

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



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

كلية التكنولوجيا  
Faculté de Technologie  
قسم الهندسة المدنية  
Département de Génie Civil  
مذكرة نهاية التخرج

## MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Constructions Métalliques et Mixtes

Thème :

ÉTUDE D'UN PARKING EN CHARPENTE MÉTALLIQUE (R+3)  
AVEC UN BLOC ADMINISTRATIF EN BÉTON ARMÉ.

Présenté par :

**Chaima KHALFAOUI**

**Selma LEHALALI**

Devant les membres de jury :

Mr. H. KERFOUF

U. Saad Dahleb-Blida

Président

M<sup>me</sup>. W. BADIS

U. Saad Dahleb-Blida

Examinateur

Mr. K. RAHMANI

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Blida, juin 2024

## REMERCIEMENTS

*Nous tenons à remercier tout d'abord le Dieu Clément et Miséricordieux qui nous a donné la santé, la force, le courage et la patience durant nos études pour arriver à ce jour-là.*

*Nous remercions ensuite « Mr. Rahmani K. » pour son encadrement, ses conseils, et surtout sa disponibilité tout au long de notre travail.*

*Nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'examiner ce modeste travail.*

*Nos remerciements vont également à tous les enseignants de l'université Saad Dahleb, et particulièrement aux enseignants du département de Génie civil.*

*Enfin, nous adressons aussi nos remerciements à nos familles ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation, depuis les premières lettres d'alphabet, sans oublier ceux qui ont refusé de nous aider, grâce à eux nous l'avons fait nous-mêmes.*

## *DEDICACES Chaima*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- *Mes chers parents pour leur bienveillance, leur affection, leur soutien considérable tout au long de mes cursus scolaire et universitaire.*
  - *Mes chers frères et ma sœur.*
- *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

*Chaima*

## *DEDICACES Selma*

*Je dédie ce travail :*

- *À mes parents, dont le soutien inconditionnel et les encouragements constants m'ont permis d'atteindre cet objectif.*
- *À mes professeurs et mentors, dont les conseils avisés et l'inspiration ont été essentiels tout au long de ce parcours académique.*
- *À mes amis et collègues, pour leur camaraderie et leur soutien inestimable durant ces années d'études.*
- *Enfin, à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce projet.*

*Merci à tous.*

*Selma*

## ملخص

هذا المشروع ينقسم الى قسمين الاول عبارة عن دراسة لموقف سيارات بهيكل معدني، يقع في ولاية البليدة (شفة)، والتي تعتبر منطقة ذات نشاط زلزالي قوي وفقاً لقانون البناء الجزائري RPA99 (الإصدار 2003).

يتكون هذا الموقف الذي يتسع لحوالي 475 مركبة من طابق أرضي وثلاثة طوابق، اما القسم الثاني فهو عبارة جناح اداري مصمم من الخرسانة المسلحة.

كما هو الحال فان معظم الدراسات الجيدة يجب أن تستجيب لمجموعة من المعايير، كسلامة الهيكل بالإضافة الى مراعات الجانب الاقتصادي.

تم تنفيذ هذا المشروع في عديد من المراحل، حيث بدأنا أولاً بتقدير الأحمال لدراسة العناصر الداعمة، ثم قمنا بدراسة الرياح والثلوج وفقاً لتعليمات RNV2013، ومن ثم قمنا بدراسة زلزالية وفقاً لتعليمات RPA99 (الإصدار 2003). ومن ثم قمنا بالتحقق من العناصر، وأخيراً انتهينا بحساب التجميعات المختلفة اللازمة بالإضافة إلى البنية التحتية.

## RESUME

Ce projet se divise en deux parties : la première consiste en une étude pour un parking avec une structure métallique., situé dans la wilaya de Blida (Chiffa), qui est considérée comme une zone à forte sismicité selon le RPA99 version 2003. Ce parking, qui peut accueillir environ 475 véhicules, se compose d'un rez-de-chaussée et de trois étages, Quant à la deuxième partie, elle consiste en une aile administrative conçue en béton armé. Comme c'est le cas, la plupart des bonnes études doivent répondre à un ensemble de critères, tels que la sécurité de la structure en plus de prendre en compte l'aspect économique.

Ce projet a été réalisé en plusieurs étapes, où nous avons d'abord estimé les charges pour étudier les éléments porteurs, puis nous avons étudié le vent et la neige selon le RNV2013, ensuite nous avons effectué une étude sismique conformément aux instructions du RPA99 (version 2003). Puis, nous avons vérifié les éléments, et enfin nous avons terminé par le calcul des différentes assemblages nécessaires ainsi que des infrastructures.

## **ABSTRACT**

this project is divided into two parts: the first part is a study for a parking structure with a metal frame, located in Blida province (Chiffa), which is considered a high seismic activity area according to the Algerian building code RPA99 version 2003. This parking structure, which can accommodate about 475 vehicles, consists of a ground floor and three upper floors, while the second part consists of an administrative wing designed with reinforced concrete.

As is the case, most good studies must meet a set of criteria, such as structural safety in addition to considering the economic aspect.

This project was carried out in several stages, starting with estimating the loads to study the supporting elements, then studying the wind and snow according to the RNV2013 instructions, then conducting a seismic study according to the RPA99 instructions (version 2003). Then, we verified the elements, and finally, we concluded with the calculation of the various necessary assemblies as well as the infrastructure.

# SOMMAIRE

## REMERCIEMENTS

Dédicaces

Résumé

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

**Introduction Générale .....1**

## **Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage**

I.1. Présentation du projet .....2

I.2. Caractéristiques géométriques .....3

    I.2.1. Premier bloc (parking) .....3

    I.2.2. Bloc administratif .....3

I.3. Propriétés des matériaux utilisés.....4

    I.3.1. L'acier.....4

    I.3.2. Le béton.....6

I.4. Règlements utilisés.....7

I.5. Logiciels utilisés.....8

I.6. Conclusion.....8

## **Chapitre II : Conception de l'ouvrage**

II.1. Introduction .....9

II.2. Conception du bloc parking .....9

    II.2.1. Ossature de l'ouvrage .....9

    II.2.2. Plancher .....9

        II.2.2.1. Les solives .....11

        II.2.2.2. Les poutres .....11

        II.2.2.3. Bac d'acier.....11

        II.2.2.4. Connexion poutre-dalle.....12

    II.2.3. Les systèmes de stabilités .....13

II.2.4. Escaliers .....14

II.2.5. Les rampes .....14

    II.2.6. Les façades .....15

    II.2.7. Les gardes corps .....16

II.2.8. Les assemblages .....	16
II.3. Conception du bloc administratif .....	16
II.3.1. Ossature de l'ouvrage .....	16
II.3.2. Plancher .....	16
II.3.3. Escaliers .....	17
II.3.4. Maçonnerie .....	17
II.3.5. Revêtement .....	17
II.3.6. Acrotères .....	17
II.4. Conclusion.....	17

