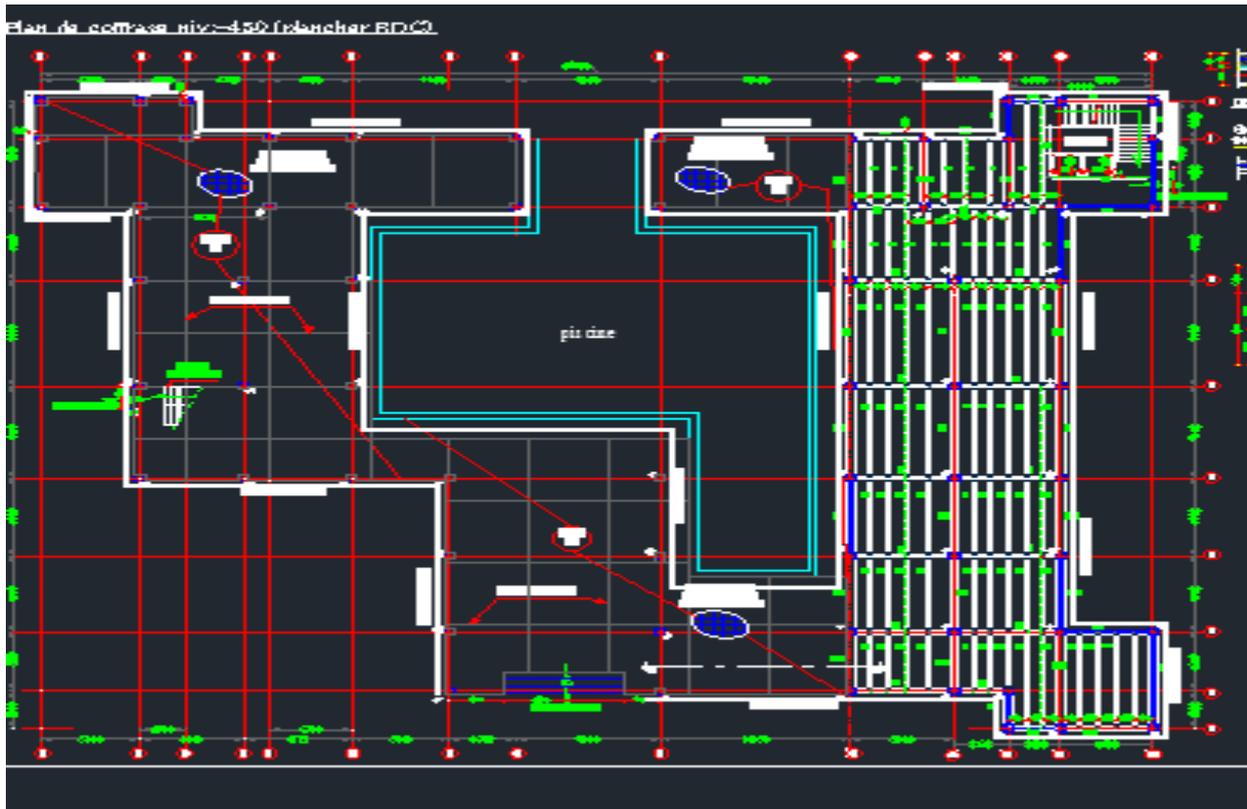


Figure 3.2 : plancher courant

I. Evaluation des charges et surcharges :

1. Terrasse inaccessible :

1.1. Charge permanent :

Protection en gravillon	0,85 KN/m ²
Etanchéité multicouches	0,12KN/m ²
Forme de pente (e=10cm).....	2,20 KN/m ²
Isolation thermique.....	0,16 KN/m ²
Dalle en béton armé (t=15cm).....	3.75 KN/m ²
Bac d'acier (TN40)	0,98 KN/m ²
Faux plafond.....	0,20 KN/m ²

Totale :

G= 8,26KN/m²

1.2. Charges d'exploitation :

Q=1KN/m²

1. Terrasse inaccessible :

Tableau 3.1. Caractéristiques du profilé IPE400

	Poids	Section	Dimensions(mm)				Caractéristiques				
	GKg/ m	A cm ²	H	B	t _f	t _w	I _y cm ⁴	I _z	W _{ply} cm ³	I _y	I _z
IPE 400	66,3	84,46	400	180	13,5	8,6	23130	1318	1307	165,5	39,5

1.1. Phase construction :

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

- Poids propre du profilé.....gp = 0,663 KN/ml
- Poids propre du béton frais.....Gb =3,75 KN/m²
- Poids du bac d'acier.....g bac =0,98 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier)..... Qc = 0.75 KN/m²

1.2. Combinaison des charges :

L'entraxe entre les solives est 1.2m.

ELU :

$$q_u = 1.35gp + (1.35Gb + 1.5Q) * 1.2$$

$$q_u = 1.35(0.663) + [1.35(3.75) + 1.5(0.75)] * 1.2 \rightarrow q_u = 8,32 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{ser} = gp + (Gb + g + Q) * 1.2$$

$$q_{ser} = 0.663 + (3.75 + 0.98 + 0.75) * 1.2 \rightarrow q_{ser} = 7,23 \text{ KN/ml}$$

Vérification :

Vérification de flexion :

Le moment fléchissant MSD dans la section transversale de classe I et II doit Satisfaire à

La Condition suivant : $M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{wpl * fy}{\gamma M0}$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu * L^2}{8} = \frac{8.32 * 9.4^2}{8} = 91.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{wpl * fy}{1} = \frac{1307 * 275}{1} = 359.42 \text{ KN.m}$$

1.3.2 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section. A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 4269.1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = 677,81 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * L}{2} = 39,104 \text{ KN}$$

$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ c'est vérifier.

Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que :

$$f_{max} = \frac{5 * q_s * L^4}{384 * E * I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 * 7.23 * 9.4^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 23130 * 10^4} = 15,13 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{L}{250} = 37,6 \text{ mm}$$

$f_{max} = 15,13 \text{ mm} < f_{adm} = 37,6 \text{ mm}$ c'est vérifiée

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}} = \frac{15,13}{37,6} = 40\%$$

Vérification de déversement :

$$M_{sd} < M_{brd} = \chi_{LT} \frac{w_{pl} * f_y}{\gamma_{M1}} \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2})}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w * \omega_{ply} * f_y}{M_{cr}}} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) * (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{(c1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/tf} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{fy}} = 93,9\varepsilon \quad \lambda_1 = 93,9 * 0,92 = \mathbf{86,388}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = \mathbf{0,92}$$

Classification :

$$C/tf \leq 10 \varepsilon = 90/13,5 = 6,66 \leq 9,2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Classe 01}$$

$$d/tw \leq 72 \varepsilon = 373/8,6 = 43,37 \leq 66,24 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{classe 01}$$

$$\beta_w = 1 \quad ; C1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{9400/39,5}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{9400/39,5}{400/13,5} \right)^2 \right]^{0,25}} = \mathbf{156,006}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{156,006}{86,388} \right) * (1)^{0,5} = \mathbf{1,80} > 0,4 \text{ il y a un risque de déversement.}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,80 - 0,2)^2 + (1,80)^2] = \mathbf{3,16}$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\chi_{lt} = 0,17$$

$$M_{brd} = 0,17 * \frac{1307 * 10^3 * 275 *}{1,1} * 1 = \mathbf{55,54 KN.m}$$

Msd < 0.5 Mbrd **c'est vérifiée**

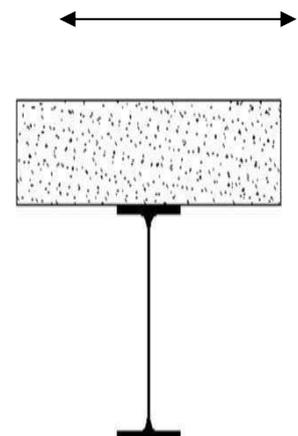
Phase finale :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs

suivantes :

beff=2.35m

$$B_{eff} \begin{cases} \frac{2L0}{8} & L0 : \text{longueur libre} \\ b & b : \text{entraxe entre les poutres} \end{cases}$$



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

- . Poids propre du profilé $gp = 0,663KN/m.$
- . Charge permanente $Gt= 8,26KN/m^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1 KN/m^2$

Combinaison des charges :

La combinaison la plus défavorable est :

ELU :

$$q_u = 1,35[(G_t \times 1.2) + g_p] + 1,5 \times Q \times 1.2$$

$$q_u = 1,35[(8,26 \times 1.2) + 0,663] + 1,5 \times 1 \times 1.2 \rightarrow \mathbf{q_u = 16,07 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_t + Q) \times 1.2$$

$$q_{ser} = 0,663 + (8,26 + 1) \times 1.2 \rightarrow \mathbf{q_{ser} = 11,77 \text{ KN/ml}}$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa (Béton de classe 35)}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \times 35 \times 2350 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$\mathbf{R_{\text{Béton}} = 4453,83 \text{ KN}}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 8446) \times 10^{-3}$$

$$\mathbf{R_{\text{Acier}} = 2206,51 \text{ KN}}$$

$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte.

vérification :**vérification de la flexion :**

$$\text{Il faut que : } M_{sd} < M_{pl,Rd} = R_a \left[\frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - \frac{R_a}{R_b} * \frac{h_c}{2} \right]$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{16,07 * 9,4^2}{8} = \mathbf{177,49 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl,Rd} = 2206,51 \left[\frac{400}{2} + (95 + 55) - \frac{4453,83}{2206,51} * \frac{95}{2} \right] * 10^{-3}$$

$$\mathbf{M_{pl,Rd} = 560,72 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sd} = 177,49 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd} = 561,09 \text{ KN.m} \quad \dots \text{ c'est vérifier.}$$

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{pl,Rd}} = \mathbf{31\%}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow \mathbf{A_v = 4269,1 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma_M 0} = \mathbf{677,81 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{16,07 * 9,4}{2} = \mathbf{75,52 \text{ KN}}$$

$V_{sd} = 75.52\text{KN} < V_{plrd} = 677.81\text{KN}$ c'est vérifié

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} = 338.90\text{kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment Fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que :

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

$$f_{\text{adm}} = \frac{9400}{250} = 37.6 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{Aa * (hc + 2hp + ha)^2}{4 * (1 + mv)} + \frac{B_{eff} * hc^3}{12 * m} + I_a$$

$$I_c = \frac{8446 * (95 + 2(55) + 400)^2}{4 * (1 + 15 * 0.37)} + \frac{235 * 95^3}{12 * 15} + 23130 * 10^4 = 11.42 * 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 * 11.77 * 9400^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 11.42 * 10^7} = 0.49 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 0.49 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 37.6 \text{ mm}$ c'est vérifiée

$f_{\text{tot}} = 15.13 + 0.49 = 15.62 \text{ mm}$ condition vérifier.

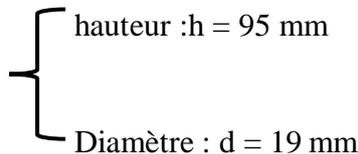
Vérification de déversement :

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

Calcule des connecteur :

Plancher terrasse :

Type goujon



Détermination de Prd :

$$P_{Rd} = k_T * \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \alpha d^2 \sqrt{\frac{f_{ck} * E_c}{\gamma_v}} = 90.68 \\ 0.8 F_u * \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} = 77.98 \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton..... 35N/mm²

E_c :module de YOUNG de béton33.5N/mm²

$F_u = f_{e430}$

$\alpha = 1$; $\gamma_v = 1.25$

Avec :

$H_p = 55 \text{ mm}$, $h_c = 95 \text{ mm}$, $h_o = 75 \text{ mm}$ (Nr Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2) Dans

notre cas $N_r = 1$ & $K_t = 0,69$

$P_{rd} = 53.80 \text{ KN}$

Détermination de RL :

$RL = \text{Inf} (R \text{ Béton} ; R \text{ Acier}) = \text{Inf} (4453.83\text{KN} ; 2206.51 \text{ KN})$

$RL = 2206,51\text{KN}$

Nombres des connecteur :

$$N \text{ connecteur} = \frac{RL}{PRd} = \frac{2206.51}{53.80} = 41.01$$

- On prend **41**connecteurs pour **la demi-portée**.
- ✓ L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre
- Donc on prend 82 connecteurs pour toute la portée de la solive.

$$E_{\min} = \frac{L}{N \cdot br - 1} = 116$$

On opte un espacement de 116 mm

2. étage courant :

$$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{25}$$

$$\frac{6750}{25} < H < \frac{6750}{25}$$

On choisit un HEB400

Tableau 3.2. Caractéristiques du profilé **HEB400**

	Poids	Sectio	Dimensions(mm)				Caractéristiques				
	GKg/m	A cm ²	H	B	t _f	t _w	I _y cm ⁴	I _z	W _{ply} cm ³	I _y	I _z
HEB 400	155	197.8	400	300	24	13.5	57680	10820	2884	170.8	74

Phase construction :

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

Poids propre du profilé..... $g_p = 1.55 \text{ KN/ml}$

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier..... $g_{\text{bac}} = 0,98 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

L'entraxe entre les solives est **1.2m**.

ELU :

$$q_u = 1.35g_p + (1.35G_b + 1.5Q) * 1.2$$

$$q_u = 1.35(1.55) + [(1.35(3.75) + 1.5(0.75))] * 1.2 \rightarrow q_u = \mathbf{9.51 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G_b + g + Q) * 1.2$$

$$q_{\text{ser}} = 1.55 + (3.75 + 0.98 + 0.75) * 1.2 \rightarrow q_{\text{ser}} = \mathbf{8.12 \text{ KN/ml}}$$

Vérification :

Vérification de flexion :

Le moment fléchissant MSD dans la section transversale de classe I et II doit Satisfaire à

La Condition suivant : $M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{w_{pl} * f_y}{\gamma M_0}$

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{9.51 * 6.75^2}{8} = \mathbf{54.16 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} * f_y}{1} = \frac{2884 * 275}{1} = \mathbf{79.31 \text{ KN.m}}$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma M_0}$

$V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section. A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f \Rightarrow \mathbf{A_v = 3760 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma M_0} = \mathbf{596.98 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{9.51 * 6.75}{2} = \mathbf{32.096 \text{ KN}}$$

Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que :

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 8,12 \cdot 6750^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 56780 \cdot 10^4} = \mathbf{18.40mm} \leq f_{\text{adm}} = \mathbf{27 mm}$$

f max < f adm **c'est vérifiée**

$$R = \frac{f_{\max}}{f_{\text{adm}}} = \mathbf{68\%}$$

Vérification de déversement :

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{brd}} = \chi_{LT} \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \beta_w$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2})}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot \omega_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) * (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{(c1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f}\right)^2\right]^{0,25}}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \lambda_1 = 93,9 * 0,92 = \mathbf{86,388}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = \mathbf{0,92}$$

Classification :

$$C/t_f \leq 10 \varepsilon = 150/24 = 6,25 \leq 9,2 \Rightarrow \mathbf{Classe 01}$$

$$d/t_w \leq 72 \varepsilon = 352/13,5 = 26,07 \leq 66,24 \Rightarrow \mathbf{Classe 01}$$

$$\beta_w = 1 \quad ; C1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{6750/74}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{6750/74}{400/24}\right)^2\right]^{0,25}} = \mathbf{68,91}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{156,006}{86,388}\right) * (1)^{0,5} = 0,79 > 0,4 \text{ il y a un risque de déversement.}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,79 - 0,2)^2 + (0,79)^2] = \mathbf{0,84}$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

$$\chi_{lt} = 0,88$$

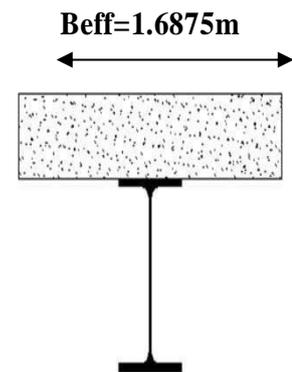
$$M_{brd} = 0,88 * \frac{2884 * 10^3 * 275}{1,1} * 1 = 63,44 \text{ KN.m}$$

Msd < 0.5 Mbrd **c'est vérifiée**

Phase finale :

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

$$B_{eff} \frac{2L_0}{8b} \left\{ \begin{array}{l} L_0 : \text{longueur libre} \\ b : \text{entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$



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

- . Poids propre du profilé $gp = 1,55 \text{ KN/m.}$
- . Charge permanente $Gt = 6,79 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

La combinaison la plus défavorable est :

ELU :

$$qu = 1,35[(Gt \times 1,2) + gp] + 1,5 \times Q \times 1,2$$

$$qu = 1,35[(6,79 \times 1,2) + 1,55] + 1,5 \times 2,5 \times 1,2 \rightarrow \mathbf{qu = 17,59 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$qser = gp + (Gt + Q) \times 1,2$$

$$q_{ser} = 1.55 + (6.79 + 2.5) \times 1.2 \rightarrow q_{ser} = 12.69 \text{ KN/m}$$

Position de l'axe neutre plastique :

R Béton = $0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$ Avec $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$ (Béton de classe 35/45)

$$R \text{ Béton} = (0.57 \times 35 \times 1687 \times 95) \times 1$$

$$R \text{ Béton} = 3197.286 \text{ KN}$$

$$R \text{ Acier} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R \text{ Acier} = 0.95 \times 275 \times 19780$$

$$R \text{ Acier} = 5167.52 \text{ KN}$$

R Béton < R Acier Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte.

Vérification :

Vérification de la flexion :

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,Rd} = R_a \left[\frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - \frac{R_a}{R_b} * \frac{h_c}{2} \right]$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u * L^4}{8} = \frac{17.59 * 6.75^2}{8} = 100.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = 176.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 181.02 < M_{pl,Rd} = 561.09 \quad \dots \text{ c'est vérifier.}$$

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{pl,Rd}} = 32\%$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$A_v = 3760 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = 596.98 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = 59.366 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} = \dots \text{ c'est vérifié}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{pl,Rd} = 296.83 \text{ kn} \dots \text{ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le}$$

moment Fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que :

$$f_{max} = \frac{5 * q_s * L^4}{384 * E * I_c} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{6750}{250} = 27 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{A_a * (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 * (1 + m_v)} + \frac{B_{eff} * h_c^3}{12 * m} + I_a$$

$$I_c = \frac{19780 \cdot (95 + 2(55) + 400)^2}{4 \cdot (1 + 15 \cdot 1.23)} + \frac{168 \cdot 95^3}{12 \cdot 15} + 56780 \cdot 10^4 = 9.391 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \cdot 12.69 \cdot 6750^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 9.39 \cdot 10^7} = 0.17 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 0.17 < f_{\text{adm}} = 27$ c'est vérifiée

$f_{\text{tot}} = 18.40 + 0.17 = 18.57 \text{ mm}$ **condition vérifier**

Vérification de déversement :

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

Calcul des connecteur :

Plancher courant :

Type goujon

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur : } h = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre : } d = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Détermination de Prd :

$$P_{Rd} = k_T \cdot \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \alpha d^2 \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot E_c}{\gamma_v}} = 90.68 \\ 0.8 F_u \cdot \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} = 77.98 \end{array} \right.$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton..... 35N/mm²

E_c : module de YOUNG de béton33.5N/mm²

$F_u = f_e 430$

$\alpha = 1$; $\gamma_v = 1.25$

Avec :

$H_p = 55 \text{ mm}$, $h_c = 95 \text{ mm}$, $h_o = 135 \text{ mm}$ (Nr Nombre de goujon par Nervure = 1 ou max 2) Dans

notre cas $N_r = 1$ & $K_t = 0,69$

$P_{rd} = 53.80 \text{ KN}$

Détermination de RL :

$RL = \inf (R \text{ Béton} ; R \text{ Acier}) = \inf (3197.28 \text{ KN} ; 5167.52 \text{ KN})$

$RL = 3197.28 \text{ KN}$

Nombres des connecteur

$N_{\text{connecteur}} = \frac{RL}{P_{Rd}} = \frac{3197.28}{53.80} = 59.41$

- ✓ On prend 59 connecteurs pour la demi-portée.
- ✓ L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre
- Donc on prend 118 connecteurs pour toute la portée de la solive.

$$E_{min} = \frac{L}{N \cdot br - 1} = 116$$

On opte un espacement de 116 mm

III. Les poutres principale :

1. plancher terrasse :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui doivent reprendre essentiellement des Efforts de flexion
H=10.95m

Tableau 3.3. Caractéristiques du profilé HEA500

	Poids	Section	Dimensions(mm)				Caractéristiques					<i>Phase constru ction :</i>
	GKg/ m	A cm ²	H	B	t _f	t _w	I _y cm ⁴	I _z	W _{ply} cm ³	I _y	I _z	
HEA 500	155	197.5	490	300	23	12	86970	10370	3949	209.8	72.4	L e

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

Poids propre du profilé..... $g_p = 1.55$ KN/ml

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75$ KN/m²

Poids du bac d'acier..... $g_{bac} = 0,98$ KN/m²

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75$ KN/m²

Calcul des réaction des solives

$Q_u = 8.32$; $q_{ser} = 7.23$

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} * l_{solive}}{2}$$

ELU :

Solive porté :9.4m

$$R_{u1} = \frac{8.32 * 9.4}{2} = 39.10$$

Solive porté :8.14m

$$R_{u2} = \frac{8.32 * 8.14}{2} = 33.86$$

ELS :

Solive porté :9.4m

$$R_{ser1} = \frac{7.23 * 9.4}{2} = 33.98$$

Solive porté :8.14m

$$R_{ser2} = \frac{7.23 \times 8.14}{2} = 29.42$$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

$$R_U = R_1 + R_2 = \mathbf{72.96 \text{ kN}}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = \mathbf{63.4 \text{ kN}}$$

Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (1.55 + (3.75 + 0.98) \times 0.30) + 1,5 \times 0.75 \times 0.30 \Rightarrow \mathbf{q_u = 4.34 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_s$$

$$q_{ser} = 1.55 + (3.75 + 0.98 + 0.75) \times 0.30 \Rightarrow \mathbf{q_{ser} = 3.19 \text{ KN/ml}}$$

vérification :

Vérification de la flexion :

Le moment fléchissant MSD dans la section transversale de classe I et II doit Satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{plrd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} + \frac{R_u \cdot l}{2}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{4.34 \cdot 10.95^2}{8} + \frac{72.96 \cdot 10.95}{2} = \mathbf{46.450 \text{ KN.ml}}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3949 \cdot 10^{-6} \cdot 275 \cdot 10^3}{1} = \mathbf{108.59 \text{ KN.ml}}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd}$ condition vérifier

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}} = \mathbf{42\%}$$

Effort tranchant :

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow \mathbf{A_v = 7468 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \mathbf{118.57 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{3 \cdot R_u}{2} = \frac{4.34 \cdot 10.95}{2} + \frac{3 \cdot 72.96}{2} = \mathbf{133.20 \text{ KN}}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 66.6 \text{ kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant .

La rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_R + F_q < f_{adm}$

$$f_{max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{10950}{250} = \mathbf{43,8 \text{ mm}}$$

$$f_1 = \frac{5 * q_s * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 3.19 * (10950)^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 86970 * 10^4} = \mathbf{0.32 \text{ mm}}$$

$$f_2 = \frac{19 * R_s * L^3}{384 * E * I_y} = \frac{19 * 63.4 * (10950)^3}{384 * 2.1 * 10^5 * 86970 * 10^4} = \mathbf{24.83 \text{ mm}}$$

$$f_{max} = 0.32 + 24.83 = \mathbf{25.15 \text{ mm}}$$

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}} = \mathbf{57\%}$$

Vérification de deversenemet :

Phase finale :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des longueurs :

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

. Poids propre du profilé $g_p = 1,55 \text{ KN/m}$.

. Charge permanente $G = 8.26 \text{ KN/m}^2$

. Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}$

Calculs des réaction des solives :

$$Q_u = 16.07 \quad q_{ser} = 11.77$$

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} * l_{solive}}{2}$$

ELU :

Solive porté :9.4m

$$R_{u1} = \frac{16.07 * 9.4}{2} = 75.52$$

Solive porté :8.14m

$$R_{u2} = \frac{16.07 * 8.14}{2} = 65.40$$

ELS :

Solive porté :9.4m

$$R_{ser1} = \frac{11.77 * 9.4}{2} = 55.31$$

Solive portée :8.14m

$$R_{ser2} = \frac{11.77 \times 8.14}{2} = 47.90$$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

$$R_U = R_1 + R_2 = 140.92 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 103.21 \text{ kN}$$

Combinaison des charges(charges semelle sup de poutre) :**ELU :**

$$q_u = 1,35 \times [(Gt \times bs) + gp] + 1,5 \times Qt \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times [(8.26 \times 0.3) + 1.55] + 1,5 \times 1 \times 0.3 \Rightarrow q_u = 5.88 \text{ KN/ml}$$

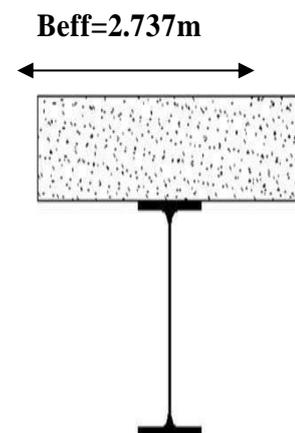
ELS :

$$q_{er} = gp + (Gt + Q) \times bs$$

$$q_{ser} = 1.55 + (8.26 + 1) \times 0.3 \Rightarrow q_{ser} = 4.32 \text{ KN/ml}$$

Largeur de dalle :

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} = \frac{2 \times 10.95}{8} = 2.737 \text{ m} \quad L_0 : \text{longueur libre} \\ b : \text{entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

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

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times beff \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa (Béton de classe 35/45) R}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 35 \times 2737 \times 95 = 5187,29 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} = 5187,29 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 19750 = 5159,68 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 5159,68 \text{ KN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = [(Ra * \frac{h}{a} + Rb(\frac{hc}{2} + hp))] = 122.52 \text{ KN.m}$$

vérification :

vérification de la flexion :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} + \frac{Ru * l}{2}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{5.88 * 10.95^2}{8} + \frac{140.92 * 10.95}{2} = 85.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3949 * 10^{-6} * 275 * 10^3}{1} = 108.59 \text{ KN.m}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd}$ condition vérifier

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{pl,rd}} = 42\%$$

Effort tranchant :

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f \Rightarrow A_v = 7468 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = 118.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu * l}{2} + \frac{3 * Ru}{2} = \frac{5.88 * 10.95}{2} + \frac{3 * 140.92}{2} = 243.57 \text{ KN}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{pl,rd} = 121.78 \text{ kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant .

La rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_R + F_q < f_{adm}$

$$f_{max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{10950}{250} = 43,8 \text{ mm}$$

$$f_1 = \frac{5 * q_s * L^4}{384 * E * I_c} = \frac{5 * 4.32 * (10950)^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 12.50 * 10^7} = 0.30 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{Aa * (hc + 2hp + ha)^2}{4 * (1 + mv)} + \frac{B_{eff} * hc^3}{12 * m} + I_a$$

$$I_c = \frac{19750 * (95 + 2 * 55 + 490)^2}{4 * (1 + 15 * 0.075)} + \frac{2737 * 95^3}{12 * 15} + 86970$$

$$= 12.50 * 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_2 = \frac{19 * R_s * L^3}{384 * E * I_y} = \frac{19 * 103.2 * (10950)^3}{384 * 2.1 * 10^5 * 86970 * 10^4} = 36.70 \text{ mm}$$

$$f_{\text{max}} = 0.30 + 36.70 = 37 \leq 43.8 \text{ m}$$

Vérification de déversement :

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

Calcul des connecteur :

Type goujon	{	hauteur : h = 95 mm
		Diamètre : d = 19 mm

Détermination de Prd :

$$P_{Rd} = k_T * \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \alpha d^2 \sqrt{\frac{f_{ck} * E_c}{\gamma_v}} = 90.68 \\ 0.8 F_u * \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} = 77.98 \end{array} \right.$$

F_{ck}: résistance caractéristique de béton..... 35N/mm²

E_c : module de YOUNG de béton 33.5N/mm²

F_u = fe430 ; α = 1 ; γ_v = 1.25

Avec :

H p=55 mm, hc=95 mm, bo =75 mm (Nr Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2) Dans

notre cas Nr =1 & Kt =0,69

$$Prd = 53.80 \text{ KN}$$

Détermination de RL :

$$RL = \text{Inf} (R \text{ Béton} ; R \text{ Acier}) = \text{Inf} (5187.29 \text{ KN} ; 5159.68 \text{ KN})$$

$$RL = 5159.68 \text{ KN}$$

Nombres des connecteur :

$$N \text{ connecteur} = \frac{RL}{PRd} = \frac{5159.68}{53.80} = 95.9$$

✓ On prend **96** connecteurs pour la demi-portée.

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

➤ Donc on prend 192 connecteurs pour toute la portée de la solive.

$$E_{\min} = \frac{L}{N \cdot br - 1} = 115$$

On opte un espacement de 115mm.

2. plancher courant :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui doivent reprendre essentiellement des Efforts de flexion
H=10.95m

Tableau 3.4. Caractéristiques du profilé **HEA500**.

	Poids GKg/ m	Sectio N A cm ²	Dimensions(mm)				Caractéristiques				
			H	B	t _f	t _w	I _y cm ⁴	I _z	W _{ply} cm ³	I _y	I _z
HEA 500	155	197.5	490	300	23	12	86970	10370	3949	209.8	72.4

Phase construction :

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

Poids propre du profilé.....gp = 1.55 KN/ml

Poids propre du béton frais.....Gb =3,75 KN/m²

Poids du bac d'acier.....g bac =0,98 KN/m²

Surcharge de construction (ouvrier)..... Qc = 0.75 KN/m²

Calcul des réaction des solives

Qu=9.51 ; qser=8.12

$$R \text{ solive} = \frac{q \text{ solive} * l \text{ solive}}{2}$$

ELU :

Solive porté :6.75m

$$Ru1 = \frac{6.75 * 9.51}{2} = 32.09$$

Solive porté :5,25m

$$Ru2 = \frac{9.51 * 5.25}{2} = 24.96$$

ELS :

Solive porté :6.75m

$$Rser1 = \frac{8.12 * 6.75}{2} = 27.40$$

Solive porté :5.25m

$$R_{ser2} = \frac{8.12 \times 5.25}{2} = 21.31$$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

$$R_U = R_1 + R_2 = 57.05 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 48.71 \text{ kN}$$

Combinaison des charges :**ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (1.55 + (3.75 + 0.98) \times 0.30) + 1,5 \times 0.75 \times 0.30 \Rightarrow \mathbf{q_u = 4.34 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_s$$

$$q_{ser} = 1.55 + (3.75 + 0.98 + 0.75) \times 0.30 \Rightarrow \mathbf{q_{ser} = 3.19 \text{ KN/ml}}$$

vérification :**Vérification de la flexion :**

Le moment fléchissant MSD dans la section transversale de classe I et II doit Satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{plrd} = \frac{w_p \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} + \frac{R_u \cdot l}{2}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{4.34 \cdot 10.95^2}{8} + \frac{57.05 \cdot 10.95}{2} = \mathbf{37.73 \text{ KN.m}}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_p \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3949 \cdot 10^{-6} \cdot 275 \cdot 10^3}{1} = \mathbf{108.59 \text{ KN.m}}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd}$ condition vérifier

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}} = \mathbf{34\%}$$

Effort tranchant :

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow \mathbf{A_v = 7468 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \mathbf{118.57 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{3 \cdot R_u}{2} = \frac{4.34 \cdot 10.95}{2} + \frac{3 \cdot 57.05}{2} = \mathbf{109.33 \text{ KN}}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plrd} = 54.66\text{kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant .

La rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_R + F_q < f_{adm}$

$$f_{\max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{10950}{250} = \mathbf{43,8 \text{ mm}}$$

$$f_1 = \frac{5 * q_s * L^4}{384 * E * I_y} = \frac{5 * 3.19 * (10950)^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 86970 * 10^4} = \mathbf{0.32\text{mm}}$$

$$f_2 = \frac{19 * R_s * L^3}{384 * E * I_y} = \frac{19 * 48.71 * (10950)^3}{384 * 2.1 * 10^5 * 86970 * 10^4} = \mathbf{17.32\text{mm}}$$

$$f_{\max} = 0.32 + 17.32 = \mathbf{17.64\text{mm}}$$

$$R = \frac{f_{\max}}{f_{adm}} = \mathbf{40\%}$$

Vérification de deversenemet :**Phase finale :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des longueurs :

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

. Poids propre du profilé $g_p = 1,55\text{KN/m}$.

. Charge permanente $G = 6.79\text{KN/m}^2$

. Surcharge d'exploitation $Q = 2.5\text{KN/m}$

Calculs des réaction des solives :

$$Q_u = 17.59 \quad q_{ser} = 12.69$$

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} * l_{solive}}{2}$$

ELU :

Solive porté :6.75m

$$R_{u1} = \frac{17.59 * 6.75}{2} = 59.36$$

Solive porté :5.25m

$$R_{u2} = \frac{17.59 * 5.25}{2} = 46.17$$

ELS :

Solive porté :6.75m

$$R_{ser1} = \frac{12.69 * 6.75}{2} = 42.82$$

Solive porté :5.25m

$$R_{ser2} = \frac{12.69 \times 5.25}{2} = 33.31$$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

$$R_U = R_1 + R_2 = 105.53 \text{ kN}$$

$$R_{ser} = R_1 + R_2 = 76.13 \text{ KN}$$

Combinaison des charges (charges semelle sup de poutre) :

ELU :

$$q_u = 1,35 \times [(Gt \times bs) + gp] + 1,5 \times Qt \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times [(6.79 \times 0.3) + 1.55] + 1,5 \times 2.5 \times 0.3 \Rightarrow \mathbf{q_u = 5.96 \text{ KN/ml}}$$

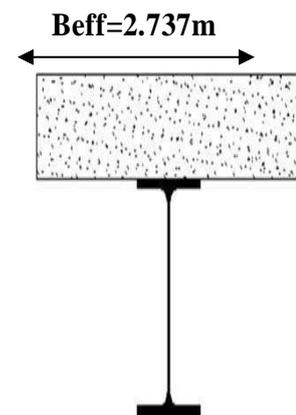
ELS :

$$q_{ser} = gp + (Gt + Q) \times bs$$

$$q_{ser} = 1.55 + (6.79 + 2.5) \times 0.3 \Rightarrow \mathbf{q_{ser} = 4.33 \text{ KN/ml}}$$

Largeur de dalle :

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} = \frac{2 \times 10.95}{8} = 2.737 \text{ m} \quad L_0 : \text{longueur libre} \\ b : \text{entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$



Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa (Béton de classe 35/45) R}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 35 \times 2737 \times 95 = 5187,29 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R_{\text{Béton}} = 5187,29 \text{ KN}}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 19750 = 5159.68 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R_{\text{Acier}} = 5159.68 \text{ KN}}$$

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

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = [(Ra * \frac{h}{a} + Rb(\frac{hc}{2} + hp))] = 122.52 \text{ KN.m}$$

vérification :

vérification de la flexion :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} + \frac{Ru * l}{2}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{5.96 * 10.95^2}{8} + \frac{105.53 * 10.95}{2} = 66.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3949 * 10^{-6} * 275 * 10^3}{1} = 108.59 \text{ KN.m}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd}$ condition vérifier

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}} = 61\%$$

Effort tranchant :

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f \Rightarrow A_v = 7468 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = 118.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu * l}{2} + \frac{3 * Ru}{2} = \frac{5.96 * 10.95}{2} + \frac{3 * 105.53}{2} = 190.92 \text{ KN}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 95.46 \text{ kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant .

La rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_{max} = f_1 + f_2 < f_{adm}$

$$f_{max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{10950}{250} = 43,8 \text{ mm}$$

$$f_1 = \frac{5 * q_s * L^4}{384 * E * I_c} = \frac{5 * 4.33 * (10950)^4}{384 * 2.1 * 10^5 * 12.50 * 10^7} = 0.30 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{Aa * (hc + 2hp + ha)^2}{4 * (1 + mv)} + \frac{B_{eff} * hc^3}{12 * m} + I_a$$

$$I_c = \frac{19750 * (95 + 2 * 55 + 500)^2}{4 * (1 + 15 * 0.075)} + \frac{2737 * 95^3}{12 * 15} + 86970$$

$$= 12.50 * 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_2 = \frac{19 * R_s * L^3}{384 * E * I_y} = \frac{19 * 76.13 * (10950)^3}{384 * 2.1 * 10^5 * 86970 * 10^4} = 27.07 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0.30 + 27.07 = 27.37 \text{ mm} \leq 43.8 \text{ mm}$$

Vérification de déversement :

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

Calcul des connecteur :

Type goujon

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur : } h = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre : } d = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Détermination de Prd :

$$P_{Rd} = k_T \cdot \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \alpha d^2 \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot E_c}{\gamma_v}} = 90.68 \\ 0.8 F_u \cdot \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} = 77.98 \end{array} \right.$$

F_{ck}: résistance caractéristique de béton..... 35N/mm²

E_c : module de YOUNG de béton33.5N/mm²

F_u= fe430 ; α= 1 ; γ_v = 1.25

Avec :

H p=55 mm, hc=95 mm,bo =75 mm (Nr Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2) Dans

notre cas Nr =1 & K_t =0,69

Prd=53.80 KN

Détermination de RL :

RL = Inf (R Béton ; R Acier) = Inf (5187.29KN ; 5159.68KN)

RL=5159.68KN

Nombres des connecteur :

$$N \text{ connecteur} = \frac{RL}{PRd} = \frac{5159.68}{53.80} = 95.9$$

- ✓ On prend **96** connecteurs pour **la demi-portée.**
- ✓ L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

➤ Donc on prend 192 connecteurs pour toute la portée de la solive.

$$E_{\min} = \frac{L}{N \cdot br - 1} = 115$$

On opte un espacement de 115mm

IV. Les poutres secondaire :

1. plancher terrasse :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui doivent reprendre essentiellement des Efforts de flexion
H=8,55m

Tableau 3.5. Caractéristiques du profilé HEA400

	Poids GKg/ m	Sectio N A cm ²	Dimensions(mm)				Caractéristiques				
			H	B	t _f	t _w	I _y cm ⁴	I _z	W _{ply} cm ³	I _y	I _z
HEA 400	125	159	390	300	19	11	45070	8564	2562	168.4	73.4

Phase construction :

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

Poids propre du profilé..... $g_p = 1.25\text{KN/ml}$

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75 \text{ KN/m}^2$

Poids du bac d'acier..... $g_{\text{bac}} = 0,98 \text{ KN/m}^2$

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

Calcul des réaction des solives

$Q_u = 8.32$; $q_{ser} = 7.23$

$R_{\text{solive}} = \frac{q_{\text{solive}} * l_{\text{solive}}}{2}$

ELU :

Solive porté :9.4m

$R_{u1} = \frac{8.32 * 9.4}{2} = 39.10$

Solive porté :8.14m

$R_{u2} = \frac{8.32 * 8.14}{2} = 33.86$

ELS :

Solive porté :9.4m

$R_{ser1} = \frac{7.23 * 9.4}{2} = 33.98$

Solive porté :8.14m

$R_{ser2} = \frac{7.23 * 8.14}{2} = 29.42$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

$R_U = R_1 + R_2 = 72.96 \text{ kN}$

$$R_s = R_1 + R_2 = 63.4 \text{ kN}$$

Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (1,25 + (3,75 + 0,98) \times 0,30) + 1,5 \times 0,75 \times 0,30 \Rightarrow \mathbf{q_u = 3.94 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_s$$

$$q_{ser} = 1,25 + (3,75 + 0,98 + 0,75) \times 0,30 \Rightarrow \mathbf{q_{ser} = 2.89 \text{ KN/ml}}$$

vérification :

Vérification de la flexion :

Le moment fléchissant MSD dans la section transversale de classe I et II doit Satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{plrd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} + \frac{R_u \cdot l}{2}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{3,94 \cdot 8,55^2}{8} + \frac{72,96 \cdot 8,55}{2} = \mathbf{34.79 \text{ KN.m}}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \cdot 10^{-6} \cdot 275 \cdot 10^3}{1} = \mathbf{70.45 \text{ KN.m}}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd}$ **condition vérifier**

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}} = \mathbf{49\%}$$

Effort tranchant :

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow \mathbf{A_v = 5735 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \mathbf{91.05 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{3 \cdot R_u}{2} = \frac{3,94 \cdot 8,55}{2} + \frac{3 \cdot 72,96}{2} = \mathbf{126.28 \text{ KN}}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 63.14 \text{ kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant .

La rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_R + F_q < f_{adm}$

$$f_{max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8550}{250} = \mathbf{34,2 \text{ mm}}$$

$$f_1 = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 2.89 \cdot (8550)^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 45070 \cdot 10^4} = \mathbf{0.21 \text{ mm}}$$

$$f_2 = \frac{19 \cdot R_s \cdot L^3}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{19 \cdot 63.4 \cdot (8550)^3}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 45070 \cdot 10^4} = \mathbf{20.71 \text{ mm}}$$

$$f_{\max} = 0.21 + 20.71 = \mathbf{20.92 \text{ mm}}$$

$$R = \frac{f_{\max}}{f_{\text{adm}}} = \mathbf{10\%}$$

Vérification de deversenemet :

Phase finale :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des longueurs :

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

- . Poids propre du profilé $g_p = 1,25 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G = 8.26 \text{ KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}$

Calculs des réaction des solives :

$$Q_u = 16.07 \quad q_{\text{ser}} = 11.77$$

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_{\text{solive}} \cdot l_{\text{solive}}}{2}$$

ELU :

Solive porté :9.4m

$$R_{u1} = \frac{16.07 \cdot 9.4}{2} = 75.52$$

Solive porté :8.14m

$$R_{u2} = \frac{16.07 \cdot 8.14}{2} = 65.40$$

ELS :

Solive porté :9.4m

$$R_{\text{ser1}} = \frac{11.77 \cdot 9.4}{2} = 55.31$$

Solive porté :8.14m

$$R_{\text{ser2}} = \frac{11.77 \cdot 8.14}{2} = 47.90$$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

$$R_U = R_1 + R_2 = \mathbf{140.92 \text{ kN}}$$

$$R_s = R_1 + R_2 = 103.21 \text{ KN}$$

Combinaison des charges(charges semelle sup de poutre) :**ELU :**

$$q_u = 1,35 \times [(Gt \times bs) + gp] + 1,5 \times Qt \times bs$$

$$q_u = 1,35 \times [(8.26 \times 0.3) + 1.25] + 1,5 \times 1 \times 0.3 \Rightarrow q_u = 5.48 \text{ KN/ml}$$

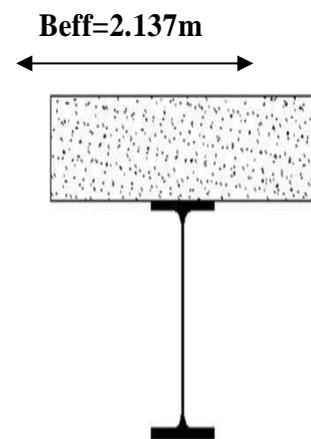
ELS :

$$q_{ser} = gp + (Gt + Q) \times bs$$

$$q_{ser} = 1.25 + (8.26 + 1) \times 0.3 \Rightarrow q_{ser} = 4.13 \text{ KN/ml}$$

Largeur de dalle :

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} = \frac{2 \times 8.55}{8} = 2.137 \text{ m} \quad L_0 : \text{longueur libre} \\ b : \text{entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

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

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times beff \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa (Béton de classe 35)}$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 35 \times 2137 \times 95 = 5187,29 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} = 4050,14 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 15900 = 5159,68 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 4153,87 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = [R_a \times \frac{h}{a} + R_b (\frac{hc}{2} + hp)] = 122.51 \text{ KN.m}$$

vérification :**vérification de la flexion :**

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \cdot l^2}{8} + \frac{Ru \cdot l}{2}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{5.48 \cdot 8.55^2}{8} + \frac{140.92 \cdot 8.55}{2} = \mathbf{64.85 \text{ KN.m}}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \cdot 10^{-6} \cdot 275 \cdot 10^3}{1} = \mathbf{70.45 \text{ KN.m}}$$

$M_{plrd} > M_{sd}$ condition vérifier

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}} = \mathbf{92\%}$$

Effort tranchant :

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow A_v = \mathbf{5735 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \mathbf{91.05 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \cdot l}{2} + \frac{3 \cdot Ru}{2} = \frac{5.48 \cdot 8.55}{2} + \frac{3 \cdot 140.92}{2} = \mathbf{234.80 \text{ KN}}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 117.4 \text{ kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant .

La rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_R + F_q < f_{adm}$

$$f_{max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8550}{250} = \mathbf{34.2 \text{ mm}}$$

$$f_1 = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c} = \frac{5 \cdot 4.13 \cdot (8550)^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 12.10 \cdot 10^7} = \mathbf{0.11 \text{ mm}}$$

$$I_c = \frac{Aa \cdot (hc + 2hp + ha)^2}{4 \cdot (1 + mv)} + \frac{B_{eff} \cdot hc^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$I_c = \frac{15900 \cdot (95 + 2 \cdot 55 + 390)^2}{4 \cdot (1 + 15 \cdot 0.78)} + \frac{2137 \cdot 95^3}{12 \cdot 15} + 45070 =$$

$$\mathbf{12.10 \cdot 10^7 \text{ mm}}$$

$$f_2 = \frac{19 \cdot R_s \cdot L^3}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{19 \cdot 103.2 \cdot (8550)^3}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 45070 \cdot 10^4} = \mathbf{33.72 \text{ mm}}$$

$$f_{max} = 0.11 + 33.72 = \mathbf{33.83 \text{ mm}} \leq \mathbf{34.2 \text{ mm}}$$

Vérification de déversement :

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

Calcul des connecteur :

Type goujon

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur : } h = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre : } d = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Détermination de Prd :

$$P_{Rd} = k_T \cdot \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \alpha d^2 \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot E_c}{\gamma_v}} = 90.68 \\ 0.8 F_u \cdot \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} = 77.98 \end{array} \right.$$

F_{ck}: résistance caractéristique de béton..... 35N/mm²

E_c :module de YOUNG de béton33.5N/mm²

F_u= fe430 ; α= 1 ; γ_v = 1.25

Avec :

H p=55 mm, hc=95 mm,bo =75 mm (Nr Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2) Dans

notre cas Nr =1 & K_t =0,69

Prd=53.80 KN

Détermination de RL :

RL = Inf (R Béton ; R Acier) = Inf (4050.14KN ; 4153.87KN)

RL=4050.14KN

Nombres des connecteur :

$$N \text{ connecteur} = \frac{RL}{PRd} = \frac{4050.14}{53.80} = 75.28$$

- ✓ On prend **75** connecteurs pour **la demi-portée.**
- ✓ L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre
- Donc on prend 150 connecteurs pour toute la portée de la solive.

$$E_{\min} = \frac{L}{N \cdot br - 1} = 115$$

On opte un espacement de 115mm.

2. plancher courant

Les poutres sont des éléments horizontaux qui doivent reprendre essentiellement des Efforts de flexion
H=8.55m

Tableau 3.6. Caractéristiques du profilé HEA400.

	Poids	Section	Dimensions(mm)				Caractéristiques				
	GKg/ m	A cm ²	H	B	t _f	t _w	I _y cm ⁴	I _z	W _{ply} cm ³	I _y	I _z
HEA 400	125	159	390	300	19	11	45070	8564	2562	168.4	73.4

Phase construction :

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

Poids propre du profilé..... $g_p = 1.25$ KN/ml

Poids propre du béton frais..... $G_b = 3,75$ KN/m²

Poids du bac d'acier..... $g_{bac} = 0,98$ KN/m²

Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0.75$ KN/m²

Calcul des réaction des solives

$Q_u = 9.51$; $q_{ser} = 8.12$

$R_{solive} = \frac{q_{solive} * l_{solive}}{2}$

ELU :

Solive porté :6.75m

$R_{u1} = \frac{9.51 * 6.75}{2} = 32.09$

Solive porté :5.25m

$R_{u2} = \frac{9.51 * 5.25}{2} = 24.96$

ELS :

Solive porté :6.75m

$R_{ser1} = \frac{6.75 * 8.12}{2} = 27.40$

Solive porté :5.25m

$R_{ser2} = \frac{8.12 * 5.25}{2} = 21.31$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

$R_U = R_1 + R_2 = 57.05$ kN

$R_S = R_1 + R_2 = 48.71$ kN

Combinaison des charges :**ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + G_{bac}) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (1,25 + (3,75 + 0,98) \times 0,30) + 1,5 \times 0,75 \times 0,30 \Rightarrow \mathbf{q_u = 3,87 \text{ KN/ml}}$$

ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g_{bac} + Q_c) \times b_s$$

$$q_{ser} = 1,25 + (3,75 + 0,98 + 0,75) \times 0,30 \Rightarrow \mathbf{q_{ser} = 2,89 \text{ KN/ml}}$$

vérification :**Vérification de la flexion :**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit Satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} < M_{plrd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} + \frac{R_u \cdot l}{2}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{3,87 \cdot 8,55^2}{8} + \frac{57,05 \cdot 8,55}{2} = \mathbf{279,25 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \cdot 10^{-6} \cdot 275 \cdot 10^3}{1} = \mathbf{704,55 \text{ KN/ml}}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd}$ **condition vérifier**

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}} = \mathbf{39\%}$$

Effort tranchant :

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow \mathbf{A_v = 5735 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \mathbf{91,05 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{3 \cdot R_u}{2} = \frac{3,87 \cdot 6,75}{2} + \frac{3 \cdot 57,05}{2} = \mathbf{98,63 \text{ KN}}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 51,05 \text{ kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant .

La rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_R + F_q < f_{adm}$

$$f_{max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8550}{250} = \mathbf{34.2mm}$$

$$f_1 = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 2.89 \cdot (8550)^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 45070 \cdot 10^4} = \mathbf{0.21mm}$$

$$f_2 = \frac{19 \cdot R_s \cdot L^3}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{19 \cdot 48.71 \cdot (8550)^3}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 45070 \cdot 10^4} = \mathbf{15.91 mm}$$

$$f_{max} = 0.21 + 15.91 \text{ mm} = \mathbf{16.12 mm}$$

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}} = \mathbf{47\%}$$

Vérification de deversenemet :**Phase finale :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des longueurs :

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

- . Poids propre du profilé $g_p = 1,25 \text{KN/m}$.
- . Charge permanente $G = 6.79 \text{KN/m}^2$
- . Surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{KN/m}$

Calculs des réaction des solives :

$$Q_u = 17.59 \quad q_{ser} = 12.69$$

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \cdot l_{solive}}{2}$$

ELU :**Solive porté :6.75m**

$$R_{u1} = \frac{17.59 \cdot 6.75}{2} = 59.36$$

Solive porté :5.25m

$$R_{u2} = \frac{17.59 \cdot 5.25}{2} = 46.17$$

ELS :**Solive porté :6.75m**

$$R_{ser1} = \frac{12.69 \cdot 6.75}{2} = 42.82$$

Solive porté :5.25m

$$R_{ser2} = \frac{12.69 \cdot 5.25}{2} = 33.31$$

On regroupe les résultats dans le tableau ci-dessous

$$R_U = R_1 + R_2 = \mathbf{105.53 kN}$$

$$R_s = R_1 + R_2 = 76.13 \text{ kN}$$

Combinaison des charges(charges semelle sup de poutre) :

ELU :

$$q_u = 1,35 \times [(G_t \times b_s) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times [(6.79 \times 0.3) + 1.25] + 1,5 \times 2.5 \times 0.3 \Rightarrow q_u = 5.56 \text{ KN/ml}$$

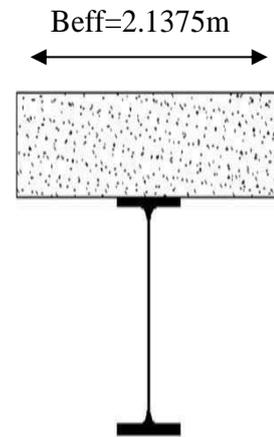
ELS :

$$q_{ser} = g_p + (G_t + Q) \times b_s$$

$$q_{ser} = 1.25 + (6.79 + 2.5) \times 0.3 \Rightarrow q_{ser} = 4.03 \text{ KN/ml}$$

Largeur de dalle :

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2L_0}{8} = \frac{2 \times 8.55}{8} = 2.1375 \text{ m} \quad L_0 : \text{longueur libre} \\ b : \text{entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$



Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 35 \text{ MPa (Béton de classe 35)}$$

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times 35 \times 2137 \times 95 = 4050.14 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} = 4050.14 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 15900 = 5159.68 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 4153.87 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = [R_a \times \frac{h}{a} + R_b (\frac{hc}{2} + hp)] = 122.51 \text{ KN.m}$$

vérification :

vérification de la flexion :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \cdot l^2}{8} + \frac{Ru \cdot l}{2}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{5.56 \cdot 8.55^2}{8} + \frac{105.53 \cdot 8.55}{2} = \mathbf{501.94 \text{ KN.m}}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2562 \cdot 10^{-6} \cdot 275 \cdot 10^3}{1} = \mathbf{704.55 \text{ KN.m}}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd}$ condition vérifier

$$R = \frac{m_{sd}}{m_{plrd}} = \mathbf{71\%}$$

Effort tranchant :

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \Rightarrow \mathbf{A_v = 5735 \text{ mm}^2}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \mathbf{91.05 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \cdot l}{2} + \frac{3 \cdot Ru}{2} = \frac{5.56 \cdot 5}{2} + \frac{3 \cdot 105.53}{2} = \mathbf{182.06 \text{ KN}}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{plrd} = 91.03 \text{ kn}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant .

La rigidité :

Il faut vérifiée que : $f_{max} = f_1 + F_2 < f_{adm}$

$$f_{max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{8550}{250} = \mathbf{34.2 \text{ mm}}$$

$$f_1 = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c} = \frac{5 \cdot 4.03 \cdot (8550)^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 12.50 \cdot 10^7} = \mathbf{0.10 \text{ mm}}$$

$$I_c = \frac{Aa \cdot (hc + 2hp + ha)^2}{4 \cdot (1 + mv)} + \frac{B_{eff} \cdot hc^3}{12 \cdot m} + I_a$$

$$I_c = \frac{15900 \cdot (95 + 2 \cdot 55 + 390)^2}{4 \cdot (1 + 15 \cdot 0.78)} + \frac{1687 \cdot 95^3}{12 \cdot 15} + 45070$$

$$= \mathbf{12.50 \cdot 10^7 \text{ mm}^4}$$

$$f_2 = \frac{19 \cdot R_s \cdot L^3}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{19 \cdot 76.13 \cdot (8550)^3}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 45070 \cdot 10^4} = \mathbf{24.87 \text{ mm}}$$

$$f_{max} = 24.87 + 0.10 = 24.97 \text{ mm} \leq 34.2 \text{ mm}$$

Vérification de déversement :

Dans cette phase on ne vérifie pas le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

Calcule des connecteur :

Type goujon

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur : } h = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre : } d = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Détermination de Prd :

$$P_{Rd} = k_T \cdot \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \alpha d^2 \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot E_c}{\gamma_v}} = 90.68 \\ 0.8 F_u \cdot \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} = 77.98 \end{array} \right.$$

F_{ck}: résistance caractéristique de béton..... 35N/mm²

E_c : module de YOUNG de béton33.5N/mm²

F_u= fe430 ; α= 1 ; γ_v = 1.25

Avec :

H p=55 mm, hc=95 mm,bo =75 mm (Nr Nombre de goujon par Nervure =1 ou max 2) Dans

notre cas Nr =1 & Kt =0,69

Prd=53.80 KN

Détermination de RL :

RL = Inf (R Béton ; R Acier) = Inf (4050.14 KN ;4153.87 KN)

RL=4050.14KN

Nombres des connecteur :

$$N_{\text{connecteur}} = \frac{RL}{P_{Rd}} = \frac{4050.14}{53.80} = 75.28$$

- ✓ On prend 75 connecteurs pour **la demi-portée.**
- ✓ L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre
- Donc on prend 150 connecteurs pour toute la portée de la solive.

$$E_{\min} = \frac{L}{N \cdot b_r - 1} = 115$$

On opte un espacement de 115mm

V. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui, avec les poutres, forment la charpente d'un bâtiment métallique. Ils sont chargés de transmettre les forces agissant sur la poutre à la fondation. Ils sont essentiellement comprimés sous l'action d'une force de compression axiale. Parfois, ils peuvent être comprimés et pliés, étant sollicités en flexion composée.

Le pré-dimensionnement de la colonne s'effectue comme suit :

L'effort normal pondéré pour solliciter le poteau à l'ELU est déterminé par la chute de charge

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

G : Le poids propre des éléments de la colonne de sollicitation

Q : Avec la même charge de fonctionnement à tous les étages, la loi décroissante équivaut à la règle habituelle où la charge de fonctionnement à chaque étage est réduite.

La Descente des charges :

La surface qui revient au poteau est :

$$(Courant) = 8,55 \times 10,95 = 93,62 \text{ m}^2$$

$$S1(\text{Terrasse}) = (10,95 \times 8,55) = 93,62 \text{ m}^2$$

$$G = (G_{pl} \times S1) + (G_{pp} \times L1) + (G_{ps} \times L2) + (G_{solive} \times L3) + (G_{solive} \times L4)$$

Avec :

G_{pl} : charge de plancher terrasse ou courant.	;	$S1$: surface reprise par le poteau
G_{pp} : poids propre de la poutre principale.	;	$L1$: longueur de la poutre principale
G_{ps} : poids propre de la poutre secondaire.	;	$L2$: longueur de la poutre Secondaire
G_{solive} : poids propre des solives.	;	$L3$: longueur des solives

$$G_{p, t} = 8,26 \text{ kNm}^2 \quad ; \quad G_{p, c} = 6,79 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{pp}(\text{HEA500}) = 1,55 \text{ kN/m} \quad ; \quad G_{St}(\text{IPE400}) = 0,663 \text{ kN/m}$$

$$G_{ps}(\text{HEA400}) = 1,25 \text{ kN/m} \quad ; \quad G_{Sc}(\text{HEB400}) = 1,55 \text{ kN/m}$$

$$Q_{p, t} = 1,5 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q_{p, c} = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

$$f_y = 275 \text{ Mpa}$$

L1=10.95m : longueur de la poutre principale

L2=8.55m : longueur de la poutre Secondaire

L3=9.4 longueur de solives en terrasse

L4=6.75m :longueur de solive en courant

Remarque :

Les poutres secondaires se calculent avec la même méthode et donne les mêmes profilés que les solives.

$$G = (G_{pl} \times S1) + (G_{pp} \times L1) + (G_{ps} \times L2) + (G_{solive} \times L4)$$

$$G_c = (6,79 \times 93,62) + (1,55 \times 10,95) + (1,25 \times 8,55) + (1,55 \times 6,75) = 673,80 \text{ kN}$$

$$G = (G_{pl} \times S1) + (G_{pp} \times L1) + (G_{ps} \times L2) + (G_{solive} \times L3)$$

$$G_t = (8,26 \times 93,62) + (1,55 \times 10,95) + (1,25 \times 8,55) + (0,663 \times 9,4) = 807,19 \text{ Kn}$$

Etage	G [kN]	Q [kN]	G(cumuler) [kN]	Q(cumuler) [kN]	Nu [kN]
terasse	807.19	140.43	807.19	140.43	1300.3515
7 ^{me}	673.80	234.05	1480.99	374.48	2561.0565
6 ^{ème}	673.80	234.05	2154.79	608.53	3821.7615
5 ^{ème}	673.80	234.05	2828.59	842.58	5082.4665
4 ^{ème}	673.80	234.05	3502.39	1076.63	6343.1715
3 ^{ème}	673.80	234.05	4176.19	1310.68	7604.6865
2 ^{ème}	673.80	234.05	4849.99	1544.73	8864.5815
1 ^{er}	673.80	234.05	5523.79	1778.78	10125.2865
RDC	673.80	234.05	6197.59	2012.83	11385.9915

Tableau 3.7 : La descente des charges (les poteaux centraux)

1. Vérification du flambement :

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

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \beta A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\beta a = 1$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

Remarque : tous les poteaux sont bi-articulés sauf le poteau du RDC

$$\chi = \frac{1}{(\Phi + \sqrt{(\Phi)^2 - (\bar{\lambda})^2})} ; \bar{\lambda} = \frac{L_f}{i}$$

$$\Phi = 0.5 + [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}^2]$$

Elancement maximal :

$$\lambda_z = L_{fz} / i_z = 3.52 \times 10^3 / 18.6 = 189.24$$

$$\lambda_y = L_{fy} / i_y = 3.52 \times 10^3 / 186 = 189.24$$

Elancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta a}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{189.24}{86.38} \sqrt{1} = 2.19 \quad 2.19 > 0,2 \text{ il y a risque d flambement.}$$

Vérification du flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{600} = 1 < 1.2 \text{ tf}=50$$

Tableau 3.8 : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement.

Courbe	A	b	c	d
A	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\chi = \frac{1}{(\Phi_{LT} + \sqrt{(\Phi)^2 - (\bar{\lambda})^2})}$$

$$\chi = \frac{1}{(2.91 + \sqrt{(2.91)^2 - (2.19)^2})} = 0.20$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}^2]$$

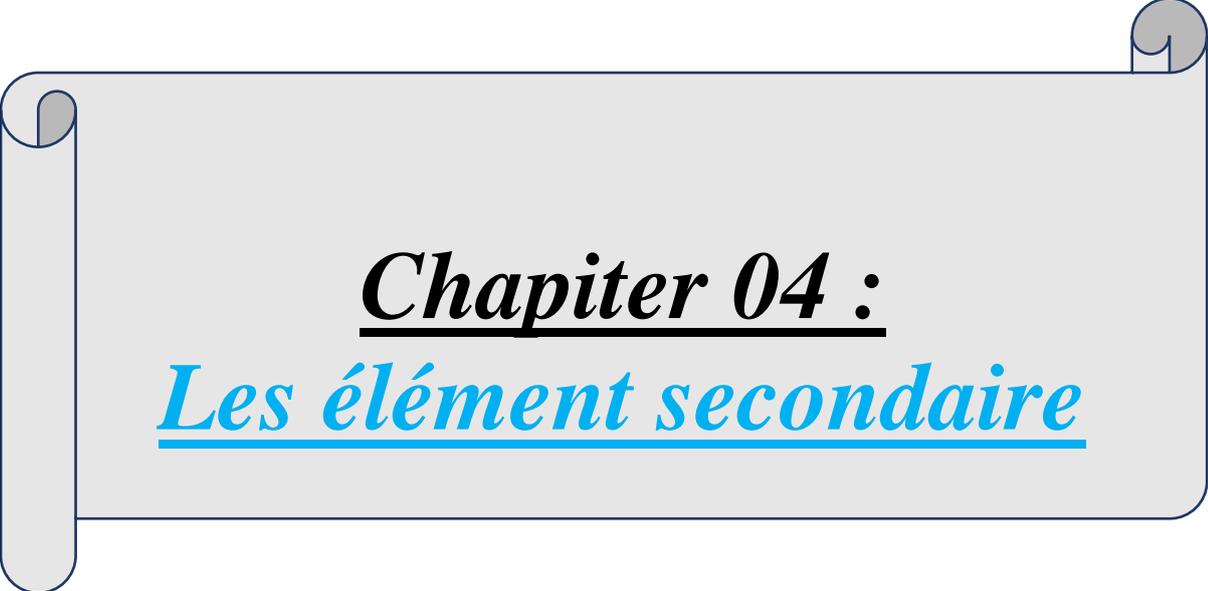
$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (2.19 - 0.2)^2 + 2.19^2] = 2.91$$

$$N_{b,rd} = \frac{0.20 * 1 * 1100 * 257}{1.1} = 550.00 \text{ KN Condition vérifier.}$$

Tous les résultats des calculs du flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.9: Les efforts normaux, les sections et les profilés des poteaux centraux

Etage	H [m]	Profil	N _{sd} [kN]	N _{b,Rd} [kN]	Ratio
7 ^{ème}	4	<i>Carré60</i>	2561.0565	3575.0	
6 ^{ème}	3.52	<i>Carré60</i>	3821.7615	5500.00	
5 ^{ème}	3.52	<i>Carré60</i>	5082.4665	5500.00	
4 ^{ème}	3.52	<i>Carré60</i>	6343.1715	5500.00	
3 ^{ème}	3.52	<i>Carré60</i>	7604.6865	5500.00	
2 ^{ème}	3.52	<i>Carré60</i>	8864.5815	5500.00	
1 ^{re}	3.52	<i>Carré60</i>	10125.2865	5500.00	
RDC	2.75	<i>Carré60</i>	11385.9915	7425.0	



Chapiter 04 :
Les élément secondaire

I. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments secondaire que comporte notre bâtiment, nous citons **l'acrotère, les escaliers** .

II. Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contretoute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante.

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

1. Principe de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$$F = \text{Max}Q = 1\text{kN/ml}$$

Son poids propre (**Wp**) ; Un moment dû à la force horizontale

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de **1m** de largeur.

La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

2. Evaluation des charges :**Surface de l'acrotère :**

$$S = [(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,8) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2}]$$

$$S=0.069\text{m}^2$$

Poids propre de l'acrotère

$$G = pp \cdot s$$

$$G = 35 \cdot 0.069$$

$$G = 2.415 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$Q=1 \text{ kn/m}^2$$

L'action des forces horizontales(fp) :

L'action des forces horizontales est données par :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{avec}$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) [3] :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone a} \\ \text{Groupe d'usage 1 B} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,20$$

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) [3] :

$$C_p=0,8$$

W_p : Poids de l'acrotère

$$G = 2.415 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.415$$

$$F_p=1.5456 \text{ KN}$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; f_p) = (1.5 ; 1.5456)$$

$$Q_u=1.5456 \text{ KN/ml}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G=2.415 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = Q_h = 1.5454 \text{ kN/ml}$$

Calcul de combinaison :**ELU :**

$$N_u=1.35G=1.35(2.415)=3.260 \text{ KN}$$

$$M_u=1.5*Q_h*h=1.5*1.5456*0.6=1.391 \text{ KN.m}$$

$$T_u=1.5*Q_h=1.5*1.5456=2.318 \text{ KN}$$

ELS

$$N_{ser}= G=2.415 \text{ KN}$$

$$M_{ser}=Q_h*h=0.927 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser}=Q_h=1.5456 \text{ KN}$$

Tableau 4.1 : les effort de l'acrotère.

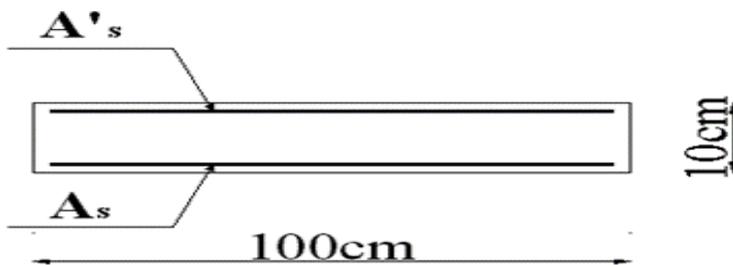
	E.L.U	E.L.S
Moments (kN.m)	1.391	0.927
Efforts normaux (kN)	3.260	2.415
Efforts Tranchants (kN)	2.318	1.5456

3. errailage de la section a l'ELU :

L

e ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donnée par mètre linéaire. Pour le calcul on considère une section rectangulaire avec :

H =10cm ; b =100cm ; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,16\text{MPa}$; $c = c' = 2\text{cm}$; $d = 8\text{cm}$; $f_e = 430\text{MPa}$



Calcul de l'exentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.391}{3.260} = 42,66 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \text{ section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1.391 + 3.260 \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 1.488 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1.488}{100 \cdot 8^2 \cdot 14.16} = 0.0164$$

$\mu < \mu_R = 0.392$ $A's = 0$ les armatures comprimé no sont nécessaire.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0206$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 7,934$$

$$\mu = 0.0164 < \varepsilon = 10 \quad \text{et } \sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = 374 \text{ MPa}$$

$$Asf=f(Mf)$$

$$Asf=\frac{Mf}{Z\sigma_s}=62.67\text{mm}^2$$

$$As1= A's =50.14 \text{ mm}^2$$

$$As2=Asf\cdot\frac{Nu}{\sigma_s} = 62.67\cdot\frac{3.620}{374} = 44.20\text{mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} As1 = 0 \text{ cm}^2 \\ As2 = 0.44\text{cm}^2 \end{cases}$$

4. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifie 99 » :

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

$$A_{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$F_{t28}=2.1\text{MPa} ; b=100 ; d=8$$

$$As(\text{min}) \geq \text{Max}(1\text{cm}^2 ; 0.89\text{cm}^2) = 1\text{cm}^2$$

$$\text{Donc opte finalement pour } \mathbf{5T8 = 2.51\text{cm}^2}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t=20\text{cm}$$

5. Armatures de répartitions :

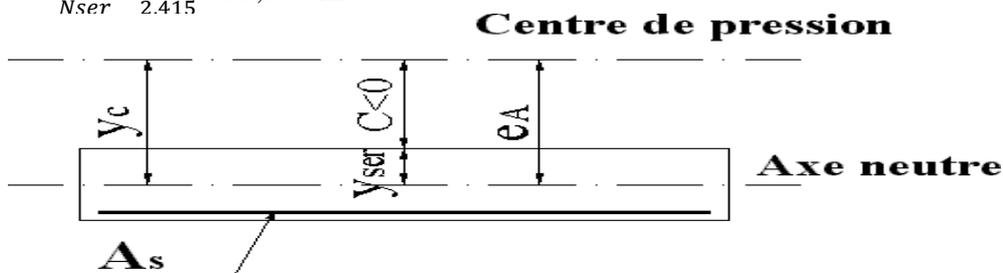
$$A_r \geq \frac{As}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.6275\text{cm}^2$$

La section $A_r = \mathbf{3T6=0.85\text{cm}^2}$ on choisit avec un espacement $S_t=20\text{cm}$.

6. Vérification à L'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.927}{2.415} = 38,38 \text{ cm}$$



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

$$C=d-e_A$$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.927}{2.415} + \left(8 - \frac{10}{2}\right) = 33.83 \text{ cm} - 25.83 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » [1], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 - p y_c + q = 0$$

y_c : distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n=15 ; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c-c') \frac{A_s}{b} + 6n(d-c) \frac{A_s}{b} = -1064.4 \\ q = -2c^2 - 6n(c-c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d-c)^2 \frac{A_s}{b} = 2413.24 \end{cases}$$

la solution de l'équation du troisième degré et obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1.77 \cdot 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.18 \quad \varphi = 100.40$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 37.67$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -33.66 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 31.42 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 22.77 \text{ cm}$$

la solution convenant est $y_c = 31.42 \text{ cm}$

car $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 31.42 - 25.83 = 5.59 < 8$$

Donc $y_c = 31.42 \text{ cm}$; $Y_{ser} = 5.59 \text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie :

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

$$I = 6525.60 \text{ cm}^4$$

7. Vérification des contraintes :

Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{N_{ser}}{I} y_c \right] y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{2.415 \cdot 10^3 \cdot 31.42 \cdot 10}{6525.60 \cdot 10^4} \right] \cdot 55.9 = 0.577 < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \left[\frac{N_{ser}}{I} y c \right] (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{acier tendu}$$

$$\sigma_s = \left[\frac{2.415 \cdot 10^3 \cdot 31.42 \cdot 10}{6525.60 \cdot 10^4} \right] (80 - 55,9) = 0.2802 \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \left(\frac{N_{ser}}{I} y c \right) (y_{ser} - c) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{acier comprimé}$$

$$\sigma_s = \left[\frac{2.415 \cdot 10^3 \cdot 31.42 \cdot 10}{6525.60 \cdot 10^4} \right] (55.9 + 25.83) = 0.950$$

$$\bar{\sigma}_s = \left[\left(\text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f \mu}) \right) \right) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \left[\left(\text{Min}(286.66; \text{Max}(215; 19.92)) \right) \right]$$

$\eta = 1.6$ pour les acier HEA.

Et $f_u = f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formul suivant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u \text{Min}(0.15 f_c 28; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1.93 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0.24 < \bar{\tau}_u \text{Min}(3.75; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.24 < 3.75 \text{ MPa}$$

III. Escalier :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

1. Les éléments constitutifs :

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

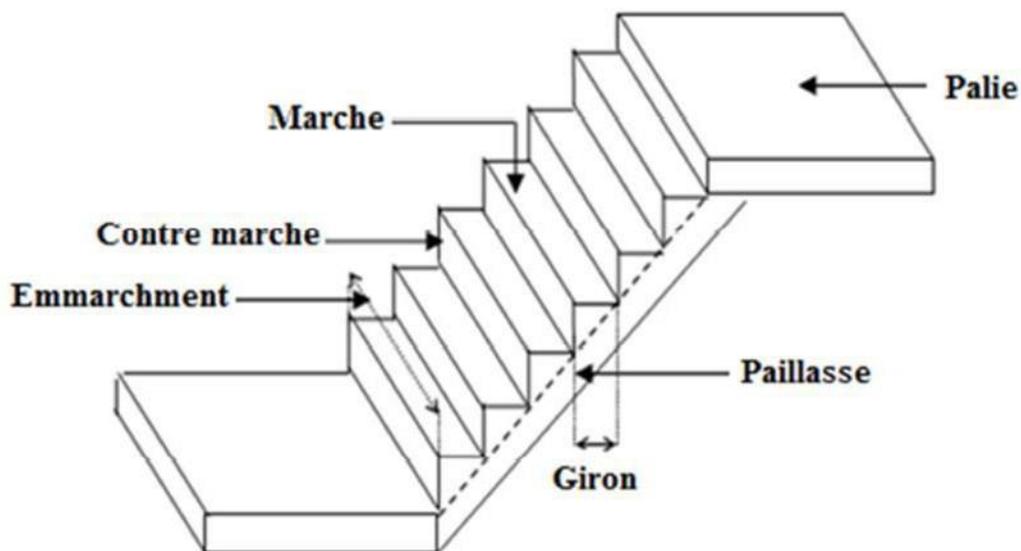


Figure 4.1 : les élément constituant l'escalier

Les escaliers sont constitués en charpente métallique.

On utilise la formule de **BLONDEL**.

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

2. Caractéristique géométrique :

H : hauteur d'étage.....H=3.52m

h : hauteur de la marche (varie de 14 cm à 20 cm).....h=18cm

g : giron, largeur de la marche (varie de 22 cm à 30 cm)....g=27cm

Nombre de contre march :

$$N = \frac{H/2}{h} = \frac{3.52/2}{0.18} = 9.77 \text{ on prend 10 contre march}$$

$$H = \frac{3.52}{2} = 1.76 \text{m}$$

Nombre de march : m=n-1=10-1=9

La longueur de la ligne de foulée

$$L = g(n - 1) = 27(10 - 1)$$

$$L = 2,43\text{m}$$

Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

$$2h+g=64$$

$$2*18+27=63$$

$$59 < (g+2h) < 66$$

La formule empirique de BLONDEL est vérifiée :

$$59 < 63 < 66 \text{ condition vérifier}$$

3. Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

On calcul l'épaisseur de l'escalier par tâtonnement selon la formule suivante :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

Avec :

$$L = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,65 + 1,5 = \sqrt{2.43^2 + 1.76^2} + 1,65 + 1,5 = 6.15\text{m}$$

On prend donc l'épaisseur **e=30 cm.**

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

3.1. Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \quad \tan \alpha = \frac{176}{243}$$

$$\alpha = 35.91^\circ$$

3.2. Evaluation des charges et surcharges :

Charges Permanentes « G »

Tôle (5mm).....	0,45 KN/m ²
Mortier de pose (2mm)	0,40 KN/m ²
Revêtement (granito 2mm).....	0,40 KN/m ²

$$G = 1,25 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation « Q »

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

3.3. Combinasion des charges :

ELU :

$$q_u = 0,29 [(1,35 \times 1,25) + (1,5 \times 2,5)] = 1,576 \text{ KN / ml}$$

$$q_u = 1,576 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{ser} = 0,29(1,25 + 2,5) = 1,087 \text{ KN / ml}$$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} < \frac{l}{250}$$

$$I = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 1,087 \cdot 1500^3 \cdot 250}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5} = 56.867 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière **L80 × 80 × 8** qui a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = I_y = 72,25 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = 12.56 \text{ cm}^3$$

$$A = 12.27 \text{ cm}^2$$

La vérification :

Condition de résistance

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

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1,576 \cdot 1.5^2}{8} = 0.4432 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{12.56 \cdot 10^3 \cdot 275}{1} = 3.45 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd}$

Limons de la volée :

Evaluation des charges :

ELU :

$$Q_u = 1.5/2 * [(1,35 \times 1,25) + (1,5 \times 2,5)] = 4.078 \text{ kn/ml}$$

ELS :

$$Q_s = 1.5/2 * (1.25 + 2.5) = 2.812 \text{ kn/ml}$$

Condition la flèche :

$$f = \frac{5 * q_s * L^4}{384 * E * I} < \frac{l}{250}$$

$$I = \frac{5 * q_s * L^3 * 250}{384 * E} = \frac{5 * 2.812 * 3.942^3 * 250}{384 * 2.1 * 10^5} = 677.34 \text{ cm}^4$$

La longueur de limon est : $L = 1.35 + (2.1 / \cos 35.91^\circ) = 3.942 \text{ m}$

$I > 677.34 \text{ cm}^4$

Condition de la résistance :

$$q_u = 3.534 + 1,35 * (0,188) = 3.7878 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{3.7878 * 3.942^2}{8} = 7.355 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{138 * 10^3 * 275}{1} = 37,95 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd}$ condition vérifiée.

4. Étude du palier :

1. Évaluation des charges :

Charges permanentes :

Coffre plus 55... ..0,13KN/ml

Poids de la dalle (e=8cm).....2,00KN/ml

Mortier de pose (e=2cm).....0,40KN/ml

Revêtement en carrelage (2cm)0,40KN/ml

Totale : **G=2,93KN/ml**

Charge d'exploitation : $Q=2.5 \text{ KN/ml}$

Chargement linéaire :

$$G = 2.93 \times 3,4 = 9.96 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 3,4 = 8.50 \text{ kN/m}$$

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad q_u = 26.19 \text{ KN/ml}$$

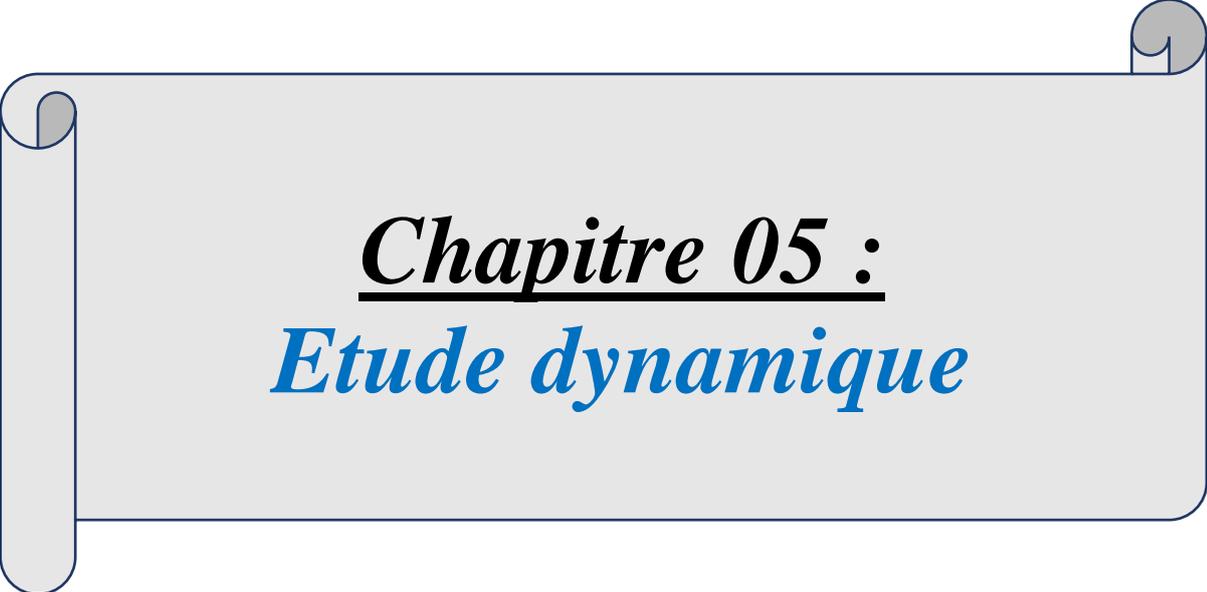
ELS:

$$q_{ser} = G + Q \quad q_{ser} = 18.46 \text{ KN/ml}$$

Condition de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} < \frac{l}{250}$$

$$I = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 18.46 \cdot 3400^3 \cdot 250}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^5} = 112.46 \text{ cm}^4$$



Chapitre 05 :
Etude dynamique

I. Introduction :

Les ouvrages doivent être conçus et construits en ce sens car une activité sismique peut survenir à tout moment et causer des dommages humains et matériels importants

Suffisant pour résister aux chocs sismiques horizontaux de base appliqués à la fondation, tout en respectant les recommandations de la réglementation parasismique. L'objet de ce chapitre est de définir un modèle structurel qui détermine les efforts induits et leur répartition, et valide les conditions et normes de sécurité prescrites par le code sismique algérien.

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique, qui peut déterminer ses propres modes de vibration et forces résultant de l'action sismique.

II. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation des structures visent à mieux prédire le comportement réel des structures.

Les règles parasismiques en Algérie proposent trois modes de calcul des demandes.

- 1 - Méthode statique équivalente.
- 2- Méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

III. La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable à notre bâtiment car la structure est en zone III en utilisant le groupe 2

Nous choisissons donc la méthode du modèle spectral.

Méthode modale spectrale :

Les méthodes d'analyse modale spectrale peuvent être utilisées dans tous les cas, en particulier lorsque les méthodes statiques équivalentes ne sont pas autorisées.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'imposait puisque les conditions de régularité en plan et en élévation n'étaient pas remplies..

IV. Principe :

Pour chaque mode de vibration, on recherche la valeur maximale des effets des forces sismiques dans la structure, représentée par le spectre calculé, et ces effets sont ainsi combinés pour obtenir la réponse de la structure.

La méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration de masse au sol.
- Seul le déplacement horizontal des nœuds est considéré.
- Le nombre de modes à considérer est tel que la somme des facteurs de qualité de ces modes soit au moins égale à 90%.
- Ou conserver tous les modes avec une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure pour les utiliser dans la détermination de la reconsidération totale de la structure.

Dans chaque direction considérée, le nombre minimum de modes à retenir est de trois (3).

Dans le cas où les conditions ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites en raison de la grande influence du mode de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec} \quad (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et la période du mode K.

V. Analyse spectrale :

a-Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S}{g} \begin{cases} 1.25A(1+\frac{T}{T_1}(2.5\eta \frac{Q}{R} -1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} (\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0_s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} (\frac{T_2}{3})^{2/3} (\frac{3}{T})^{5/3} & T \geq 3,0_s \end{cases}$$

Représentation graphique du spectre de réponse :

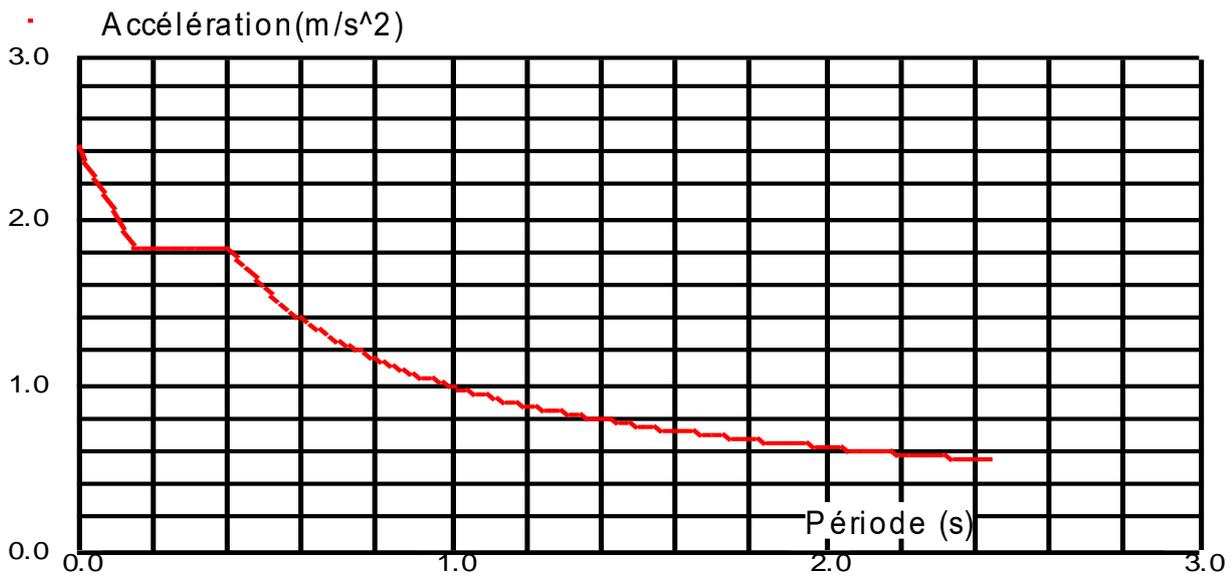


Figure 5.1 : Représentation de graphe pour un spectre de réponse .

Avec :

- g : accélération de la pesanteur,
- A : coefficient d'accélération de zone, ($A=0,20$)
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement ($R=4$).
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, ($T_1 = 0,15\text{sec}$, $T_2 = 0,40\text{sec}$)
- Q : Facteur de qualité. ($Q = 1,20$)

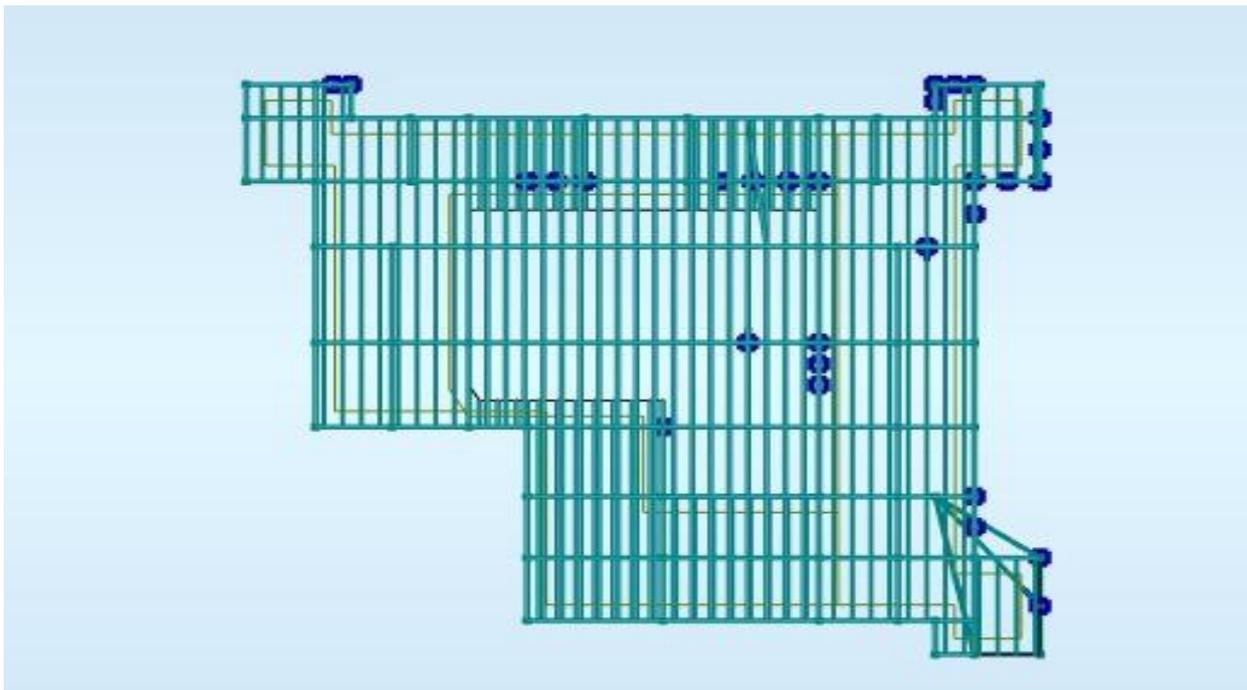


Figure5.2 : vue en plan 3d

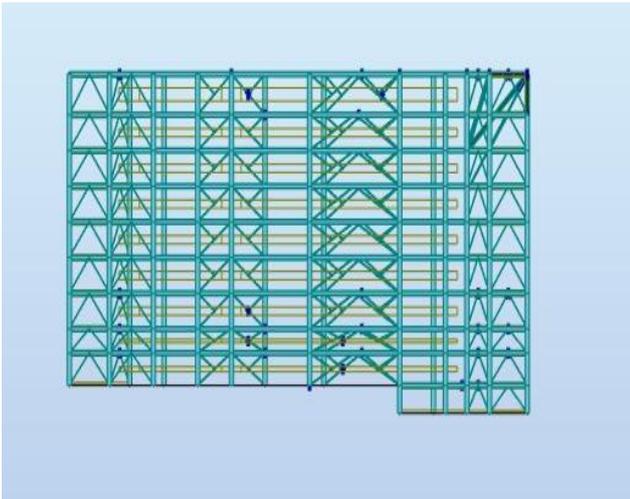


Figure 5.4 :sens transversale.