### **Chapitre III : Evaluation des charges et surcharges**

III.1. Introduction .....	18
III.2. Actions et combinaisons d'actions.....	18
III.2.1. Situations durables .....	18
III.2.1.1. Etat limite ultime .....	18
III.2.1.2. Etat limite de service .....	19
III.2.2. Situations accidentelles .....	19
III.3. Evaluation des charges du bloc parking .....	19
III.3.1. Charges permanentes (G) .....	19
III.3.1.1. Chargements des planchers .....	20
III.3.1.1.1. Plancher étages courants .....	20
III.3.1.1.2. Plancher terrasse accessible .....	20
III.3.1.2. Chargements du garde-corps .....	21
III.3.2. Charges d'exploitation (Q) .....	21
III.3.3. Charges climatiques .....	22
III.3.3.1. Action de la neige .....	22
III.3.3.2. Effet du vent .....	23
III.4. Evaluation et descente des charges du bloc administratif .....	37
III.4.1. Evaluation des charges permanents et charges d'exploitation .....	37
III.4.1.1. Terrasse inaccessible .....	37
III.4.1.2. Planchers étage courant .....	38
III.4.1.3. Voile .....	38
III.4.1.4. Murs extérieurs en maçonnerie .....	39
III.4.1.5. Murs intérieurs .....	39



III.4.1.6. Les escaliers .....	40
III.4.1.7. Acrotère .....	41
III.4.1.8. Poteaux .....	43
III.4.1.9. Les poutres .....	43
III.4.2. Descente des charges .....	43
III.4.2.1. Poteau intermédiaire .....	43
III.4.2.2. Poteau de rive .....	44
III.4.2.3. Poteau d'angle .....	46
III.4.2.4. Les vérifications nécessaires .....	48
III.4.2.4.1. Vérifications à la compression simple .....	48
III.5. Conclusion .....	49

## **Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments principaux**

IV.1. Introduction .....	50
IV.2. Prédimensionnement des éléments du bloc parking .....	50
IV.2.1. Classification des sections transversales .....	50
IV.2.2. Coefficient partiel de sécurité .....	51
IV.2.3. Les valeurs limites des flèches .....	51
IV.2.4. Prédimensionnement des solives .....	52
IV.2.4.1. Vérification de la solive .....	54
IV.2.4.2. Vibrations du plancher au niveau de la rampe .....	62
IV.2.4.3. Calcul des connecteurs (solive-dalle) .....	63
IV.2.5. Prédimensionnement des poutres porteuse .....	65
IV.2.5.1. Exemple de calcul pour une poutre porteuse intermédiaire du plancher courant de 16 m de longueur .....	66
IV.2.5.1.1. Vérification de la poutre porteuse .....	66
IV.2.5.1.2. Calcul des connecteurs (poutre porteuse-dalle) .....	73
IV.2.5.2. Prédimensionnement de poutre porteuse intermédiaire du plancher courant de 11m de longueur .....	76
IV.2.6. Prédimensionnement des poutres secondaires .....	77
IV.2.7. Prédimensionnement des poutres de rampe d'accès .....	78
IV.2.8. Calcul du ferrailage de la dalle de béton .....	81
IV.2.8.1. Vérification au poinçonnement de la dalle en béton .....	82
IV.2.9. Prédimensionnement des poteaux .....	83

IV.2.9.1. Prédimensionnement sous l'effort normal Nsd .....	87
IV.2.9.2. Vérification du flambement pour le poteau du RDC .....	87
IV.3. Prédimensionnement des éléments du bloc administratif .....	90
IV.3.1. Disposition .....	90
IV.3.2. Pré dimensionnement des poutres .....	90
IV.3.2.1. Pré dimensionnement des poutres principales .....	90
IV.3.2.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires .....	91
IV.3.3. Pré dimensionnement du Planchers à corps creux .....	92
IV.3.4. Pré dimensionnement des poteaux .....	92
IV.3.5. Pré dimensionnement des voiles .....	93
IV.4. Conclusion .....	94

## **Chapitre V : Prédimensionnement des éléments secondaire**

V.1. Introduction .....	95
V.2. Escaliers (parking) .....	95
V.2.1. Choix des dimensions .....	95
V.2.1.1. Dimensionnement des limons .....	96
V.2.1.2. Dimensionnement de la cornière de marche .....	99
V.2.1.3. Dimensionnement de la poutre de palier .....	100
V.2. Gardes corps (parking) .....	101
V.2.1. Charges verticales .....	101
V.2.2. Charges horizontales .....	101
V.2.3. Ferrailage .....	103
V.3. Acrotère (bloc administratif) .....	105
V.3.1. Sollicitation et combinaison d'action .....	105
V.3.2. Calcul de Ferrailage .....	106
V.4. Escaliers (bloc administratif) .....	110
V.4.1. Choix des dimensions.....	110
V.4.2. Charges est surcharges des escaliers.....	112
V.4.3. Détermination des sollicitations .....	113
V.4.4. Calcul de ferrailage .....	115
V.4.5. Vérifications.....	116
V.5. Planchers (bloc administratif) .....	120
V.5.1. Fonction Principale .....	120

V.5.2. Méthodes de calcul .....	120
V.5.2.1. La méthode forfaitaire .....	120
V.5.2.2. La méthode Caquot .....	121
V6. Conclusion .....	137
<b>Chapitre VI : Etude dynamique</b>	
VI.1. Introduction .....	138
VI.2. But de l'étude dynamique .....	138
VI.3. Modélisation de la structure .....	138
VI.3.1. Modélisation de rigidité .....	139
VI.3.2. Modélisation de la masse .....	139
VI.4. Choix de la méthode de calcul .....	139
VI.4.1. La méthode statique équivalente .....	140
VI.4.1.1. Principe .....	140
VI.4.1.2. Modélisation .....	140
VI.4.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .....	140
VI.4.3. La méthode modale spectrale .....	140
VI.5. Etude de bloc parking .....	141
VI.5.1. Critères de classification selon RPA99V2003 .....	141
VI.5.2. Vérification de la structure .....	141
VI.5.2.1 Vérification de la force sismique a la base .....	141
VI.5.2.2. L'analyse modale spectrale .....	145
VI.5.2.3. Résultat de l'analyse dynamique .....	146
VI.5.2.3.1. Modèle initiale .....	146
VI.5.2.3.2. Modèle 1 .....	151
VI.5.2.3.3. Modèle final .....	156
VI.5.2.4. Récapitulatif .....	164
VI.6. Etude de bloc administratif .....	165
VI.6.1. Critères de classification selon RPA99V2003 .....	165
VI.6.2. Vérification de la structure .....	165
VI.6.2.1 Vérification de la force sismique a la base .....	165
VI.7. Conclusion .....	171

## **Chapitre VII : Vérifications des éléments**

VII.1. Introduction .....	172
VII.2. Vérification des poteaux .....	172
VII.2.1. Vérification du poteau des rive .....	173
VII.2.2. Vérification du poteau central .....	179
VII.2.3. Vérification du poteau de rampe .....	182
VII.3. Vérification des poutres .....	184
VII.3.1. Vérification de la poutre principale (IPEO 600) .....	184
VII.3.2. Vérification de la poutre principale (IPE 500) .....	187
VII.4. Vérification du système de contreventement .....	190
VII.4.2.1. Suivant la direction X-X .....	191
VII.4.2.2. Suivant la direction Y-Y .....	193

## **Chapitre VIII : Etude des assemblages (Bloc parking)**

VIII.1. Introduction .....	195
VIII.2. Modes d'assemblages .....	195
VIII.3. Choix de type d'assemblages .....	196
VIII.4. Assemblage poteau-poutre .....	197
VIII.5. Assemblage poteau-poteau (HEA360 -HEA360) .....	200
VIII.6. Assemblage pied de poteau .....	203

## **Chapitre IX : Ferrailage des éléments structuraux (Bloc administratif)**

IX.1. Introduction .....	207
IX. 2. Ferrailage des poteaux .....	207
IX. 3. Ferrailage des poutres .....	213
IX. 3. Ferrailage des voiles .....	221

## **Chapitre X : Etude de l'infrastructure**

X.1. Introduction .....	226
X.2. Caractéristiques du sol.....	226
X.3. Choix du type de fondation.....	226
X.3.1. Semelles isolées sous poteaux.....	226
X.3.2. Semelles filantes .....	227
X.3.2.1. Calcul des semelles filantes .....	232
X.3.2.2. Dimensionnement des semelles filantes .....	234

X.3.2.3. Dimensionnement des nervures.....	236
X.3.2.4. Vérification de la portance du sol avec le poids exact de la semelle et des nervures.....	237
X.3.2.5. Vérification de la stabilité au renversement .....	237
X.3.2.6. Ferrailage des semelles filantes .....	238
X.3.2.7. Ferrailage des nervures .....	239
X.3.2.7.1. Vérification des contraintes à l'ELS .....	240
X.3.2.7.2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton .....	241
X.3.2.7.3. Armatures transversales .....	241
X.3.2.7.4. Armatures de peau .....	242
X.4. Etude du voile périphérique .....	243
X.4.1. Introduction .....	243
X.4.2. Prédimensionnement de voile périphérique .....	243
X.4.3. Évaluation des Charges .....	244
X.4.4. Effort dans le voile périphérique .....	245
X.4.5. Calcul du Ferrailage .....	246
X.4.6. Conditions exigées par le RPA99/version 2003 .....	246
IX.4.7. Vérification de l'Effort Tranchant .....	246
X.4.8. Vérification à l'ELS .....	247
X.4.9. Vérification des contraintes .....	247
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>249</b>

## **Références bibliographiques**

## **Annexes**

## LISTE DES FIGURE

Figure I.1: Image en 3D de l'ouvrage .....	2
Figure I.2: Vue en élévation .....	3
Figure I.3: Vue en plan .....	4
Figure I.4: Diagramme contraintes et déformations de l'acier .....	5
Figure II.1: Schéma représentatif de la connexion entre la poutre et la dalle en béton .....	10
Figure II.2: Schéma représentatif du plancher collaborant .....	10
Figure II.3: Types de connecteurs .....	12
Figure II.4: Connecteur de type Nelson (goujon à tête) .....	13
Figure II.5: Escaliers en charpente .....	14
Figure II.6: Rampe demi-niveau .....	15
Figure II.7: La façade principal de l'ouvrage étudié .....	15
Figure III.1: Composition d'un plancher .....	20
Figure III.2: Dimension de Garde-corps .....	21
Figure III.3: Directions du vent .....	24
Figure III.4: Schéma représentatif Hauteur de référence $z_e$ et profil correspondant de la pression dynamique.[2] .....	25
Figure III.5: Écoulement de l'aire autour des toitures isolées. [5] .....	29
Figure III.6: Légende pour la paroi verticale V1 .....	30
Figure III.7: Légende pour la paroi verticale V2 ; V3 .....	32
Figure III.8: Légende pour les toitures plates [2] .....	34
Figure III.9: Coupe d'un plancher terrasse inaccessible à corps creux .....	37
Figure III.10: Coupe d'un plancher étage courant à corps creux .....	38
Figure III.11: Section réduite du poteau .....	42
Figure III.12: Représentation du poteau centrale le plus sollicité .....	43
Figure III.12: Représentation du poteau de rive le plus sollicité .....	45

Figure III.12: Représentation du poteau d'angle le plus sollicité .....	46
Figure IV.1: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section [3] .....	51
Figure IV.2: Schéma de l'espacement entre solives .....	53
Figure IV.3: Schéma statique d'une solive .....	54
Figure IV.4: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton .....	58
Figure IV.5: Espacement entre les goujons .....	64
Figure IV.6: Position des poutres porteuse pour un demi-étage .....	64
Figure IV.7: Schéma statique d'une poutre porteuse intermédiaire L=16m .....	65
Figure IV.8: Largeur efficace de la zone comprimée .....	70
Figure IV.9: Espacement entre les goujons .....	75
Figure IV.10: Schéma statique d'une poutre porteuse intermédiaire L=11m .....	75
Figure IV.11: Schéma statique d'une poutre secondaire .....	77
Figure IV.12: Coupe A-A de la rampe tirer du plan d'architecture .....	78
Figure IV.13: Vue en plan de la rampe tirer du plan d'architecture .....	79
Figure IV.14: Schéma statique d'une poutre de rampe .....	79
Figure IV.15: Schéma de la surface de contact entre le cric et la dalle. [10] .....	82
Figure IV.16: Schéma de la surface de contact entre le cric et la dalle .....	83
Figure IV.17: Surface d'influence du poteau le plus sollicité .....	84
Figure IV.18: Vue en élévation du poteau central .....	85
Figure IV.19: Disposition des éléments du bloc administratif .....	90
Figure IV.20: La section des poutres principales .....	91
Figure IV.21: La section des poutres secondaires .....	91
Figure IV.22: Coupe de voile en élévation .....	94
Figure V.1: Schéma illustrant des escaliers .....	96
Figure V.2: Vue en plan de l'escalier .....	96
Figure V.3: Schéma statique de l'escalier .....	97