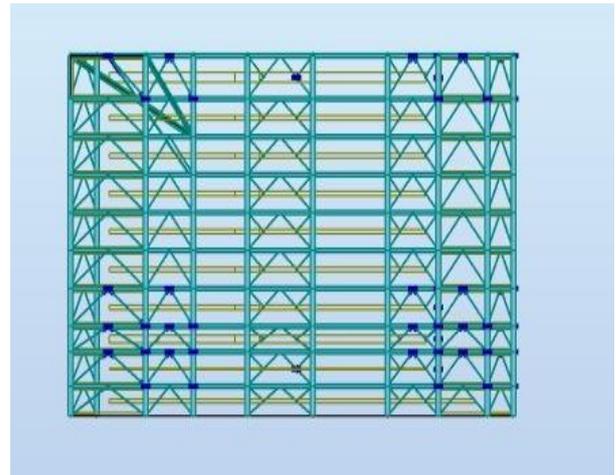


Figure5.3 : sens longitudinale

VI. Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée par est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base “ V_t ” obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

“ V ” pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,.....)dans le rapport $0.8V/$.

1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

-Groupe d'usage : 2

-Zone sismique : IIa (wilaya de ANNABA) $A = 0,15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0_s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0_s \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site.

$$\text{Catégorie S3} \begin{cases} T_1 = 0,150 \text{ sec} \\ T_2 = 0,400 \text{ sec} \end{cases}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = 1.10 \text{ min} \left(T = C_T * h_N^{3/4} ; T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$C_T = 0,0850$: contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé des palées triangulées et des murs en maçonnerie

h_N = Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 30.24$$

$D = 1.90$: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$\xi = 5$ (*portique avec remplissage dense*)

R : coefficient de comportement

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.

Comme notre bâtiment dépasse les 7 niveaux ou 30.24m (R+7+Sous Sol, $h = 30.24$ m). et le

contreventement et assuré

par des portiques autostables ductiles on a choisi un coefficient de comportement ($R=4$) car les

caractéristiques de la structure sont conforme au paragraphe 8.2 de RPA99/2003.

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 de contrôle de la construction

Q : Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Critère q	Pq // xx	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1

**Tabl
eau
5.1 :
Vale**

urs des pénalités Pq

$$Q//xx=1+ (0+0+0+0+0+0,1)=1,1$$

$$Q//yy=1+ (0,05+0,05+0+0+0+0,1)=1,2$$

4- W : poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

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

Wi : Étant donné par :

$$Wi=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

Avec :

-Wi : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».

-WGi : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».

-WQi : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».

-B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$-\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

	Sens	A	D	Q	R
	x-x	0,15	1,90	1,20	4
	y-y	0,15	1,90	1,20	4

Résultats de l'analyse dynamique :

Mode	Fréquence	Période	Masse cumulée UX [%]	Masse cumulée UY [%]	Masse cumulée UZ [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]	Masse modale UZ [%]
1	0,69	0,78	0,25	57,21	0	0,23	57,21	0
2	0,82	0,60	52,03	57,62	0	51,81	0,41	0
3	0,95	0,52	52,51	57,68	0	0,47	0,07	0
4	0,95	0,52	52,69	57,69	0	0,06	0,01	0
5	1,08	0,40	56,22	58,22	0	1,28	0,52	0
6	1,10	0,38	70,24	70,24	0	0,97	12,02	0
7	1,23	0,36	71,57	71,57	0	15,21	1,33	0
8	1,43	0,34	72,66	72,66	0	1,68	1,09	0
9	1,60	0,31	73,59	73,59	0	2,06	0,93	0
10	1,62	0,31	78,65	76,65	0	0,33	3,07	0

Tableau 5.2 : Participation massique

Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le calcul de V ce fait par le W calculé

W : poids total de la structure. W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque

niveau Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismique à la base

V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à

80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode

statique équivalente V_{st} .

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0.8V (kN)
x-x	0,15	1,90	1,20	4	18210,1 3	8269,60	6615,6 8
y-y	0,15	1,90	1,20	4	18210,1 3	8152,93	6522,3 44

Vérification du déplacement inter-étage :

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10). Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK} \quad (4.19 \text{ RPA99/2003})$$

δ_{eK} : Déplacement dus aux forces sismiques, à partir du fichier ROBOT

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Z(m)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	1%h étage (cm)	Observation
5,12	0,7	0,8	5,12	ok
8,64	1,3	1,0	3,52	ok
12,16	1,8	1,1	3,52	ok
15,68	2,1	1,2	3,52	ok
19,20	2,4	1,2	3,52	ok
22,72	2,5	1,2	3,52	ok
26,24	2,6	1,2	3,52	ok
30,24	2,6	1,1	4	ok

Tableau 5.3 : Déplacement inter-étage selon les deux sens.

Déduction :

Après avoir vérifié le déplacement inter-étage on a déduit que ça ne vérifie pas les exigences prescrit par le RPA donc on va opter pour la solution qui a été proposée par l'architecte, un noyau central à cause de la symétrie du bâtiment et de la paroi en verre pour ne pas obstruer les ouvertures avec les voiles préfabriqués ou des palliés de stabilité. Après avoir mis le nouveau spectre de réponse qui correspond

Vérification de l'effet P- Δ :

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k * D_k}{V_k * h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K :

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indiqué la figure.

Niveau	P (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)	Δx (cm)	Δy (cm)	h (cm)	θ_x	θ_y	$\theta \leq 0,1$
RDC	18210,13	8269,60	8152,93	0,7	0,8	5,12	0,02	0,01	ok
1	17349,60	8037,59	8036,85	1,3	1	352	0,03	0,02	ok
2	16520,65	7975,72	7968,16	1,8	1,1	352	0,04	0,02	ok
3	15709,17	6902,04	7659,66	2,1	1,2	352	0,04	0,02	ok
4	14570,27	5817,61	6845,33	2,4	1,2	352	0,04	0,01	ok
5	13462,22	4729,61	6502,83	2,5	1,2	352	0,04	0,01	ok
6	12649,32	3629,61	5820,96	2,6	1,2	352	0,04	0,01	ok
7	11821,55	2499,36	4987,95	2,6	1,1	352	0,03	0,01	ok
8	10203,5	1317,76	4076,23	2,5	0,9	352	0,03	0,01	ok

Tableau 5.4: L'effet P- Δ selon les deux sens.



Chapitre 06 :
Vérification des élément

I. Introduction :

La résistance de l'élément est vérifiée si sa stabilité et la résistance de toutes ses sections sont assurées sous les charges de calcul ; à l'issue de l'analyse locale au second ordre, il exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément .

On va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

Le flambement : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement par flexion).

Le déversement : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

II. Vérification des poteaux vis-à-vis au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissants. La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens. Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- Une compression maximale et un moment correspondant ;
- Un moment maximal et une compression correspondante ;

1. Combinaisons des charges

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

$$1,33G + 1,5Q$$

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

2. Les étapes de vérification du flambement :

Les éléments sollicités en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} * \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y * M_{y,sd}}{W_{ply} \frac{f_{y1}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z * M_{z,sd}}{W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

χ_{\min} : est la plus petite valeur de χ_y et χ_z

Ou χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion

Les verification de poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1 POTEJ_DEFAULT_NAME_XXX

POINT: 1 COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 COMB3 (1+2)*1.33+4*0.71+5*1.42

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 23963.33$ T/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: RECT_60

ht=60.0 cm

bf=60.0 cm

ea=5.0 cm

es=5.0 cm

$A_y=550.00$ cm2

$I_y=559166.68$ cm4

$W_{ely}=18638.89$ cm3

$A_z=550.00$ cm2

$I_z=559166.68$ cm4

$W_{elz}=18638.89$ cm3

$A_x=1100.00$ cm2

$I_x=831875.02$ cm4

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = 105.88/1100.00 = 962.50$ T/m2

$\text{SigFy} = 8.41/18638.89 = 451.05$ T/m2

$\text{SigFz} = 25.36/18638.89 = 1360.63$ T/m2



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y=3.20$ m

$L_{fy}=1.60$ m

$\text{Lambda } y=7.10$

$\text{Muy}=4360.20$

$k1y=1.00$

$kFy=1.00$



en z:

$L_z=3.20$ m

$L_{fz}=1.60$ m

$\text{Lambda } z=7.10$

$\text{Muz}=4360.20$

$k1z=1.00$

$kFz=1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

$k1*\text{SigN} + kFy*\text{SigFy} + kFz*\text{SigFz} = 1.00*962.50 + 1.00*451.05 + 1.00*1360.63 = 2774.89 < 23963.33$ T/m2 (3.731)

$1.54*\text{Tauy} = |1.54*-134.30| = |-206.83| < 23963.33$ T/m2 (1.313)

$1.54*\text{Tauz} = 1.54*36.86 = 56.76 < 23963.33$ T/m2 (1.313)

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 11 POTEJ_DEFAULT_NAME_XXX

POINT: 1 COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 COMB7 (1+2)*1.00+7*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 23963.33 T/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: RECT_60

ht=60.0 cm			
bf=60.0 cm	Ay=550.00 cm ²	Az=550.00 cm ²	Ax=1100.00 cm ²
ea=5.0 cm	Iy=559166.68 cm ⁴	Iz=559166.68 cm ⁴	Ix=831875.02 cm ⁴
es=5.0 cm	Wely=18638.89 cm ³	Welz=18638.89 cm ³	

CONTRAINTES:

SigN = 168.55/1100.00 = 1532.30 T/m²
 SigFy = 25.34/18638.89 = 1359.65 T/m²
 SigFz = 8.08/18638.89 = 433.77 T/m²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly=3.20 m Muy=2738.82
 Lfy=1.60 m kly=1.00
 Lambda y=7.10 kFy=1.00



en z:

Lz=3.20 m Muz=2738.82
 Lfz=1.60 m k1z=1.00
 Lambda z=7.10 kFz=1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

$k1 \cdot \text{SigN} + kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 1.00 \cdot 1532.30 + 1.00 \cdot 1359.65 + 1.00 \cdot 433.77 = 3326.90 < 23963.33 \text{ T/m}^2 \text{ (3.731)}$
 $1.54 \cdot \text{Tauy} = 1.54 \cdot 42.97 = 66.17 < 23963.33 \text{ T/m}^2 \text{ (1.313)}$
 $1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 118.02 = 181.74 < 23963.33 \text{ T/m}^2 \text{ (1.313)}$

Profil correct !!!

Les verification de poutre principale :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 4 POTEJ_DEFAULT_NAME_XXX

POINT: 3 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 5.59 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 11 COMB3 (1+2)*1.33+4*0.71+5*1.42

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 23963.33 T/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500

ht=49.0 cm

bf=30.0 cm

ea=1.2 cm

es=2.3 cm

Ay=138.00 cm²

Iy=86974.80 cm⁴

Wely=3549.99 cm³

Az=58.80 cm²

Iz=10367.10 cm⁴

Welz=691.14 cm³

Ax=197.54 cm²

Ix=310.27 cm⁴

CONTRAINTES:

SigN = -0.70/197.54 = -35.22 T/m²

SigFy = 5.08/3549.99 = 1431.33 T/m²

SigFz = 0.60/691.14 = 864.70 T/m²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=0.00

B=1.00

D=1.27

Sig D=9966.34 T/m²

ID_inf=5.59 m

C=1.00

kD=1.07

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*SigFy + SigFz = -35.22 + 1.07*1431.33 + 864.70 = 2354.15 < 23963.33 T/m² (3.731)

1.54*Tauy = 1.54*40.27 = 62.01 < 23963.33 T/m² (1.313)

1.54*Tauz = |1.54*-573.67| = |-883.45| < 23963.33 T/m² (1.313)

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 116 POTEJ_DEFAULT_NAME_XXX

POINT: 1 COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 COMB7 (1+2)*1.00+7*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 23963.33 T/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 500

ht=49.0 cm

bf=30.0 cm

ea=1.2 cm

es=2.3 cm

Ay=138.00 cm²

Iy=86974.80 cm⁴

Wely=3549.99 cm³

Az=58.80 cm²

Iz=10367.10 cm⁴

Welz=691.14 cm³

Ax=197.54 cm²

Ix=310.27 cm⁴

CONTRAINTES:

SigN = -0.34/197.54 = -17.42 T/m²

SigFy = 32.47/3549.99 = 9145.20 T/m²

SigFz = 0.20/691.14 = 293.69 T/m²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=0.00

ID_inf=6.18 m

B=1.00

C=1.00

D=1.32

kD=1.09

Sig D=9742.32 T/m²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*SigFy + SigFz = -17.42 + 1.09*9145.20 + 293.69 = 10219.09 < 23963.33 T/m² (3.731)

1.54*Tauy = 1.54*29.85 = 45.96 < 23963.33 T/m² (1.313)

1.54*Tauz = 1.54*3349.01 = 5157.47 < 23963.33 T/m² (1.313)

Profil correct !!!

Vérification de solives :

Solive IPE400 :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 191 POTEJ_DEFAULT_NAME_XXX

POINT: 1 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 COMB1 (1+2)*1.33+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 23963.33 T/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=48.60 cm²

Iy=23128.40 cm⁴

Wely=1156.42 cm³

Az=34.40 cm²

Iz=1317.82 cm⁴

Welz=146.42 cm³

Ax=84.46 cm²

Ix=51.33 cm⁴

CONTRAINTES:

SigN = -0.10/84.46 = -11.25 T/m²

SigFy = 4.30/1156.42 = 3716.18 T/m²

SigFz = 0.02/146.42 = 117.69 T/m²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00

ID_inf=3.27 m

B=1.46

C=1.13

Dz=1.19

kD=1.03

Sig D=10626.44 T/m²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*SigFy + SigFz = -11.25 + 1.03*3716.18 + 117.69 = 3952.61 < 23963.33 T/m² (3.731)

1.54*Tauy = 1.54*2.13 = 3.28 < 23963.33 T/m² (1.313)

1.54*Tauz = 1.54*967.05 = 1489.26 < 23963.33 T/m² (1.313)

Profil correct !!!

Verification de solive :

Solive HEB400 :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *238 POTEJ_DEFAULT_NAME_XXX*

POINT: *1 COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 9 COMB1 (1+2)*1.33+3*1.50*

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 23963.33 \text{ T/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: **HEB 400**

ht=40.0 cm

bf=30.0 cm

ea=1.4 cm

es=2.4 cm

$A_y=144.00 \text{ cm}^2$

$I_y=57680.50 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=2884.02 \text{ cm}^3$

$A_z=54.00 \text{ cm}^2$

$I_z=10819.00 \text{ cm}^4$

$W_{elz}=721.27 \text{ cm}^3$

$A_x=197.78 \text{ cm}^2$

$I_x=357.00 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = 0.01/197.78 = 0.54 \text{ T/m}^2$

$\text{SigFy} = 6.75/2884.02 = 2339.05 \text{ T/m}^2$

$\text{SigFz} = 0.00/721.27 = 4.57 \text{ T/m}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00

B=1.35

D=1.49

$\text{Sig D}=24123.40 \text{ T/m}^2$

ID_inf=6.17 m

C=1.13

kD=1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

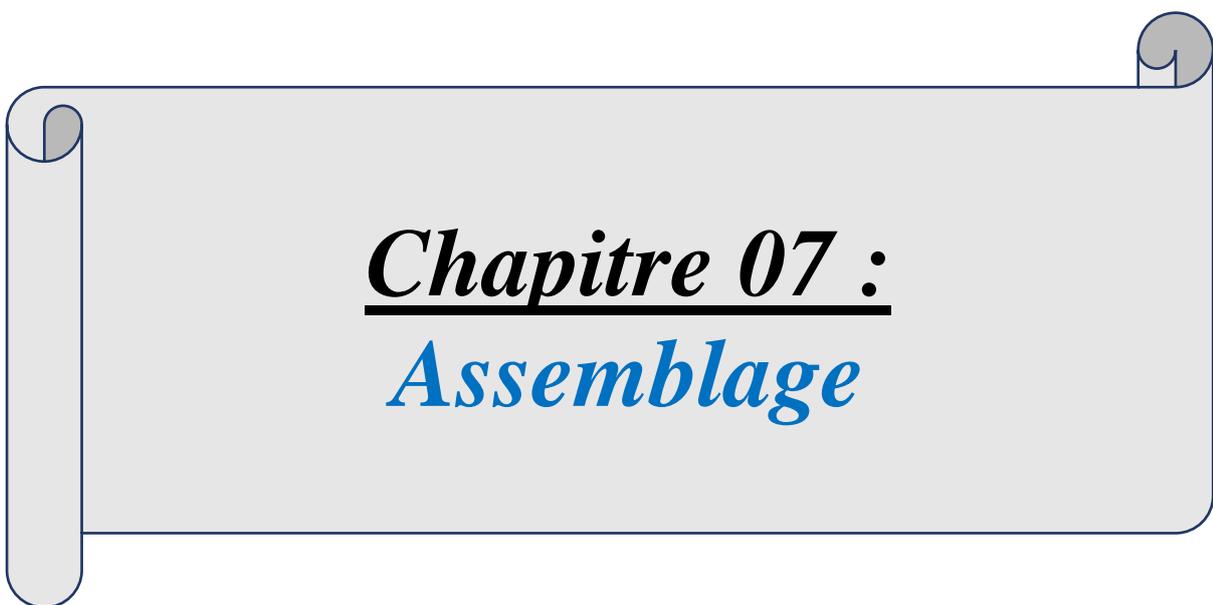
FORMULES DE VERIFICATION:

$\text{SigN} + kD \cdot kF_y \cdot \text{SigFy} + kF_z \cdot \text{SigFz} = 0.54 + 1.00 \cdot 1.00 \cdot 2339.05 + 1.00 \cdot 4.57 = 2344.16 < 23963.33 \text{ T/m}^2 \text{ (3.731)}$

$1.54 \cdot \text{Tau}_y = |1.54 \cdot -0.07| = |-0.10| < 23963.33 \text{ T/m}^2 \text{ (1.313)}$

$1.54 \cdot \text{Tau}_z = 1.54 \cdot 1104.79 = 1701.37 < 23963.33 \text{ T/m}^2 \text{ (1.313)}$

Profil correct !!!



Chapitre 07 :
Assemblage

I. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. On distingue deux types de fonctionnement

II. Fonctionnement par obstacle :

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

III. Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre - solive; type 1
- Assemblage poteau - poutre ; type 2
- Assemblage contreventement ; type 3
- Assemblage Pied de poteau ; type 4

1. Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

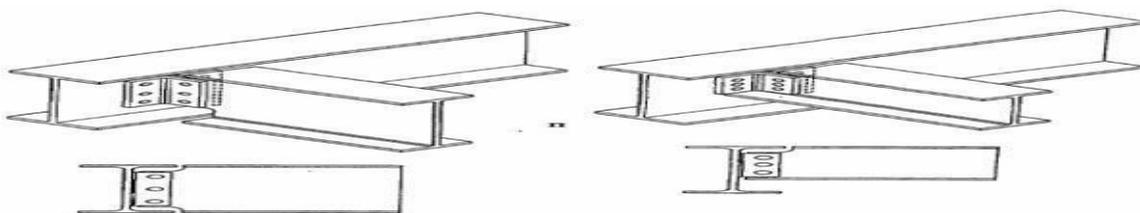


Figure 7.1 : type des assemblages boulonné



Tableau 7.2: caracteristiques des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

2-Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l’arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d’élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

3-Coefficients partiels de sécurité :

- Résistance des boulons au cisaillement : = 1,25
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{MB} = 1,50$

4-Coefficient de frottement :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou decalamine ; de graissage, etc.