Figure V.4: Schéma statique de poutre palière .....	100
Figure V.5: Dimension du garde-corps .....	101
Figure V.6: Schéma de ferrailage de garde-corps .....	104
Figure V.7: Dimension de l'acrotère .....	106
Figure V.8: Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	110
Figure V.9: Les dimensions des éléments d'un escalier .....	110
Figure V.10: Schéma statique de l'escalier .....	113
Figure V.11: Diagramme de moment fléchissant a l'ELU .....	113
Figure V.12: Diagramme de moment fléchissant a l'ELS .....	114
Figure V.13: Diagramme des efforts tranchant a l'ELU .....	114
Figure V.14: Diagramme des efforts tranchant a l'ELS .....	114
Figure V.15: Schéma de ferrailage des escaliers .....	119
Figure V.16: Poutre repose sur 5 appuis .....	121
Figure V.17: schéma de poutrelle .....	123
Figure V.18: poutrelle à 4 travées .....	125
Figure V.19 : poutrelle à 2travées .....	127
Figure V.20 : Ferrailage de la dalle de compression .....	136
Figure V.21: Schéma de ferrailage des poutrelles .....	137
Figure VI.1: Spectre de réponse .....	146
Figure VI.2: vue en 3d du modèle initial .....	147
Figure VI.3: Coupe montrant la différence de niveau dans la structure étudiée .....	150
Figure VI.4: Modèle final de la structure en 3D .....	158
Figure VI.5: Translation suivant l'axe y-y avec une période de 0,357 sec .....	160
Figure VI.6: Translation suivant l'axe x-x avec une période de 0,281 sec .....	160
Figure VI.7: Rotation autour de l'axe z-z avec une période de 0,228 sec .....	161
Figure VI.8: spectre de repense .....	168
Figure VI.9: Disposition finale des voiles .....	169



Figure VII.1: Facteurs de distribution pour poteaux continus. [3] .....	175
Figure VII.2: Facteurs de distribution pour poteaux continus de l'exemple étudié .....	176
Figure VII.3 : Portique principale. ....	185
Figure VIII.4: Schéma statique de la poutre principale. ....	185
Figure VII.5: Contreventement en V dans le sens X. ....	188
Figure VII.6: Contreventement en V dans le sens Y. ....	189
Figure VIII.1: Représentation de l'assemblage poteau-traverse .....	196
Figure VIII.2: Assemblage poteau-poteau (HEA360 -HEA360) .....	199
Figure VIII.3: Schéma d'assemblage poteau HEA360 -poteau HEA360 .....	200
Figure VIII.4: Assemblage pied de poteau HEA360 .....	202
Figure VIII.5: Schéma d'assemblage pied de poteau HEA360 .....	203
Figure IX. 1 : schéma de ferrailage de poteau .....	211
Figure IX. 2 : schéma de ferrailage poutre 40 × 30 .....	219
Figure IX. 3 : schéma de ferrailage poutre 35 × 30 .....	219
Figure IX. 4 : Coupe horizontale du ferrailage du voile .....	224
Figure IX. 5 : La disposition du ferrailage du voile 15cm .....	224
Figure X.1: Schéma des semelles filantes .....	227
Figure X.2: Répartition des charges pour les poteaux centraux .....	228
Figure X.3: Répartition des charges pour les poteaux de rives .....	228
Figure X.4: Répartition des charges pour les poteaux d'angle .....	228
Figure X.5: Schéma de ferrailage des semelles .....	241
Figure X.6: Schéma d'un voile périphérique .....	243
Figure X.7: Schéma du voile périphérique sens x .....	247
Figure X.8: Schéma du voile périphérique sens y .....	247

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1: Valeurs nominales de $f_y$ & $f_u$ pour les profilés .....	5
Tableau I.2: Valeurs nominales de $f_y$ pour le ferrailage .....	6
Tableau II.1: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson .....	13
Tableau III.1: Charges permanentes des étages courants .....	20
Tableau III.2: Charges permanentes terrasse accessible .....	20
Tableau III.3: Charges d'exploitations .....	21
Tableau III.4: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain .....	24
Tableau III.5: Récapitulatif du calcul du coefficient $C_r$ conformément à [2] .....	26
Tableau III.6: Récapitulatif du calcul du coefficient $C_{iv}$ conformément à [2] .....	26
Tableau III.7: Récapitulatif du calcul du coefficient $C_e$ conformément à [2] .....	27
Tableau III.8: Récapitulatif de tous les coefficients conformément à [2] direction V2 .....	27
Tableau III.9: Récapitulatif de tous les coefficients conformément à [2] direction V1 et V3.....	27
Tableau III.10: Valeurs des surfaces et le pourcentage de chaque face.....	28
Tableau III.11: Coefficient $C_f$ et $C_{p,net}$ en fonction de l'obstruction. [2] .....	30
Tableau III.12: Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique direction V1.....	31
Tableau III.13: Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique direction V2 et V3.....	33
Tableau III.14: Calcul du $C_{pe}$ (arêtes vives sans acrotères) [2] .....	35
Tableau III.15: Calcul de la pression aérodynamique pour la toiture isolée [2] .....	36
Tableau III.16: charge permanente plancher terrasse inaccessible.....	37
Tableau III.17: charge permanente plancher étage courant à corps creux.....	38
Tableau III.18: charge permanente de voile .....	38
Tableau III.19: charge permanente de murs extérieur en maçonnerie .....	39
Tableau III.20: charge permanente de murs intérieurs en maçonnerie .....	39
Tableau III.21: charge permanente de Palier de repos .....	40
Tableau III.22: charge permanente de paillasse .....	40
Tableau III.23: Les sections des poteaux pour chaque niveau .....	44
Tableau III.24: Descente des charges sur le poteau de rive .....	45
Tableau III.25: Descente des charges sur le poteau de d'angle .....	47

Tableau IV.1: Valeurs limites recommandées de flèches verticales.....	52
Tableau IV.2: Caractéristiques géométrique du profilé IPE 180 .....	55
Tableau IV.3: Récapitulatif pour les solives de chaque niveau .....	61
Tableau IV.4: Caractéristiques géométriques du profilé IPEO 600 .....	65
Tableau IV.5: Récapitulatif des poutres porteuses des autres niveaux .....	73
Tableau IV.6: Récapitulatif des poutres porteuses pour étage courant et terrasse accessible...76	
Tableau IV.7: Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau .....	78
Tableau IV.8: Récapitulatif pour les vérifications des poutres de rampe .....	80
Tableau IV.9: Récapitulatif pour les vérifications des poutres de rampe .....	81
Tableau IV.10: Charges permanentes sur le poteau le plus sollicité – Dégression des surcharges .....	86
Tableau IV.11: Descente des charges pour le poteau le plus sollicité .....	86
Tableau IV.12: Sections et profilés nécessaires .....	87
Tableau IV.13: Caractéristique géométrique de profilé HEA260 .....	87
Tableau IV.14: Récapitulatif de la vérification du flambement .....	89
Tableau V.2: Caractéristique du profilé UPN 260 .....	98
Tableau V.2: Calcul des sollicitations .....	103
Tableau V.3: Calcul de ferrailage .....	103
Tableau V.4: Sollicitation des efforts .....	106
Tableau V.5: Combinaison des charges .....	112
Tableau V.6: Résultats des sollicitations .....	115
Tableau V.7: Calcule de ferrailage .....	115
Tableau V.8: Vérification des contraintes .....	117
Tableau V.9: Vérification de la flèche de l’escalier .....	118
Tableau V.10: Méthode de CAQUOT Plancher terrasse a l’ELU .....	125
Tableau V.11: Méthode de CAQUOT Plancher terrasse a l’ELS .....	126
Tableau V.12: Méthode de CAQUOT plancher étage courant a l’ELU .....	126
Tableau V.13: Méthode de CAQUOT plancher étage courant a l’ELS .....	127
Tableau V.14: Méthode de CAQUOT plancher terrasse a l’ELU .....	128
Tableau V.15 : Méthode de CAQUOT plancher terrasse a l’ELS .....	128
Tableau V.16: Méthode de CAQUOT plancher étage courant a l’ELU .....	129
Tableau V.17: Méthode de CAQUOT plancher étage courant a l’ELS .....	129

Tableau V.18: Les sollicitations a l'ELU et à l'ELS au niveau du plancher .....	130
Tableau V.19: récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée .....	131
Tableau V.20: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis .....	131
Tableau V.21: Vérification de la contrainte de béton .....	133
Tableau V.22: Vérification de la flèche .....	134
Tableau VI.1 : Tableau VI.1: valeurs de la périodes caractéristiques .....	143
Tableau VI.2: Choix de la période de calcul [12] .....	144
Tableau VI.3: Facteur de qualité suivant les deux sens. (Tab 4.4 [1]) .....	145
Tableau VI.4: Pourcentage de participation massique .....	148
Tableau VI.5: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente .....	149
Tableau VI.6: Les forces sismiques suivant les deux sens .....	149
Tableau VI.7: Comparaison de $V_{dyn}$ et 80% V .....	149
Tableau VI.8: Déplacement résultant (bloc A) suivant X .....	151
Tableau VI.9: Déplacement résultant (bloc A) suivant Y .....	151
Tableau VI.10: Déplacement résultant (bloc A) suivant X .....	151
Tableau VI.11: Déplacement résultant (bloc A) suivant Y .....	151
Tableau VI.12: Pourcentage de participation massique .....	152
Tableau VI.13: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente .....	153
Tableau VI.14: Les forces sismiques suivant les deux sens .....	153
Tableau VI.15: Comparaison de $V_{dyn}$ et 80% V .....	154
Tableau VI.16: Les forces sismiques suivant le sens y-y .....	154
Tableau VI.17: Comparaison de $V_{dyn}$ et 80% V selon le sens y-y .....	154
Tableau VI.18: Déplacement résultant (bloc A) suivant X .....	155
Tableau VI.19: Déplacement résultant (bloc A) suivant Y .....	155
Tableau VI.20: Déplacement résultant (bloc A) suivant X .....	155
Tableau VI.21: Déplacement résultant (bloc A) suivant Y .....	155
Tableau VI.22: L'effet P- $\Delta$ selon le sens x-x .....	156
Tableau VI.23: L'effet P- $\Delta$ selon le sens y-y .....	156
Tableau VI.24: L'effet P- $\Delta$ selon le sens x-x .....	157
Tableau VI.25: L'effet P- $\Delta$ selon le sens y-y .....	157
Tableau VI.26: Pourcentage de participation massique .....	159
Tableau VI.27: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente .....	161
Tableau VI.28: Les forces sismiques suivant les deux sens .....	161

Tableau VI.29: Comparaison de $V_{\text{dyn}}$ et 80%V .....	162
Tableau VI.30: Les forces sismiques suivant le sens y-y .....	162
Tableau VI.31: Comparaison de $V_{\text{dyn}}$ et 80%V selon le sens y-y .....	162
Tableau VI.32: Déplacement résultant (bloc A) suivant X .....	162
Tableau VI.33: Déplacement résultant (bloc A) suivant Y .....	163
Tableau VI.34: Déplacement résultant (bloc B) suivant X .....	163
Tableau VI.35: Déplacement résultant (bloc B) suivant Y .....	163
Tableau VI.36: L'effet P- $\Delta$ selon le sens x-x .....	164
Tableau VI.37: L'effet P- $\Delta$ selon le sens y-y .....	164
Tableau VI.38: L'effet P- $\Delta$ selon le sens x-x .....	164
Tableau VI.39: L'effet P- $\Delta$ selon le sens y-y .....	165
Tableau VI.40: Récapitulatif des éléments finaux .....	165
Tableau VI.41: valeurs de la périodes caractéristiques .....	166
Tableau VI.42 : Valeurs de $\xi$ .[1] .....	167
Tableau VI.43 : La période dans les deux sens .....	167
Tableau VI.44 : Facteur de qualité suivant les deux sens. (Tab 4.4 [1]) .....	168
Tableau VI.45 : Pourcentage de participation massique .....	170
Tableau VI.46 : Les forces sismiques suivant les deux sens .....	171
Tableau VI.47 : Comparaison de $V_{t,\text{dyn}}$ et 80%V .....	171
Tableau VI.48 : Le déplacement inter étage sens x-x .....	171
Tableau VI.49 : Le déplacement inter étage sens y-y .....	172
Tableau VII. 1 : Caractéristiques de profilé HEA 360 .....	175
Tableau VII. 2 : Efforts internes des poteaux sous $N_{\text{max}}$ pour chaque niveau .....	178
Tableau VII. 3 : Vérifications au flambement par flexion. ....	178
Tableau VII. 4 : Efforts internes des poteaux sous $M_{\text{ysd}}^{\text{max}}$ pour chaque niveau .....	178
Tableau VII. 5 : Vérifications au flambement par flexion. ....	179
Tableau VII. 6 : Efforts internes des poteaux sous $M_{\text{zsd}}^{\text{max}}$ pour chaque niveau .....	179
Tableau VII. 7 : Vérifications au flambement par flexion. ....	179
Tableau VII. 8 : Efforts internes des poteaux sous $N_{\text{max}}$ pour chaque niveau. ....	180
Tableau VII. 9 : Vérifications au flambement par flexion. ....	181
Tableau VII. 10 : Efforts internes des poteaux sous $M_{\text{ysd}}^{\text{max}}$ pour chaque niveau. ....	181
Tableau VII. 11 : Vérifications au flambement par flexion .....	182
Tableau VII. 12 : Efforts internes des poteaux sous $M_{\text{zsd}}^{\text{max}}$ pour chaque niveau. ....	182