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

VI-Calcul des Assemblage :
1-Assemblage poutre solive :

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

- Poutre **HEA500**

$h = 490\text{mm}$ $b = 300\text{mm}$ $t_f = 23\text{mm}$ $t_w = 12\text{mm}$ $A = 197.5\text{cm}^2$

- Poutre **HEA400**

$h = 390\text{mm}$ $b = 300\text{mm}$ $t_f = 19\text{mm}$ $t_w = 11\text{mm}$ $A = 159\text{cm}^2$

- Solive **HEB400**

$h = 400\text{mm}$ $b = 300\text{mm}$ $t_f = 24\text{mm}$ $t_w = 13.5\text{mm}$ $A = 197.8\text{cm}^2$

Les efforts maximaux à prendre $V_{sd} = 79.1\text{KN}$

7.2.2-Dimensionnement de l'assemblage :

A) Manuellement :

Epaisseur de cornière

$$t^{cor} = \max(t_f^{solive} ; t_f^{poutre}) = t_f^{poutre} = 24\text{mm}$$

Choix de diamètre du boulon :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$t \leq 10\text{ mm}$	$d = (12 ; 14)$
$10 \leq t \leq 25\text{ mm}$	$d = (16 ; 20 ; 24)\text{ mm}$
$t \geq 25\text{ mm}$	$d = (24 ; 27 ; 30)\text{ mm}$

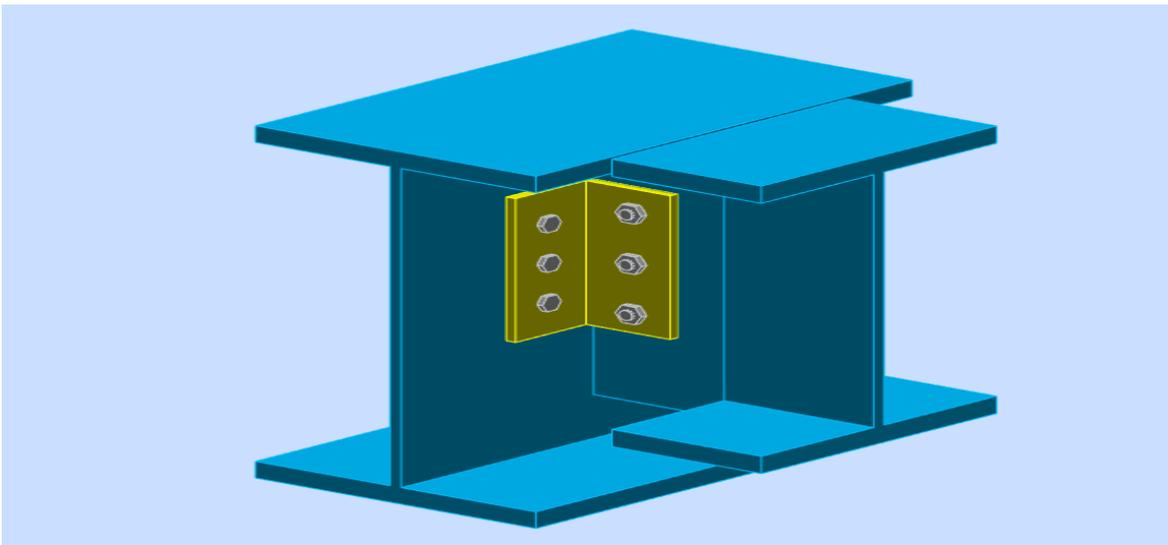


Figure7.2 : assemblage poutre - solive

On choisit **6 boulons** de diamètre de **27mm (M27)** de **classe 10.9**

$$M27 \Rightarrow d = 27mm \quad d_0 = 30mm$$

Disposition constructive des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm) \quad 36mm \leq e_1 \leq 162mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow 66mm \leq p_1 \leq 189mm$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm) \quad 35.25mm \leq e_2 \leq 162mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm) \quad 90mm \leq p_2 \leq 189mm$$

Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_{vrd} > V_{sd}$

$$F_{vrd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction : } A_s = 459 \text{ mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction : } \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{vrd} = 0,5 \cdot 1000 \cdot 459 / 1,25 = 18.36$$

Il y a 6 boulons donc

$$F_v = n \times F_v = 6 \times 18.36 = 110,16 \text{ kN} > V_{sd} = 98.36 \text{ kN}$$

Donc la condition est vérifiée.

Vérification de la pression diamétrale :

Avec une cornière (100*100*10)

Il faut vérifier que : $F_1 > F_b$

$$F_b = 2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{MB}}$$

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

$$d = 27mm \quad d_0 = 30mm \quad t = 10mm \quad \gamma_{Mb} = 1,25 \quad f_u = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$e_1 = 72\text{mm} \quad P_1 = 160\text{mm}$$

$$\alpha = \min(0,8; 1,7; 1,06; 1)$$

$$\alpha = 0,8$$

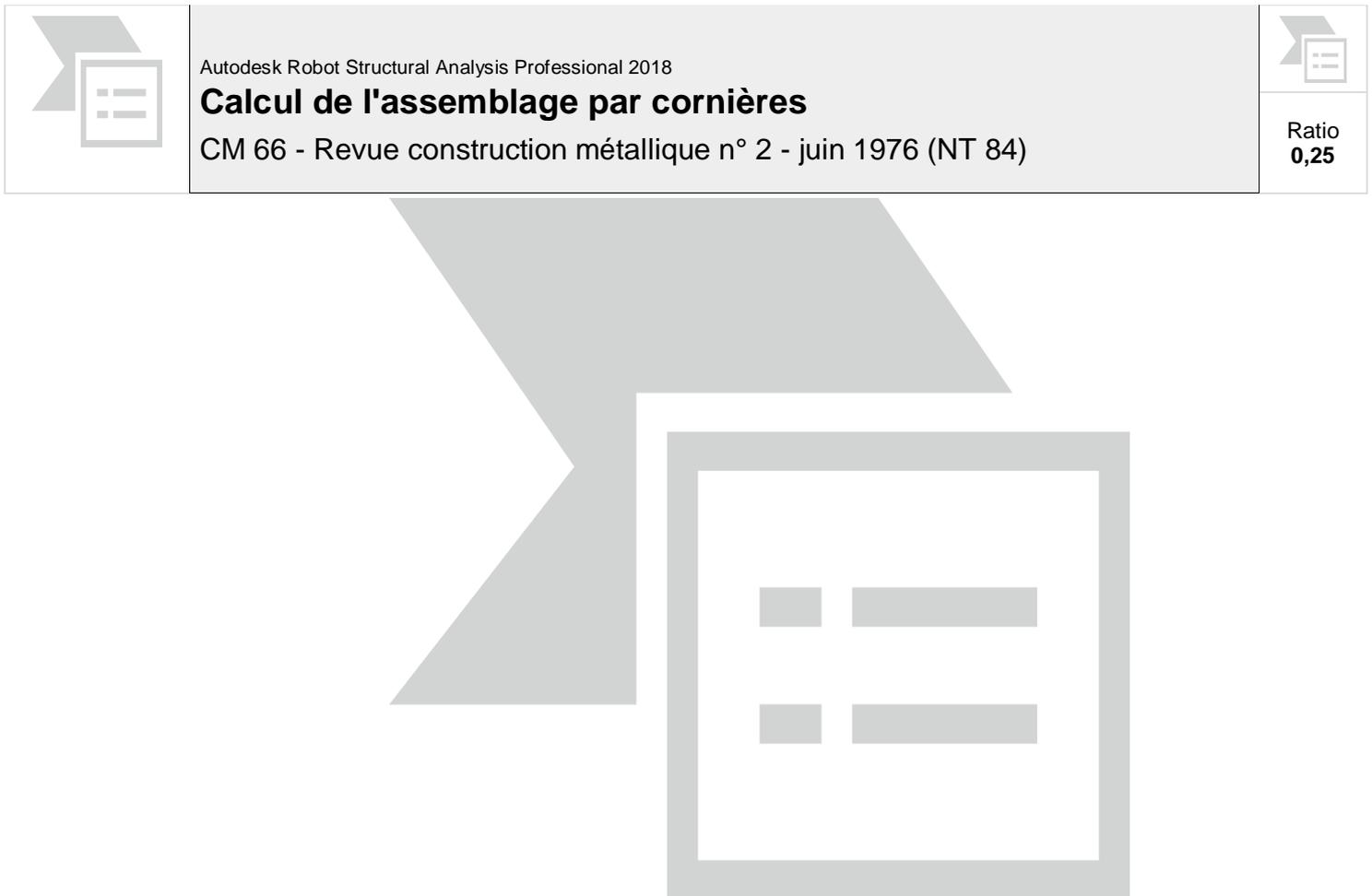
$$F_B = 185,76\text{KN}$$

Pour un boulon on à :

$$F_v = V_{sd}/8 = 13,18\text{KN} < 185,76\text{kn} \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

Vérification Par logiciel robot :

➤ **Assemblage poutre principale HEA500avec solive HEB 400 :**



Général

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage: Par cornières: poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 3073
 Barres de la structure: 3183, 3232

Géométrie

Poutre porteuse

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 3183
 $\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h = 490$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b = 300$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale

Profilé:	HEA 500		
$t_w =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_f =$	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r =$	27	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A =$	197,54	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_y =$	86974,80	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau:	ACIER E24		
$\sigma_e =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Poutre portée

Profilé:	HEB 400		
Barre N°:	3232		
$\alpha_2 =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb} =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	197,78	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	57680,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$\sigma_{eb} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Encoche de la poutre portée

$h_1 =$	40	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	140	[mm]	Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé:	CAE 100x10		
$\alpha_3 =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_c =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_c =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_c =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$L_c =$	200	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E24		
$\sigma_c =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$d' =$	12	[mm]	Diamètre du boulon
$A'_s =$	0,84	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v =$	1,13	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f'_y =$	91774,46	[T/m ²]	Limite de plasticité
$f'_u =$	122365,95	[T/m ²]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	3,00		Nombre de rangées des boulons
$h'_1 =$	45	[mm]	Niveau du premier boulon

Boulons assemblant la cornière à la poutre portée

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,15	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	91774,46	[T/m ²]	Limite de plasticité
$f_u =$	122365,95	[T/m ²]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3,00		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon

Efforts

Cas: 9: COMB1 (1+2) * 1.33 + 3 * 1.50
 T = 7,91 [T] Effort tranchant

Résultats

Boulons

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |7,91| < 31,81 \quad \text{Vérfié} \quad (0,25)$$

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 1.3 * n' * A_v' * f_y \quad |7,91| < 40,48 \quad \text{Vérfié} \quad (0,20)$$

PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 4 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / d^2)} \quad |7,91| < 31,38 \quad \text{Vérfié} \quad (0,25)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 8 * n' * a' * t_w' * \sigma_e \quad |7,91| < 82,82 \quad \text{Vérfié} \quad (0,10)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad |7,91| < 109,18 \quad \text{Vérfié} \quad (0,07)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad |7,91| < 61,82 \quad \text{Vérfié} \quad (0,13)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb} \quad |7,91| < 81,88 \quad \text{Vérfié} \quad (0,10)$$

Cornière

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 8 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / d^2)} \quad |7,91| < 46,48 \quad \text{Vérfié} \quad (0,17)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 8 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad |7,91| < 69,01 \quad \text{Vérfié} \quad (0,11)$$

Pince transversale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad |7,91| < 53,92 \quad \text{Vérfié} \quad (0,15)$$

Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d_v' * \sigma_c \quad |7,91| < 80,88 \quad \text{Vérfié} \quad (0,10)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad |7,91| < 32,79 \quad \text{Vérfié} \quad (0,24)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad |7,91| < 34,03 \quad \text{Vérfié} \quad (0,23)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad |7,91| < 43,07 \quad \text{Vérfié} \quad (0,18)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad |7,91| < 48,41 \quad \text{Vérfié} \quad (0,16)$$

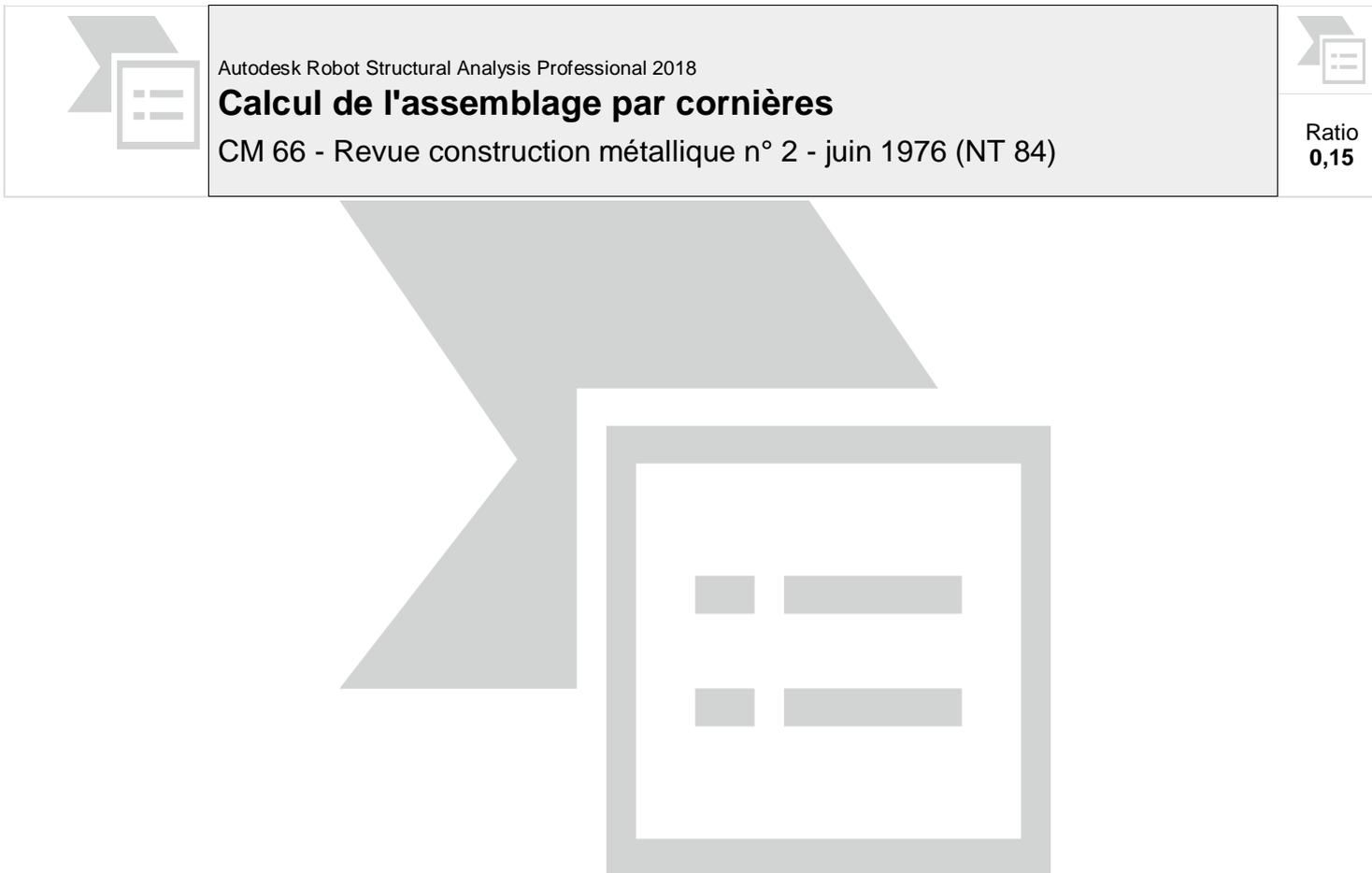
Remarques

Pince boulon-extrémité équerre sur porteur trop grande.

45 [mm] > 35 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,25
--	-------	------

➤ Assemblage poutre principale HEA500 avec HEA400 :



Général

Assemblage N°: 127
 Nom de l'assemblage: Par cornières: poutre-poutre (âme)

Géométrie

Poutre porteuse

Profilé: HEA 500

$\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h = 490$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b = 300$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_w = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_f = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r = 27$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A = 197,54$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_y = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: ACIER E24
 $\sigma_e = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Poutre portée

Profilé: HEA 400

$\alpha_2 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 390$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

Profilé:	HEA 400		
$\alpha_2 =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{eb} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Encoche de la poutre portée

$h_1 =$	20	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	20	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	75	[mm]	Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé:	CAE 100x10		
$\alpha_3 =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_c =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_c =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_c =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$L_c =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E24		
$\sigma_c =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d' =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$A'_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f'_y =$	28552,05	[T/m ²]	Limite de plasticité
$f'_u =$	40788,65	[T/m ²]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	2,00		Nombre de rangées des boulons
$h'_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon

Boulons assemblant la cornière à la poutre portée

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	28552,05	[T/m ²]	Limite de plasticité
$f_u =$	40788,65	[T/m ²]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	2,00		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon

Efforts

Cas:	Calculs manuels		
$T =$	1,02	[T]	Effort tranchant

Résultats

Boulons

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |1,02| < 6,99 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y \quad |1,02| < 14,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} \quad |1,02| < 11,86 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e$	1,02 < 55,21	vérifié	(0,02)
Pince transversale			
$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb}$	1,02 < 92,26	vérifié	(0,01)
Effort tranchant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb}$	1,02 < 54,49	vérifié	(0,02)
Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb}$	1,02 < 71,76	vérifié	(0,01)

Cornière

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2}$	1,02 < 21,56	vérifié	(0,05)
Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c$	1,02 < 46,01	vérifié	(0,02)
Pince transversale (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c$	1,02 < 35,94	vérifié	(0,03)
Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 2.5 * n' * t_c * d_v * \sigma_c$	1,02 < 35,94	vérifié	(0,03)
Effort tranchant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c$	1,02 < 20,34	vérifié	(0,05)
Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c$	1,02 < 20,34	vérifié	(0,05)
Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)			
$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c$	1,02 < 17,99	vérifié	(0,06)
Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)			
$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c$	1,02 < 20,45	vérifié	(0,05)

Remarques

Longueur du grugeage trop faible.

75 [mm] < 134 [mm]

Hauteur du grugeage supérieur trop faible.

20 [mm] < 23 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,15
--	------------

➤ Assemblage poutre principale HEA500 avec solive IPE400 :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'assemblage par cornières CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)	



Général

Assemblage N°: 21
 Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 535
 Barres de la structure: 465, 541

Géométrie

Poutre porteuse

Profilé: HEA 500
 Barre N°: 465
 $\alpha_1 = 180,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h = 490$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b = 300$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_w = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_f = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r = 27$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A = 197,54$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_y = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: ACIER E24
 $\sigma_e = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Poutre portée

Profilé: IPE 400
 Barre N°: 541
 $\alpha_2 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb} = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E24
 $\sigma_{eb} = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Encoche de la poutre portée

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur

$h_1 =$	30	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	140	[mm]	Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé:	CAE 100x10		
$\alpha_3 =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_c =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_c =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_c =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$L_c =$	180	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER E24		
$\sigma_c =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$d' =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$A'_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f'_y =$	91774,46	[T/m ²]	Limite de plasticité
$f'_u =$	122365,95	[T/m ²]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	3,00		Nombre de rangées des boulons
$h'_1 =$	40	[mm]	Niveau du premier boulon

Boulons assemblant la cornière à la poutre portée

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,15	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	91774,46	[T/m ²]	Limite de plasticité
$f_u =$	122365,95	[T/m ²]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	3,00		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon

Efforts

Cas:	9: COMB1 (1+2) * 1.33 + 3 * 1.50		
$T =$	6,91	[T]	Effort tranchant

Résultats

Boulons

cisaillement des boulons (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2} \quad |6,91| < 28,56 \quad \text{vérifié} \quad (0,24)$$

cisaillement des boulons (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y \quad |6,91| < 71,96 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

PROFILES

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 4 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{1 + (a^2 * \alpha^2) / d^2} \quad |6,91| < 17,94 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)

$$T \leq 8 * n' * a' * t'_w * \sigma_e \quad |6,91| < 110,42 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad |6,91| < 85,01 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Effort tranchant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad |6,91| < 42,13 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)

$$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb} \quad |6,91| < 51,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Cornière

Pression diamétrale (Côté de la poutre portée)	$T \leq 8 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2)/d^2)}$	6,91 < 41,73	vérifié	(0,17)
Pression diamétrale (Côté de la poutre porteuse)	$T \leq 8 * n' * d' * t_c * \sigma_c$	6,91 < 92,02	vérifié	(0,08)
Pince transversale (Côté de la poutre portée)	$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c$	6,91 < 53,92	vérifié	(0,13)
Pince transversale (Côté de la poutre porteuse)	$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c$	6,91 < 71,89	vérifié	(0,10)
Effort tranchant (Côté de la poutre portée)	$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c$	6,91 < 28,64	vérifié	(0,24)
Effort tranchant (Côté de la poutre porteuse)	$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c$	6,91 < 27,39	vérifié	(0,25)
Moment fléchissant (Côté de la poutre portée)	$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c$	6,91 < 34,86	vérifié	(0,20)
Moment fléchissant (Côté de la poutre porteuse)	$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c$	6,91 < 39,21	vérifié	(0,18)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,39

RECAPITULATION

on a change la classe des Bouloun de ordinaire a haute résistance pour augmenter la résistances d'assemblage.

on a remplace la cornière par une platine.

2- Assemblage Poteau-poutre :

Les potaux :

Carré60

Les poutre :

HEA 400 HEA500

7.2.2.1- Dimensionnement de l'assemblage :

Donner pour chaque type de poteau les dispositions constructives et les conditions pour choisir

les valeurs de e_1, p_1, e_2 et p_2 ;

Choisir une valeur pour e_1, p_1, e_2 et p_2 , de telle manière que ces quatre valeurs vérifient les dispositions constructives de tous les poteaux ;

La valeur de l'effort qui sera prise en compte dans les vérifications c'est la valeur maximale ;

Les conditions de la disposition constructive sont

Poteau RECT 60 t = 50mm Poteau RECT 60

$h=600mm, b=600mm, tw=50mm, tf=50mm A= 1100cm^2$

Avec Poutre HEA500

$h = 490mm b= 300mm tf = 23mm tw = 12mm A= 197.5cm^2$

Manuellement :

On choisit 6boulons de diamètre de 30mm(M30) de classe HR.10.9

$M20 \Rightarrow d = 30mm \quad d_0 = 33mm$

$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm) \quad 2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm)$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$39.6\text{mm} \leq e_1 \leq 600\text{mm} \quad 72.6\text{mm} \leq p_1 \leq 700\text{mm}$$

$$49.5\text{mm} \leq e_2 \leq 600\text{mm} \quad 99\text{mm} \leq p_2 \leq 700\text{mm}$$

$$e_1 = 120\text{mm} \quad p_1 = 80\text{mm}$$

$$e_2 = 80\text{mm} \quad p_2 = 120\text{mm}$$

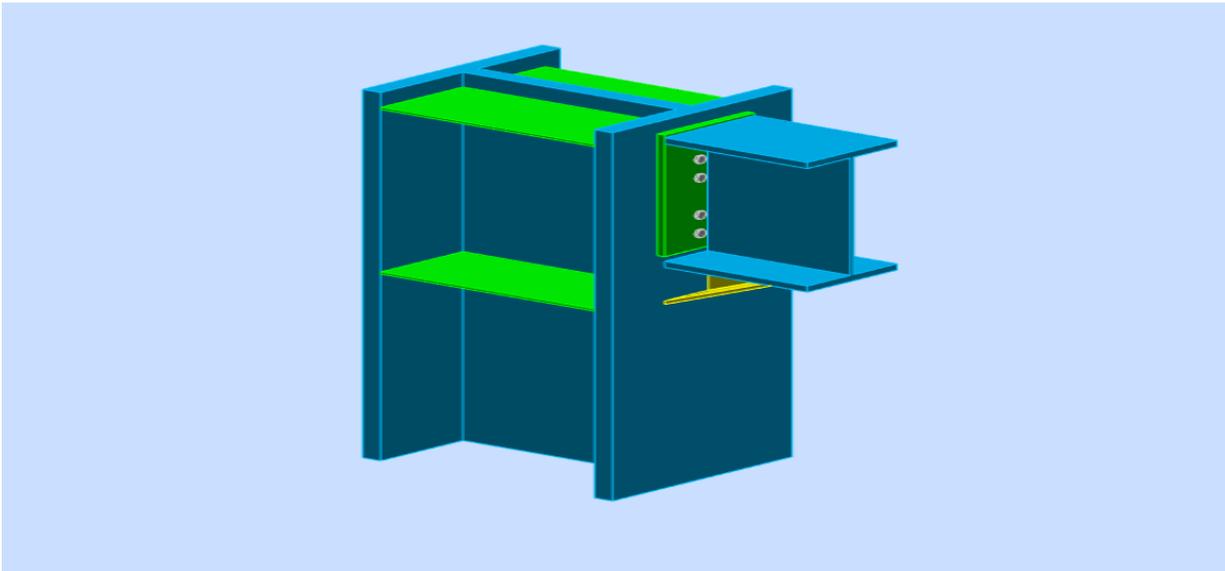


Figure 7.3 : assemblage poteaux – poutre

On choisit une platine de (570*280*20) mm
 $d_1=490\text{mm}$, $d_2=250\text{mm}$, $d_3 = 120\text{mm}$.