Tableau VII. 13 : Vérifications au flambement par flexion. ....	182
Tableau VII. 14 : Efforts internes des poteaux sous $N_{\max}$ pour chaque niveau .....	183
Tableau VII. 15 : Vérifications au flambement par flexion. ....	183
Tableau VII. 16 : Efforts internes des poteaux sous $M_{y_{sd}}^{\max}$ pour chaque niveau. ....	183
Tableau VII. 17 : Vérifications au flambement par flexion .....	184
Tableau VII. 18 : Efforts internes des poteaux sous $M_{z_{sd}}^{\max}$ pour chaque niveau. ....	184
Tableau VII. 19 : Vérifications au flambement par flexion. ....	184
Tableau VII. 20 : Choix final des poteaux. ....	184
Tableau VII. 21 : Caractéristiques géométriques du profilé tube 120X120X16. ....	189
Tableau VII. 22 : Caractéristiques géométriques du profilé tube 260X260X16 .....	191
Tableau VIII.1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier .....	194
Tableau VIII.2: Caractéristiques des boulons d'assemblage poteau-poteau (HEA360 - HEA360) .....	200
Tableau VIII.3: Caractéristiques des boulons d'assemblage pied de poteau .....	203
Tableau IX. 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	207
Tableau IX. 2 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison .....	208
Tableau IX. 3 : Ferrailages des poteaux carrées .....	209
Tableau IX. 4 : Espacements et choix d'armatures transversales de poteau .....	211
Tableau IX. 5 : Combinaison de calcul de la poutre plancher Terrasse .....	212
Tableau IX. 6 : Calcul de Ferrailage a ELU .....	213
Tableau IX. 7 : Calcul de Ferrailage $G + Q + E$ .....	213
Tableau IX. 8 : Calcul de Ferrailage $0.8G + E$ .....	213
Tableau IX. 9 : Combinaison de calcul de la poutre plancher Etage courante .....	214
Tableau IX. 10 : Calcul de Ferrailage à ELU .....	214
Tableau IX. 11 : Calcul de Ferrailage à $G + Q + E$ .....	214
Tableau IX. 12 : Calcul de Ferrailage à $0.8G + E$ .....	215
Tableau IX. 13 : les armatures adoptées Etage courante .....	215
Tableau IX. 14 : les armatures adoptées plancher terrasse .....	215
Tableau IX. 15 : Vérification a l'ELS .....	217
Tableau X.1: Répartition des charges à ELS pour les poteaux d'angle .....	229
Tableau X.2: Répartition des charges à ELS pour les poteaux centraux .....	229
Tableau X.3: Répartition des charges à ELS pour les poteaux de rive .....	230
Tableau X.4: Sections initial des semelles filantes sens x-x .....	230

Tableau X.5: Sections initial des semelles filantes sens y-y .....	231
Tableau X.6: Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux d'angle .....	231
Tableau X.7: Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux centraux .....	232
Tableau X.8: Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux de rive .....	232
Tableau X.9: Dimensions des semelles filantes sens x-x .....	234
Tableau X.10: Dimensions des semelles filantes sens y-y .....	234
Tableau IX.11: Vérification de la portance du sol sens x-x .....	236
Tableau IX.12: Vérification de la portance du sol sens y-y .....	236
Tableau X.13: Vérification de la stabilité au renversement sens x-x .....	237
Tableau X.14: Vérification de la stabilité au renversement sens y-y .....	237
Tableau X.15: Ferrailage des semelles filantes sens x-x .....	237
Tableau X.16: Ferrailage des semelles filantes sens y-y .....	238
Tableau X.17: Ferrailage des nervures sens x-x .....	238
Tableau X.18: Ferrailage des nervures sens y-y .....	239
Tableau X.19: Vérification des contraintes à l'ELS sens x-x .....	239
Tableau X.20: Vérification des contraintes à l'ELS sens y-y .....	240
Tableau X.21: Calcul des armatures transversales .....	240
Tableau X.22: Ferrailage des nervures dans le fil 6 .....	242
Tableau X.23: Ferrailage du Voile Périphérique .....	245
Tableau X.24: Vérification des contraintes à l'ELS .....	246

## LISTE DES SYMBOLES

$A$	Coefficient d'accélération de zone.
$A_s$	Aire d'une section d'acier.
$\varphi$	Angle de frottement.
$Q$	Charge d'exploitation.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u$	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau$	Contrainte tangentielle.
$\beta$	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$	Contrainte du sol.
$\sigma_m$	Contrainte moyenne.
$G$	Charge permanente.
$\xi$	Déformation relative.
$V_0$	Effort tranchant a la base.
$E. L. U$	Etat limite ultime.
$E. L. S$	Etat limite service
$N_u$	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
$T_u$	Effort tranchant ultime.
$T$	Période.
$S_t$	Espacement.
$\lambda$	Elancement.
$F$	Force concentrée.
$f$	Flèche.
$f_{adm}$	Flèche admissible.
$L$	Longueur ou portée.
$L_f$	Longueur de flambement.



$F_e$	Limite d'élasticité de l'acier.
$M_u$	Moment à l'état limite ultime.
$M_{ser}$	Moment à l'état limite de service.
$M_t$	Moment en travée.
$M_a$	Moment sur appuis.
$M_0$	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
$I$	Moment d'inertie.
$M$	Moment, Masse.
$E_{ij}$	Module d'élasticité instantané.
$E_{vj}$	Module d'élasticité différé.
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier.
$f_{c28}$	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge
$f_{t28}$	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
$F_{cj}$	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
$K$	Coefficient de raideur de sol.
$\delta_{ek}$	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
$E$	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ( $E = 210\ 000$ MPa).
$G$	Module d'élasticité transversale de l'acier ( $G = 84\ 000$ MPa).
$F_p$	Effort de précontrainte dans les boulons.
$M$	Moment sollicitant, en générale.
$M_{cr}$	Moment critique élastique de déversement.
$M_{el}$	Moment élastique.
$M_{pl}$	Moment plastique.
$M_R$	Moment résistant.
$N_{pl}$	Effort normal de plastification.
$f_u$	Contrainte de rupture d'une pièce.
$f_{ub}$	Contrainte de rupture d'un boulon.
$f_y$	Limite d'élasticité d'une pièce.
$K$	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
$K_s$	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
$K_y$	Coefficient de flambement – flexion.
$m$	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

$n$	Nombre de boulons.
$\beta_M$	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
$\beta_w$	Facteur de corrélation (soudure).
$\varepsilon$	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
$\eta$	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
$\lambda$	Elancement réduit.
$\lambda_{LT}$	Elancement de déversement.
$\mu$	Coefficient de frottement.
$\chi$	Coefficient de réduction de flambement.
$\chi_{LT}$	Coefficient de réduction de déversement.
$A_{net}$	Section nette d'une pièce.
$A_s$	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
$I_t$	Moment d'inertie de torsion.
$I_y$	Moment d'inertie de flexion maximale.
$I_z$	Moment d'inertie de flexion minimale.
$W_{eff}$	Module de résistance efficace.
$W_{el}$	Module de résistance élastique.
$W_{pl}$	Module de résistance plastique.
$b$	Largeur d'une semelle de poutre.
$D$	Diamètre nominale des tiges des boulons
$d_0$	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
$i$	Rayon de giration d'une section.
$l$	Largeur d'une poutre.
$t$	Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
$t_f$	Épaisseur d'une semelle de poutre.
$t_w$	Épaisseur d'une âme de poutre.
$v_s$	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
$v_i$	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
$\alpha$	Angle en général.
$\gamma_{Mb}$	Résistance des boulons au cisaillement.
$F_v$	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
$F_B$	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.

$F_T$	Résistance des boulons en traction.
$\alpha$	Facteur d'imperfection (flambement).
$\beta_{MLT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
$F_y$	Limite d'élasticité.
$F_{t,Rd}$	Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

# Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles, implique l'application de principes scientifiques et de méthodes d'ingénierie pour résoudre des problèmes complexes liés à la conception, à la construction et à la gestion de ces infrastructures.

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail fait par une équipe pluridisciplinaire ayant des domaines de compétences assez variés. Le rôle de l'ingénieur dans cette équipe est de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage ainsi que d'assurer sa fonctionnalité, sa résistance...pour répondre aux besoins de la société.

Notre projet de fin d'étude se divise en deux parties : la première consiste en une étude pour un parking à multiples étages avec une structure métallique, conçue pour accueillir un grand nombre de véhicules sur plusieurs niveaux verticaux. Cette conception offre une solution efficace et pratique pour répondre aux besoins de stationnement dans les zones urbaines denses. Parmi les différents modes de construction, la construction métallique est celle qui a connu le plus de développement, sur divers aspects et dans divers domaines, essentiellement dans le domaine industriel et public. Ceci est dû aux conditions de confort et de sécurité que procure ce type de conception. Quant à la deuxième partie, elle consiste en un bloc administratif conçu en béton armé.

L'étude de notre projet est faite conformément aux règlements actuellement en vigueur dans notre pays :

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCMA97A) document technique réglementaire D.T.R-B-C-2.44.
- Règles parasismique Algérienne (RPA99 version 2003) D.T.R-B.C-2.48.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R -BC-22.
- Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C.2-33.
- Règles neige et vent (RNVA2013) D.T.R-C2.47.

## **Chapitre I :**

# **Généralités et présentation de l'ouvrage**

## I.1. Présentation du projet

Notre sujet d'étude porte sur un parking à étages en construction métallique, avec un bloc administratif en béton armé.

Un parking de 3 niveaux avec une terrasse accessible (seulement pour le stationnement des voitures), en charpente métallique, séparé par un joint de dilatation. Ce parc de stationnement a une capacité de recevoir plus de 300 voitures.

Un bloc administratif de 3 niveaux avec un terrasse inaccessible, en béton armé est classé dans « le groupe d'usage 2 ».

Le projet est implanté dans **la wilaya de BLIDA** et plus exactement à Chiffa qui est classée comme zone de forte sismicité selon le règlement RPA99 V2003.

- Altitude par rapport au niveau de la mer ..... 260 m
- Zone sismique ..... III [1]
- Zone de vent ..... I [2]
- Zone de neige ..... A [2]



Figure I.1: Image en 3D de l'ouvrage. (Annexe I)

## I.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

### I.2.1. Premier bloc (parking)

- Hauteur de RDC : 2.8 m
- Hauteur de l'étage courant : 2.8 m
- Hauteur totale des étages : 12.60 m
- Longueur totale : 71 m
- Longueur de demi bloc étudié : 35.5 m
- Largeur totale : 32 m

On a fait l'étude seulement pour un demi bloc comme indiqué la figure I.3, car les deux blocs sont symétrique est séparé par un joint de dilatation.

### I.2.2. Bloc administratif

- Hauteur de RDC : 2.8 m
- Hauteur de l'étage courant : 2.8 m
- Hauteur totale : 15.35 m
- Longueur totale : 15.90 m
- Largeur totale : 7,30 m

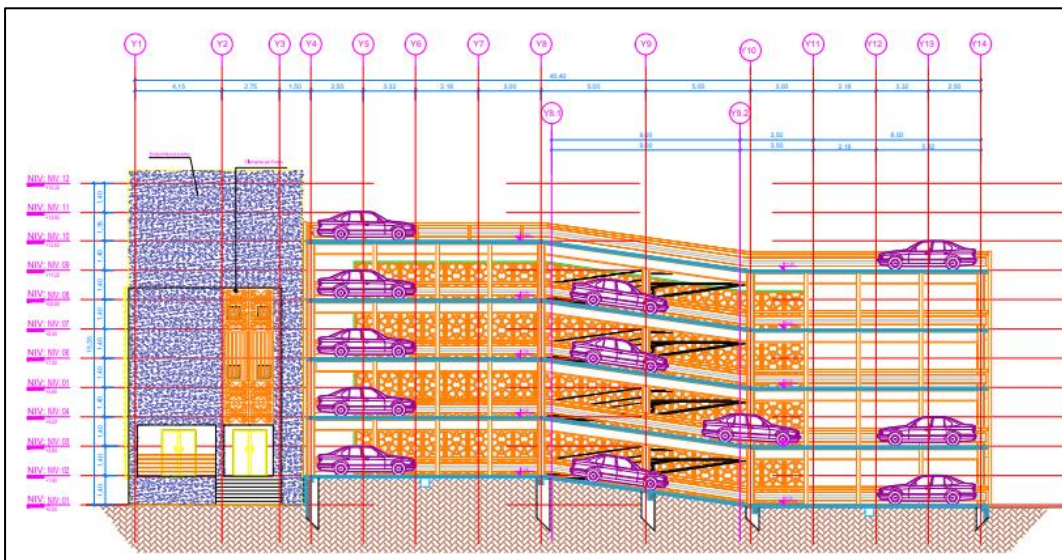


Figure I.2: Vue en élévation. (Annexe B)