Vérification de la résistance :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction+cisaillement) Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{srd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot m (F_p - 0.8 F_{tcd})}{\gamma_{M_{sult}}}$$

$$F_t = f_y \cdot t_w \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{M_0}}$$

$k_s=1$ les trous ont, dans toutes les plaques des tolérances nominales normales.

$\mu=0,3$ Pour les surfaces de la classe C (surface nettoyées par broissage métallique)

$\gamma_{M_{sult}}=1,25$ Pour l'état limite ultime.

$$F_{tsd} = F_{M1}$$

n_b : Nombre des boulons $n_b = 6$

n_f : Nombre des files, $n_f = 3$

n_p : Nombre des plans de cisaillement, $n_p = 1$

Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **Robot « ELU »**
Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

Un moment fléchissant : $M_{sd} = 85.95 \text{KN.m}$

Un effort tranchant : $V_{sd} = 109.33 \text{KN}$

Remarque :

On peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures, soient :

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_{max}}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$d_1 = 490 \text{mm}$, $d_2 = 250 \text{mm}$, $d_3 = 120 \text{mm}$.

$$\sum d_i^2 = 317000 \text{mm}^2 = 0.0317 \text{m}^2$$

$$F_{tsd} = F_{m1} = 44.28 \text{KN}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

$$F_{v_{sd}} = \frac{V_{sd}}{n_p \cdot n_b} = 18.22$$

Boulons **M30** $A_s = 561 \text{mm}^2$

$$F_p = 168.861 \text{KN}$$

$F_{srd} = 24\text{KN}$

$F_{vsd} = 18.22\text{ KN} \leq F_{srd} = 24\text{KN}$ condition vérifiée

vérification par logiciel robot :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430	



Général

Assemblage N°: 124
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Géométrie

Poteau

Profilé: carré_60

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	700	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	600	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	50	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	50	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$A_c =$	900,00	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	725000,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$\sigma_{ec} =$ 23963,33 [T/m²] Résistance

Poutre

Profilé: HEA 500

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	490	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	300	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$t_{fb} =$	23	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	197,54	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	86974,80	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$\sigma_{eb} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	8.8		Classe du boulon
$F_b =$	7,04	[T]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	53	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	70;70;140;70	[mm]	

Platine

$h_p =$	460	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{ep} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Jarret inférieur

$w_d =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	25,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{ebu} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} =$	600	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	275	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{esu} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	600	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	275	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$\sigma_{esu} =$	23963,33	[T/m ²]	Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

Efforts

Cas:	Calculs manuels		
$M_y =$	5,10	[T*m]	Moment fléchissant
$F_z =$	0,00	[T]	Effort tranchant
$F_x =$	0,00	[T]	Effort axial

Résultats

Distances de calcul

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	22	29			8	20	3	10			28	35			
2	Centraux	22	29					3	10							70
3	Centraux	22	29					3	10							105
4	Centraux	22	29					3	10							105
5	Centraux	22	29					3	10							70

x = 73 [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	581	19,10	0,00	34,51	77,29	7,04	> 1,58	100,00
2	511	7,15	10,06	8,47	57,12	7,04	> 1,39	100,00
3	441	7,93	15,10	12,71	59,60	7,04	> 1,20	100,00
4	301	7,93	15,10	12,71	59,60	7,04	> 0,82	100,00
5	231	7,15	10,06	8,47	57,12	7,04	> 0,63	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 1,58 < 7,04 **vérifié** (0,22)

Traction des boulons

$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red}$ |12598,07| < 56084,39 **vérifié** (0,22)

T₁ = 0,00 [T] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 7,32 [T] Résistance du boulon au cisaillement

Vérification de la poutre

F_{res} = 11,25 [T] Effort de compression F_{res} = 2*ΣF_i - 2*N

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2]

N_{c adm} = 100,36 [T] Résistance de la section de la poutre N_{cadm} = A_{bc}*σ_e + N*A_{bc}/A_b

F_{res} ≤ N_{c adm} 11,25 < 100,36 **vérifié** (0,11)

Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2]

F_{res} ≤ F_{pot} 11,25 < 461,72 **vérifié** (0,02)

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

V_R = 337,88 [T] Effort tranchant dans l'âme V_R = 0.47*A_v*σ_e

|F_{res}| ≤ V_R |11,25| < 337,88 **vérifié** (0,03)

Remarques

Raidisseur du poteau insuffisant.	8 [mm] < 13 [mm]
Pince du boulon à l'âme du profil trop faible.	10 [mm] < 24 [mm]
Épaisseur de la platine trop faible ou nulle.	20 [mm] < 44 [mm]
Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.	20 [mm] < 24 [mm]
Hauteur de la platine trop faible.	460 [mm] < 630 [mm]
Épaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	8 [mm] < 12 [mm]
Épaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	12 [mm] < 23 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,22
--	------------

Avec poutre HEA 400

- Poutre **HEA400**

$h=390\text{mm}$ $b=300\text{mm}$ $t_f=19\text{mm}$ $t_w=11\text{mm}$ $A=159\text{ cm}^2$

Manuellement :

On choisit **8boulons** de diamètre de **30mm(M30)** de classe **HR.10.9**

$$M30 \Rightarrow d = 30\text{mm} \quad d_0 = 33\text{mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$\max(12t, 150\text{mm}) 1.5d_0 \leq e_2 \quad 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$\leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$39.6\text{mm} \leq e_1 \leq 600\text{mm}$$

$$72.6\text{mm} \leq p_1 \leq 700\text{mm}$$

$$49.5\text{mm} \leq e_2 \leq 600\text{mm}$$

$$99\text{mm} \leq p_2 \leq 700\text{mm}$$

$$e_1 = 60\text{mm} \quad p_1 = 120\text{mm}$$

$$e_2 = 60\text{mm} \quad p_2 = 150\text{mm}$$

On choisi une platine (570 ; 300 ; 20)

avec $d_1=490\text{mm}$, $d_2=250\text{mm}$.

Vérification de la résistance :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction+cisaillement) Il faut vérifie que :

$$F_{vsd} \leq F_{srd} = \frac{K_s \cdot \mu \cdot m (F_p - 0.8 F_t c_d)}{\gamma_{Msult}}$$

$$F_t = f_y \cdot t_w \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$k_s=1$ les trous ont, dans toutes les plaques des tolérances nominales normales.

$\mu=0,3$ Pour les surfaces de la classe C (surface nettoyées par brossage métallique)

$\gamma_{Msult}=1,25$ Pour l'état limite ultime.

$$F_{tsd} = F_{M1}$$

n_b : Nombre des boulons $n_b = 8$

n_f : Nombre des files, $n_f = 4$

n_p : Nombre des plans de cisaillement, $n_p = 1$

Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel **Robot« ELU »**

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

Un moment fléchissant : $M_{sd} = 64.85 \text{KN.m}$

Un effort tranchant : $V_{sd} = 98.63 \text{KN}$

Remarque :

On peut considérer que le moment appliqué M se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons

Nous considérons uniquement les boulons tendus c'est-à-dire les quatre rangées (horizontales) supérieures, soient :

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} * d_{max}}{n_f * \sum d_i^2}$$

$d_1 = 490 \text{mm}$, $d_2 = 250 \text{mm}$.

$$\sum d_i^2 = 302000 \text{mm}^2 = 0.0302 \text{m}^2$$

$$F_{tsd} = F_{M1} = 26.305 \text{KN}$$

$$F_p = 0.7 * A_s * f_{ub}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_s}{n_p * n_b} = 12.32$$

Boulons **M30** $A_s = 561 \text{mm}^2$

$$F_p = 168.861 \text{KN}$$

$$F_{srd} = 18 \text{KN}$$

$F_{vsd} = 12.32 \text{KN} \leq F_{srd} = 18 \text{KN}$ condition vérifiée

vérification par logiciel robot :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF P 22-430</p>	 <p>Ratio 0,30</p>
---	---	--



Général

Assemblage N°: 124
 Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Géométrie

Poteau

Profilé: carré_60
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 700$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 600$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 50$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 50$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $A_c = 900,00$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 725000,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER
 $\sigma_{ec} = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Poutre

Profilé: HEA 400
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 390$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 158,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 45069,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E24
 $\sigma_{eb} = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 8.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $F_b = 7,04$ [T] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 53$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 70$ [mm]
 Entraxe $p_i = 70; 70; 140; 70$ [mm]

Platine

$h_p = 460$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 140$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 600$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 275$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 600$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 275$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

Efforts

Cas: Calculs manuels

$M_y = 5,10$ [T*m] Moment fléchissant
 $F_z = 0,00$ [T] Effort tranchant
 $F_x = 0,00$ [T] Effort axial

Résultats

Distances de calcul

Boulo n N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieur s	22	30			12	24	3	10			28	35			
2	Centraux	22	30					3	10							70
3	Centraux	22	30					3	10							105
4	Centraux	22	30					3	10							105

Boulon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
5	Centraux	22	30					3	10							70

x = 73 [mm] Zone comprimée

x = e_s*√(b/e_a)

Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	481	17,38	0,00	35,09	77,29	7,04	>	2,14	100,00
2	411	7,08	9,23	8,47	57,12	7,04	>	1,83	100,00
3	341	7,85	13,84	12,71	59,60	7,04	>	1,52	100,00
4	201	7,85	13,84	12,71	59,60	7,04	>	0,89	100,00
5	131	7,08	9,23	8,47	57,12	7,04	>	0,58	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

F_i ≤ min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) 2,14 < 7,04 **vérifié** (0,30)

Traction des boulons

1.25*F_{imax}/A_s ≤ σ_{red} |17027,85| < 56084,39 **vérifié** (0,30)

T₁ = 0,00 [T] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 7,32 [T] Résistance du boulon au cisaillement

Vérification de la poutre

F_{res} = 13,91 [T] Effort de compression

F_{res} = 2*ΣF_i - 2*N

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

N_{c adm} = 100,36 [T] Résistance de la section de la poutre

N_{cadm} = A_{bc}*σ_e + N*A_{bc}/A_b

F_{res} ≤ N_{c adm} 13,91 < 100,36 **vérifié** (0,14)

Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau

[9.2.2.2.2]

F_{res} ≤ F_{pot} 13,91 < 461,72 **vérifié** (0,03)

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

V_R = 337,88 [T] Effort tranchant dans l'âme

V_R = 0.47*A_v*σ_e

|F_{res}| ≤ V_R |13,91| < 337,88 **vérifié** (0,04)

Remarques

Raidisseur du poteau insuffisant.

8 [mm] < 13 [mm]

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible.

10 [mm] < 24 [mm]

Épaisseur de la platine trop faible ou nulle.

20 [mm] < 44 [mm]

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.

24 [mm] < 24 [mm]

Hauteur de la platine trop faible.

460 [mm] < 530 [mm]

Épaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre

8 [mm] < 11 [mm]

Épaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre

12 [mm] < 19 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,30

3-Assemblage Contreventement :

Pour notre cas les diagonales est forme par 2CAE120*120*12

Hauteur $h_p = 120\text{mm}$ Largeur $b_p = 120\text{ mm}$ Epaisseur $t_p = 12\text{ mm}$

Limite d'élasticité $f = 275\text{ N/mm}^2$

Résistance ultime en traction $f_{u,p} = 430\text{ N/mm}^2$

Double Cornière $120 \times 120 \times 12\text{mm}$

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 12\text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 12\text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 24\text{ mm}$, classe 10.9

On choisit 4 boulons de 16mm de diamètre ($\varnothing 24$) de classe 10.9

$d_0 = d + 2\text{mm} = 26\text{mm}$

Distance entre axe des boulons :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 31,2\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 57,2\text{mm} \leq p_1 \leq 168\text{mm} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 39\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 78\text{mm} \leq p_2 \leq 168\text{mm}$$

$$e_1 = 60\text{mm} \quad ; \quad P_1 = 80 \quad e_2 = 40\text{mm}$$

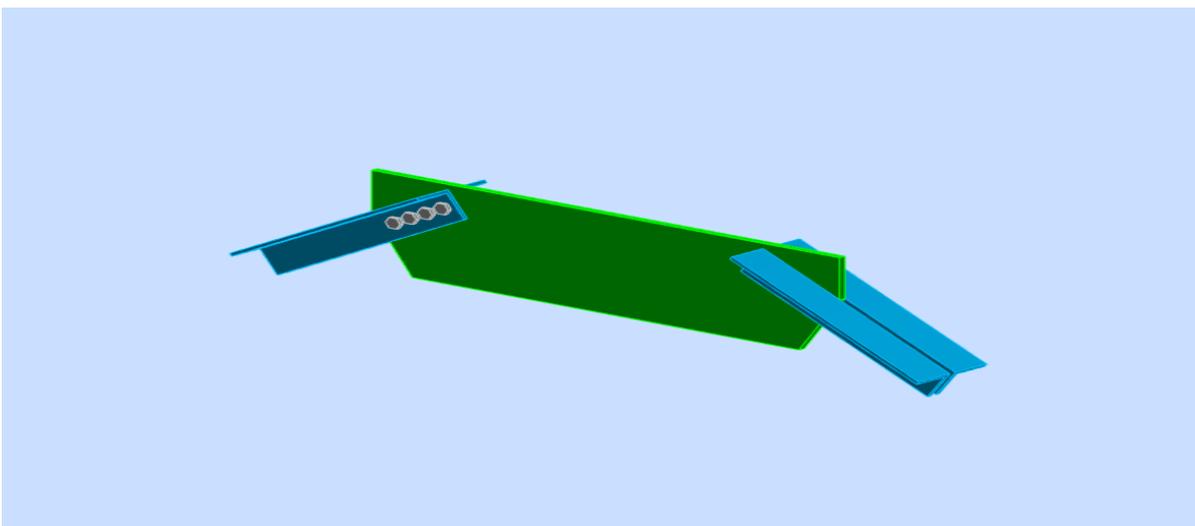


Figure 7.4 : assemblage de contreventement

Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} < \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

Section résistante en traction : $A_s = 353 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{vrd} = 0,6 \cdot 1000 \cdot 353 / 1,25 = 169.440$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 169.400 = 677.76 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 23.36 \text{ kN} < F_{vrd} = 301.44 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée

Vérification de cornières :

Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0.76; 0.77; 2.32; 1)$$

$$d = 24\text{mm} \quad d_0 = 26\text{mm} \quad t = 12\text{mm} \quad \gamma_{Mb} = 1,25 \quad f_u = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot 0,76 \cdot 1000 \cdot 24 \cdot 12}{1,25} = 437.760 \text{ kN}$$

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 <h2 style="margin: 0;">Calcul de l'assemblage au gousset</h2> <h3 style="margin: 0;">CM 66</h3>	 Ratio 0,61
--	---	--



Général

Assemblage N°: 27
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 2485
 Barres de la structure: 4218, 4218,

Géométrie

Barres

		Barre 3	Barre 4			
Barre N° :		4218	4218			
Profilé:		2 CAE 120x12	2 CAE 120x12			
	h	120	120			mm
	b _f	120	120			mm
	t _w	12	12			mm
	t _f	12	12			mm
	r	13	13			mm
	A	55,08	55,08			cm ²
Matériau:		ACIER E24	ACIER E24			
	σ _e	23963,33	23963,33			T/m ²
	f _u	37219,64	37219,64			T/m ²
Angle	α	31,1	31,1			Deg
Longueur	l	0,00	0,00			m

Boulons

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9	Classe du boulon	
d =	24 [mm]	Diamètre du boulon	
d ₀ =	26 [mm]	Diamètre du trou de boulon	
A _s =	3,53 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	
A _v =	4,52 [cm ²]	Aire de la section du boulon	
f _{yb} =	91774,46 [T/m ²]	Limite de plasticité	
f _{ub} =	122365,95 [T/m ²]	Résistance du boulon à la traction	
n =	4	Nombre de colonnes des boulons	
Espacement des boulons	60;60;60 [mm]		
e ₁ =	40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre	
e ₂ =	60 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre	

Espacement des boulons

60; 60; 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_c = 570$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9

Classe du boulon

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 26$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 3,53$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 4,52$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{yb} = 91774,46$ [T/m²] Limite de plasticité

$f_{ub} = 122365,95$ [T/m²] Résistance du boulon à la traction

$n = 4$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60; 60; 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

$e_2 = 60$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

$e_c = 570$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Gousset

$l_p = 1500$ [mm] Longueur de la platine

$h_p = 400$ [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage

$v_1 = 0$ [mm] Grugeage

$h_2 = 0$ [mm] Grugeage

$v_2 = 0$ [mm] Grugeage

$h_3 = 130$ [mm] Grugeage

$v_3 = 230$ [mm] Grugeage

$h_4 = 130$ [mm] Grugeage

$v_4 = 230$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; -439)

$e_v = 645$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 750$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E24

$\sigma = 23963,33$ [T/m²] Résistance

Efforts

Cas: Calculs manuels

$N_3 = -40,81$ [T] Effort axial

$N_4 = -41,61$ [T] Effort axial

Résultats

Platine

Section gousset

$N_1 < N_{res}$ $|-40,81| > -259,51$ **vérifié** (0,00)

Attache gousset

$N_2 < N_{res}$ $|-41,61| < 76,88$ **vérifié** (0,54)

Barres

$T_3 = 68,42$ [T] Résistance des boulons au cisaillement

$M_3 = 131,99$ [T] Résistance de la barre

$|N_3| < \min(T_3; M_3)$ $|-40,81| < 68,42$ **vérifié** (0,60)

$T_4 = 68,42$ [T] Résistance des boulons au cisaillement

$M_4 = 131,99$ [T] Résistance de la barre

$|N_4| < \min(T_4; M_4)$ $|-41,61| < 68,42$ **vérifié** (0,61)

Remarques

Boulon hors de la platine

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,61
--	-------	------

4-Assemblage Pied de poteau RECT 60

On va traiter cet assemblage manuellement, c'est un assemblage qui lie la base du poteau métallique RECT60 et le poteau en béton armé.

5-Caractéristiques géométriques des profils et données mécaniques

Poteau RECT 60

$h = 600\text{mm}$; $b=600\text{mm}$; $t_f=50\text{mm}$; $t_w=50\text{mm}$; $A=1100\text{cm}^2$

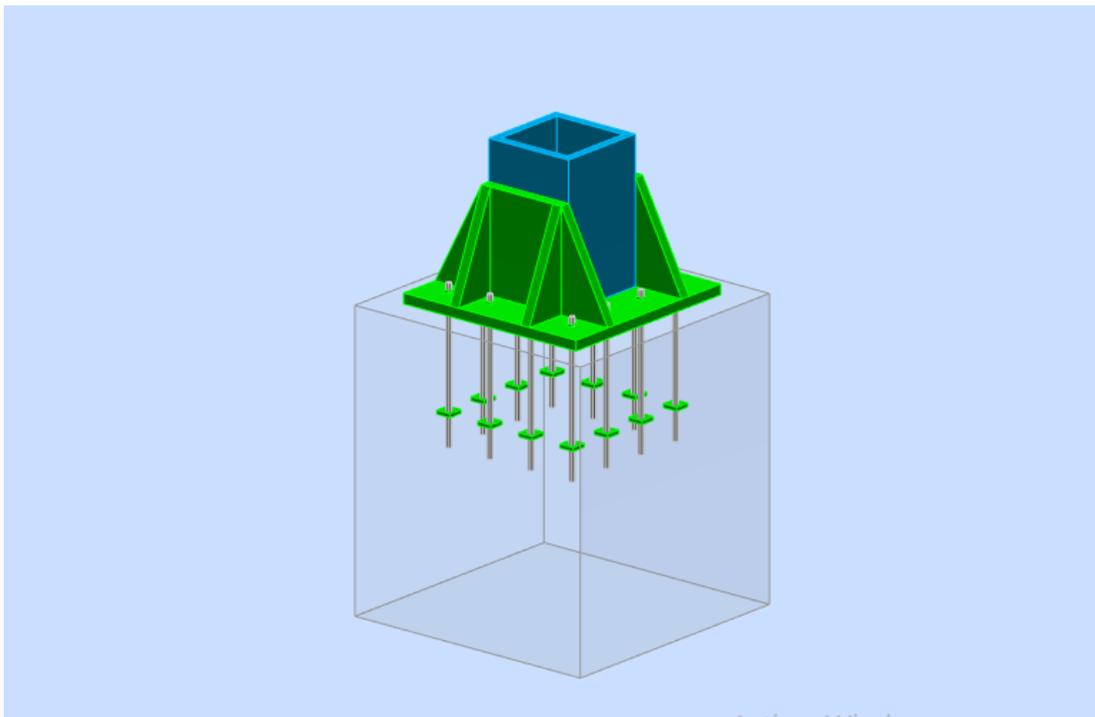


Figure7.5 :assemblage pied poteau encasté

Données de calcul :

Moment fléchissant : $M_{sd} = 260.41\text{kN.m}$

Effort normal : $N_{sd} = 3239,34\text{ kN}$

Tiges :

Soit 12 tiges M30 classe HR 10.9 $d=30\text{mm}$; $d_0=d+3\text{mm}=33\text{mm}$

	<p style="font-size: small;">Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <h2 style="margin: 0;">Calcul du Pied de Poteau encastré</h2> <p style="margin: 0;">'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)</p>	
		<p>Ratio 0,97</p>



Général

Assemblage N°: 10
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 106
 Barres de la structure: 128

Géométrie

Poteau

Profilé: RECT_60
 Barre N°: 128

$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	600	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	600	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	50	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	50	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	0	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	300,00	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	90000,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24
 $\sigma_{ec} =$ 23963,33 [T/m²] Résistance

Plaque principale du pied de poteau

$l_{pd} =$	1300	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	1300	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	70	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E24
 $\sigma_e =$ 23963,33 [T/m²] Résistance

Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9		Classe de tiges d'ancrage
d =	36	[mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	36	[mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
n _H =	4		Nombre de colonnes des boulons
n _V =	4		Nombre de rangées des boulons

Ecartement e_{Hi} = 310; 310 [mm]

Entraxe e_{Vi} = 310; 310 [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

L ₁ =	60	[mm]
L ₂ =	760	[mm]
L ₃ =	216	[mm]

Plaque d'ancrage

l _{ap} =	100	[mm]	Longueur
b _{ap} =	100	[mm]	Largeur
t _{ap} =	25	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E24

σ_e = 23963,33 [T/m²] Résistance

Platine

l _{wd} =	40	[mm]	Longueur
b _{wd} =	48	[mm]	Largeur
t _{wd} =	15	[mm]	Epaisseur

Raidisseur

l _r =	350	[mm]	Longueur
h _s =	700	[mm]	Hauteur
t _s =	65	[mm]	Epaisseur

Semelle isolée

L =	1700	[mm]	Longueur de la semelle
B =	1700	[mm]	Largeur de la semelle
H =	2000	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

f _{c28} =	2039,43	[T/m ²]	Résistance
σ _{bc} =	1155,68	[T/m ²]	Résistance
n =	7,00		ratio Acier/Béton

Soudures

a _p =	70	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
a _s =	35	[mm]	Raidisseurs

Efforts

Cas: 17: EFF /9/ 5*1.42 + 1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.42

N =	-1370,13	[T]	Effort axial
Q _y =	6,95	[T]	Effort tranchant
Q _z =	-20,86	[T]	Effort tranchant
M _y =	47,26	[T*m]	Moment fléchissant
M _z =	34,95	[T*m]	Moment fléchissant

Résultats

Béton

Plan XZ

d _{tz} =	465	[mm]	Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y
z ₀ =	1300	[mm]	Zone comprimée
p _{my} =	939,79	[T/m ²]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M _y
F _{ty} =	0,00	[T]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage

$$z_0 = l_{pd}$$

$$p_{my} = (6 * M_y + N * l_{pd}) / (b_{pd} * l_{pd}^2)$$

Plan XY

d _{ty} =	465	[mm]	Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z
-------------------	-----	------	--

Plan XY

$d_{ty} =$	465	[mm]	Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z	
$y_0 =$	1300	[mm]	Zone comprimée	$y_0 = b_{pd}$
$p_{mz} =$	906,17	[T/m ²]	Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y	$p_{mz} = (6 \cdot M_z + N \cdot b_{pd}) / (l_{pd} \cdot b_{pd}^2)$
$F_{tz} =$	0,00	[T]	Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage	

Vérification du béton pour la pression diamétrale

$p_m =$	1035,24	[T/m ²]	Contrainte maxi dans le béton	$p_m = p_{my} + p_{mz} - N / (l_{pd} \cdot b_{pd})$
---------	---------	---------------------	-------------------------------	---

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement

$h_b =$	1300	[mm]		$h_b = l_{pd}$
$b_b =$	1300	[mm]		$b_b = \max(2 \cdot (b/2 - 0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v) + a_v, b_{pd})$
$K = \max(1.1; 1 + (3 \cdot b_{pd} / (b_b \cdot l_{pd} / h_b)) \cdot \sqrt{[(1 - b_{pd} / b_b) \cdot (1 - l_{pd} / h_b)]})$				[Lescouarc'h (1.c)]
$K =$	1,00		Coefficient de zone de pression diamétrale	

$p_m \leq K \cdot \sigma_{bc}$	1035,24 < 1155,68	vérifié	(0,90)
--------------------------------	-------------------	----------------	--------

Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$ T_z \leq (\sigma_e \cdot A_b) / 1.54 + 0.3 \cdot N$	$ -1,30 < 48,69$	vérifié	(0,03)
$ T_y \leq (\sigma_e \cdot A_b) / 1.54 + 0.3 \cdot N$	$ 0,43 < 48,69$	vérifié	(0,01)

Platine

Zone comprimée

$M_{22'} =$	75,03	[T*m]	Moment fléchissant	$M_{22'} = b_{pd} / 24 \cdot (l_{pd} - h_c)^2 \cdot (p + 2 \cdot p_m)$
$M_{22'} \leq \sigma_e \cdot W$	75,03 < 463,68	vérifié		(0,16)

Cisaillement

$V_{22'} =$	407,62	[T]	Effort tranchant	
$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5$	407,62 < 839,34	vérifié		(0,49)

Section oblique dans la zone de la dalle comprimée

$l_1 =$	350	[mm]	Distance horizontale (section 55' ou 66')	
$l_2 =$	285	[mm]	Distance verticale (section 55' ou 66')	
$l_3 =$	451	[mm]	Longueur de la section 55'	$l_3 = \sqrt{l_1^2 + l_2^2}$
$M_{55'} =$	7,23	[T*m]	Moment fléchissant	$M_{55'} = p_m \cdot (l_1 \cdot l_2)^2 / (6 \cdot l_3)$
$M_{55'} \leq \sigma_e \cdot (l_3 \cdot t_{pd}^2) / 6$	7,23 < 8,83	vérifié		(0,82)

Cisaillement

$V_{55'} =$	32,71	[T]	Effort tranchant	$V_{55'} = p_m \cdot l_3 \cdot t_{pd}$
$V_{55'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot l_3 \cdot t_{pd} / 1.5$	32,71 < 291,42	vérifié		(0,11)

Raidisseur

$V_1 =$	0,00	[T]	Effort tranchant	$V_1 = \max(1.25 \cdot N_j, 2 \cdot N_j / [1 + (a_4 / a_2)^2])$
$M_1 =$	0,00	[T*m]	Moment fléchissant	$M_1 = V_1 \cdot a_2$
$V_m =$	407,62	[T]	Effort tranchant du raidisseur	$V_m = \max(V_1, V_{22'})$
$M_m =$	75,03	[T*m]	Moment fléchissant du raidisseur	$M_m = \max(M_1, M_{22'})$

Epaisseur

$t_{r1} =$	63	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r1} = 2.6 \cdot V_m / (\sigma_e \cdot h_r)$
$t_{r2} =$	59	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 \cdot V_m^2 + 6.75 \cdot M_m^2]} / (\sigma_e \cdot h_r \cdot l_r)$
$t_{r3} =$	31	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r3} = 0.04 \cdot \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$
$t_r \geq \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3})$	65 > 63	vérifié		(0,97)

Soudures

$a'_r = 27$ [mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec la plaque principale	$a'_r = k \cdot \sqrt{[(0.7 \cdot V_m)^2 + (1.3 \cdot M_m / h_r)^2]} / (l_r \cdot \sigma_e)$
$a''_r = 22$ [mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec le poteau	$a''_r = k \cdot \max(1.3 \cdot V_m, 2.1 \cdot M_m / h_r) / (h_r \cdot \sigma_e)$
$a_r \geq \max(a'_r, a''_r)$	35 > 27	vérifié (0,76)

Poteau

Ame

$t_w \geq 3 \cdot M_m / (\sigma_{ec} \cdot h_r^2)$	50 > 19	vérifié	(0,38)
--	---------	----------------	--------

Remarques

Entraxe des ancrages trop faible. 310 [mm] < 930 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,97
--	--------------	------



I. Introduction :

Les fondations d'une structure sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

II. Fonction assurées par les fondation :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et l'interaction sol-structure.

Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

et on peut classer les fondations dans deux types :

a-Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b-Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

III. Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On doit vérifier la condition suivant :

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

$N=N_1$ (de la superstructure) + N_2 (sous sol).

S : Surface de la fondation.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 8.1 : les surfaces des semelles isolée revenantes a chaque poteau.

Semelles	Nser(kN)	S=Nser/ σ (m ²)	Semelles	Nser(kN)	S=Nser/ σ (m ²)	Semelles	Nser(kN)	S=Nser/ σ (m ²)
1	735,92	3.67	23	5207,97	26.03	45	6056,02	30.28
2	1041,06	5.20	24	8889,12	44.44	46	9962,18	49.81
3	844,64	4.22	25	9791,47	48.95	47	3212,97	16.06
4	1218,00	6.09	26	5345,12	26.72	48	5246,80	26.23
5	2027,71	10.13	27	3059,62	15.29	49	3231,54	16.15
6	1253,43	6.26	28	2401,77	12.00	50	6623,74	33.11
7	2982,39	14.91	29	1216,23	6.08	51	1766,65	8.83
8	2587,58	12.93	30	1992,06	9.96	52	3671,51	18.35
9	2958,67	14.79	31	4535,04	22.67	53	4873,30	24.36
10	1189,43	5.94	32	5461,78	27.30	54	2096,40	10.48
11	1508,42	7.54	33	4205,64	21.02	55	3608,10	18.04
12	1843,18	9.21	34	5133,86	25.66	56	5275,89	26.37
13	1182,68	5.91	35	2280,05	11.40	57	3022,98	15.11
14	1173,26	5.86	36	4465,70	22.32	58	3812,02	19.06
15	1939,32	9.69	37	5350,00	26.75	59	2959,93	14.79
16	1484,94	7.42	38	4407,43	22.03	60	1092,37	5.46
17	1974,66	9.87	39	2569,26	12.84	61	1493,95	7.46
18	1089,40	5.44	40	2848,57	14.24	62	1889,70	9.44
19	1869,95	9.34	41	2366,70	11.83	63	1197,77	5.98
20	846,93	4.23	42	4591,04	22.95	64	870,66	4.35
21	731,06	3.65	43	5211,98	26.05	65	1065,65	5.32
22	3773,25	18.86	44	4292,23	21.16	66	1173,27	5.86

Effort normal maximum : N ser =9962.18 KN la surface qui convient S=49.81 (m²)

IV. Radier générale :

1. Introduction

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

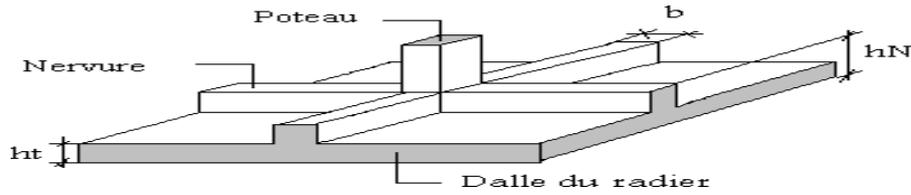


Figure 8.1 : Schéma su radier

2. Surface Nécessaire :

Tableau 8.2 : les efforts des semelles isoléé revenantes a chaque poteau.

Semelles	Nser(kN)	Semelles	Nser(kN)	Semelles	Nser(kN)
1	735,92	23	5207,97	45	6056,02
2	1041,06	24	8889,12	46	9962,18
3	844,64	25	9791,47	47	3212,97
4	1218,00	26	5345,12	48	5246,80
5	2027,71	27	3059,62	49	3231,54
6	1253,43	28	2401,77	50	6623,74
7	2982,39	29	1216,23	51	1766,65
8	2587,58	30	1992,06	52	3671,51
9	2958,67	31	4535,04	53	4873,30
10	1189,43	32	5461,78	54	2096,40
11	1508,42	33	4205,64	55	3608,10
12	1843,18	34	5133,86	56	5275,89
13	1182,68	35	2280,05	57	3022,98
14	1173,26	36	4465,70	58	3812,02
15	1939,32	37	5350,00	59	2959,93
16	1484,94	38	4407,43	60	1092,37
17	1974,66	39	2569,26	61	1493,95
18	1089,40	40	2848,57	62	1889,70
19	1869,95	41	2366,70	63	1197,77
20	846,93	42	4591,04	64	870,66
21	731,06	43	5211,98	65	1065,65
22	3773,25	44	4292,23	66	1173,27

Pour déterminer la surface du radier il faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sd} = S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: N= 135135 ,97 kN et σ_{sol} =200 bar

On trouve: $S \geq 2649m^2$

Avec la surface du bâtiment $S_b=2649m^2$ Donc la

surface totale du radier est 5101.39m²

3. Pré dimensionnement du Radier :

Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max}: longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 9.4m \Rightarrow 37.6 \leq h_1 \leq 47cm \Rightarrow h_1 = 50cm$$

Condition de cisaillement :

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \text{Min}(0,1f_c; 2.5MPa) = 2.5MPa$$

$$T_u = \frac{qL}{2} = \frac{294,33 \cdot 9.4}{2} = 1383,35 \quad ; \quad q = \frac{Nu}{S_{rad}} = \frac{150152,32 \cdot 1}{5101,39} = 294,33$$

$$Nu = 150152,32$$

$$h_2 \geq \frac{Nu \cdot L_{max} \cdot \gamma_B}{0,9 \cdot 2 \cdot S_{rad} \cdot b \cdot 0,07 f_c}$$

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 45cm$$

On prend : h = 45cm.

3.1. Nervures :

Condition coffrage (largeur de la nervure) :

$$B \geq \frac{L_{max}}{10}$$

On opte pour b = 80cm

Hauteur des nervures :

Condition de raideur

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{\max} = \frac{\pi}{2} L_e$$

L_{\max} : la plus grande distance entre les poteaux

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \cdot I}{K \cdot b}}$$

E = module d'élasticité

I : inertie d'une bande d'1 m de radier

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$). On

pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes:

- $K = 5 \text{ MPa}$ → pour un très mauvais sol.

- $K = 40 \text{ MPa}$ → pour un sol de densité moyenne.

- $K = 120 \text{ MPa}$ → pour un très bon sol.

Pour notre cas $K = 40 \text{ MPa}$ (sol de densité moyenne)

B : largeur du radier (bande de 1 m) d'où :

$$H_1 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)}{E}} = 1.07 \text{ m}$$

$L_{\max} = 9.4 \text{ m}$, $E = 21000 \text{ MPa}$, $K = 40 \text{ MPa}$

On trouve une épaisseur:

$$h_r \geq 1,10 \text{ cm}$$

condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_2 \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a : $L_{\max} = 9.4 \text{ m}$

$$62.66 \text{ cm} \leq h_2 \leq 94 \text{ cm}$$

On prend: $h_2 = 80 \text{ cm}$

$$h \geq \text{Max}(h_1 ; h_2) = 150 \text{ cm}$$

Résumé :

Epaisseur de la dalle du radier $h_t=40\text{cm}$

Les dimensions de la nervure: $H_n = 140\text{ cm}$ et $b = 80\text{ cm}$

3.2. Caractéristiques géométriques du radier :
Position du centre de gravité:

$x_G=32\text{m}$

$y_G=27\text{m}$

Moments d'inertie:

$$I_y = 39490262.6\text{ cm}^4$$

3.3. Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Ferraillage de la dalle du radier:

Valeur de la pression sous radier :

$$\text{-ELU : } q_u = \sigma_u \times 1\text{m} = 169.26\text{ KN/m}$$

$$\text{-ELS : } q_{ser} = \sigma_{ser} \times 1\text{m} = 125.42\text{ KN/m}$$

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

Calcul des moments :

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad \text{sens de la petite portée}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \quad \text{sens de la grand port}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 201.53\text{ (kN. m)}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 127.23\text{ (kN. m)}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 151.15 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 95.42 \text{ (kN.m)}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 100.76 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_y = 100.76 \text{ (kN.m)}$$

Calcul du ferrailage

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa};$
 $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa};$
 $\sigma_s = 348 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; h = 40 \text{ cm};$
 $d = 0.9h = 36 \text{ cm}.$

	Sens	M_u (kN.m)	μ	a	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	151.15	0.082	0.108	344.52	16.82	7T20	21.98
	y-y	95.42	0.052	0.067	350.39	10.44	6T16	12.06
Appui	x-x	100.76	0.052	0.071	349.83	8.28	6T16	12.06
	y-y	100.76	0.066	0.071	349.83	8.28	6T16	12.06

Tableau 8.3 : Ferrailage des panneaux du radier

Vérifications nécessaires
Condition de non fragilité

$$A_{s\ min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{s\ min} = 4.35\ cm^2$$

h= 40 cm; b=100cm.

$\rho_0 = 0.8\ ‰$; pour l'acier Tor.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.082$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\rho = 0.82 \rightarrow \mu_x = 0.0539$$

$$\mu_y = 0.6313$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 149.33\ kN.m \quad M_y = \mu_y \times M_x = 94.27\ kN.m$$

Moments en travées : $M_{tx}=0,75M_x=111.99\ kNm$ $M_{ty}=0,75M_y=70.71\ kNm$

Moments sur appuis : $M_{ax} \approx M_{ay}=0,5M_x= 74.67\ kNm$

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérif
Travée	x-x	111.99	21.98	5.65	15	160.00	201,63	OK
	y-y	70.71	12.06	4.43	15	179.02	201,63	OK
Appui	x-x	74.67	12.06	4.68	15	189.03	201,63	OK
	y-y	74.67	12.06	4,68	15	189.03	201,63	OK

Tableau 8.4 : Vérification des contraintes

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

3.4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

$$\tau u = \frac{Tu}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \text{Min}\left(\frac{0,15}{\gamma_{Mb}} f_{c28} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$T_y = \frac{qu \cdot L}{2} = 486,62\ \text{KN}$$

$$\tau u = \frac{486,62 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.35\text{KN}$$

1.35 Mpa < 2.5 MpaVérifiée

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T10

3.5. Ferraillage des nervures :

Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99).

On a $M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8}$

En travée : $= 0.75M_0$

Sur appuis : $= 0.50M_0$

Calcul des armatures :

$b = 60 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h = 90 \text{ cm} ; L_x = 5 \text{ m} ; L_y = 6 \text{ m} ;$

$P_u = 169.26 \text{ KN/} ,$

→ sens porteur : $M_0 = 594.31 (\text{kN} \cdot \text{m})$

→ sens non porteur : $M_0 = 391.2 (\text{kN} \cdot \text{m})$

	Sens	$M_u (\text{kN} \cdot \text{m})$	μ	a	$z (\text{cm})$	$A_s^{cal} (\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adop} (\text{cm}^2)$
Travée	Porteur	445.73	0.065	0.084	86.99	14.72	7T20	21.98
	Non porteur	293.4	0.043	0.054	88.04	9.58	7T16	14.07
Appui	Porteur	297.16	0.043	0.055	88.01	9.7	5T20	15.7
	Non porteur	195.6	0.028	0.036	88.7	6.34	5T16	10.05

Tableau 8.5 : Ferraillage des nervures

Vérifications nécessaires

Condition de non fragilité

$A_{s \min} = 0,23 \text{ b.d.} \frac{f_{c28}}{f_e} = 6,52 \text{ cm}^2$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

Vérification des contraintes à l'ELS

$b = 60 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h = 90 \text{ cm} ; L_x = 5 \text{ m} ; L_y = 6 \text{ m} ;$

$P_{ser} = 125.42 \text{ KN/} ,$

→ sens porteur : $M_0 = 440.38(kN.m)$

→ sens non porteur : $M_0 = 289.88(kN.m)$

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
Travée	Porteur	330.29	21.98	5.13	15	185.08	201.63	oui
	Non porteur	217.41	14.07	4	15	186.84	201.63	oui
Appui	Porteur	220.19	15.7	3.88	15	170.3	201.63	oui
	Non porteur	144.94	10.05	3.05	15	172.31	201.63	oui

Tableau 8.6 : Vérification des contraintes

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau < \tau_u = Mi(0.1f_c28; 4MPa) = 2.50 MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b.d}$$

$$Tu = \frac{Pu * L}{2} = 448,54$$

$$\tau_u = \frac{448,54 * 10^3}{600 * 900} = 0,83$$

Armatures transversales :

Calcul d'armatures transeversales :

Selon BAEL91 modifiée 99 :

$$\frac{At}{b0 * St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 ftjk}{0.8fe}$$

K=1 pas de reprise de bétonnage

St ≤ Min (0.9d ; 0.4 MPa)=40cm

$$\frac{Atf}{b0 * St} \geq \text{Max} \left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa \right] = 0,40MPa$$

Selon RPA99 verssion2003 :

$$\frac{At}{b0 * St} \geq 0.003b0$$

St ≤ Min($\frac{h}{4}$; 12φ)=16,8 cm zone nodale.

$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}$ zone courante.

$\phi_t \leq \text{Min}(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10})$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures transversales

$f_e = 400 \text{ MPa}; = 0.83 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa}; b_0 = 60 \text{ cm}; d = 100 \text{ cm}$

Section (cm^2)	Zone	S_t^{RPA} (cm)	S_t^{CBA} (cm)	$S_t^{Choisit}$ (cm)	ϕ_t (mm)	A_t^{cal} (cm^2)	Choix	$A_t^{choisit}$
(60 × 100)	Courante	50	40	20	10	3.6	8T8	4.02
	Nodale	16.8	40	10	10	1.8	8T6	2.24

Tableau 8.7 : Choix des armatures transversales.

Conclusion générale :

Notre mémoire porte sur une étude de construction en ossature métallique de R+7+ sous-sol à usage d'habitation à TAREF

Ayant récemment commencé à travailler avec des structures à ossature métallique, les projets que nous avons menés nous ont permis de mieux appréhender tous les aspects de cette structure, d'avoir une réelle approche des réglementations constructives, notamment le concept d'une charpente équipée d'ascenseurs...

L'immeuble est un R+7+ sous-sol dont les dimensions l'exposent à différents phénomènes. La validation pour la neige et le vent est ainsi établie. Les effets vibratoires du vent combinés à l'action sismique peuvent être catastrophiques pour cette structure, ainsi la résistance de la structure à tous ces phénomènes a été prouvée.

L'inspection de divers phénomènes d'instabilité, l'inspection de composants et d'éléments de calculs de base nous permet de mieux nous intégrer dans le domaine du génie civil

Références bibliographiques :

- DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- RNV2003 : Règlement neige et vent 2003.
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- EC4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- CBA93 : Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé
- BAEL91 : Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments.
- EC3 : Calcul des structures en acier.