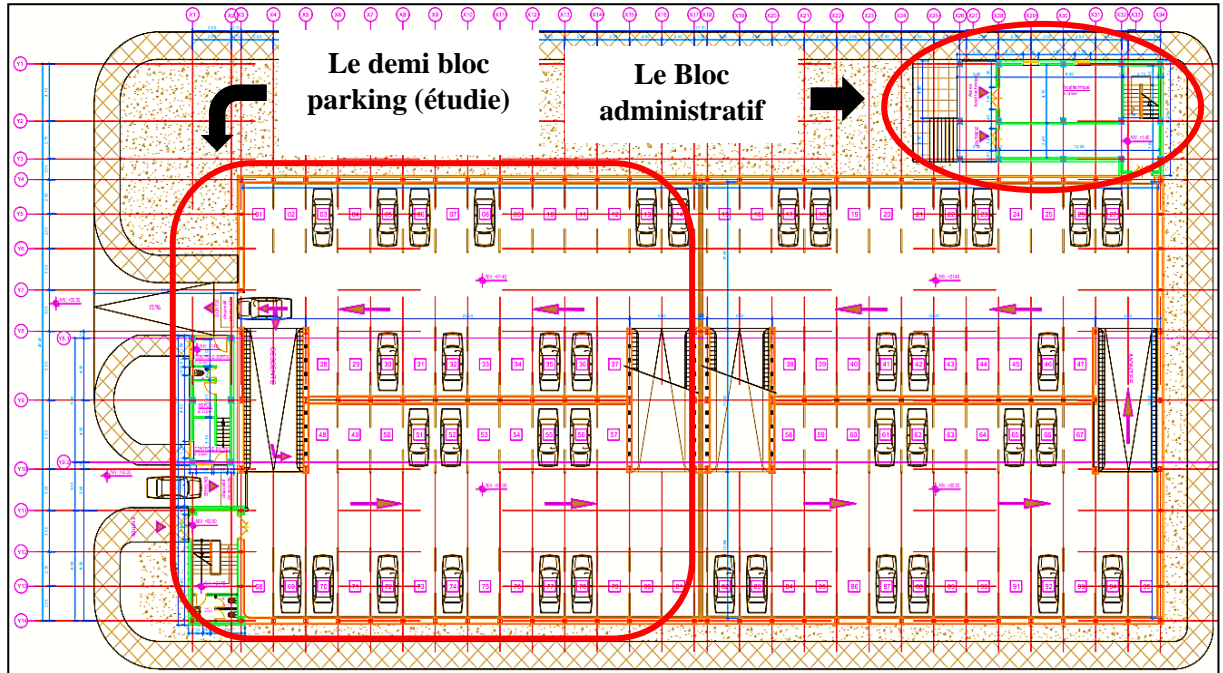


Figure I.3: Vue en plan. (Annexe B)

### I.3. Propriétés des matériaux utilisés

#### I.3.1. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre, qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés de l'acier.
- Volontairement, comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium ...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...) on parle dans ce cas d'acier alliés.



Tableau I.1: Valeurs nominales de  $f_y$  &  $f_u$  pour les profilés.

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40mm$		$40mm \leq t \leq 100mm$	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode3 et le CCM97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

▪ Ductilité

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport  $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ( $\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$ )
- A la rupture l'allongement sur une longueur doit être supérieure à 15%.

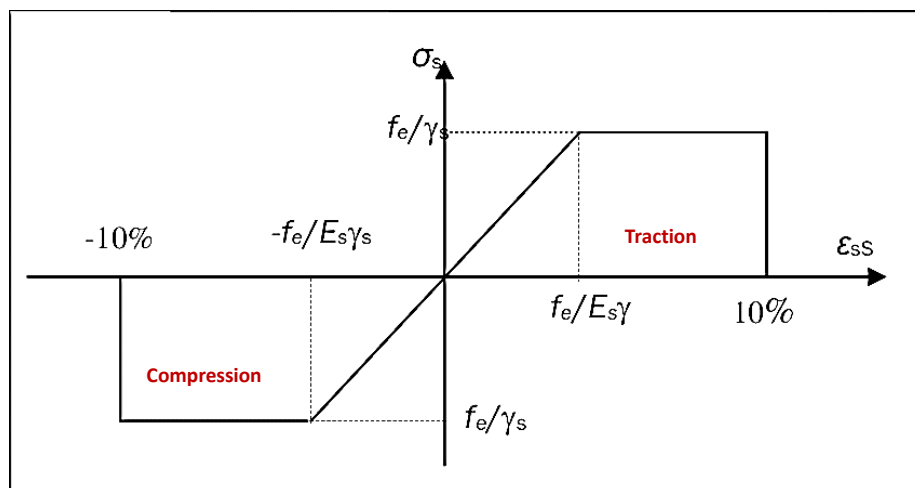


Figure I.4: Diagramme contraintes et déformations de l'acier.

Coefficient de calcul de l'acier

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

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210\,000\text{ MPa}$
- Module de cisaillement :  $G = \frac{E}{[2(1+\nu)]}$
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation :  $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ par }^{\circ}\text{C}$
- Masse volumique :  $\rho = 7850\text{ Kg/m}^3$

Acier pour ferrailage

Pour assurer un bon fonctionnement des fondations en utilisant des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Contrainte limite d'élasticité :  $f_e = 500\text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210\,000\text{ MPa}$

Tableau I.2: Valeurs nominales de  $f_y$  pour le ferrailage.

	Nuances	$f_y$ (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

**I.3.2. Le béton**

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction. Pour notre étude on étudie de type de béton leur caractéristiques physiques et mécaniques sont :

Pour le plancher collaborant

- Masse volumique :  $\rho = 2500\text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours  $f_{c28} = 25\text{ MPa}$  pour le béton de classe C25/30
- La résistance à la traction a 28 jours  $f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.5 = 2.1\text{ MPa}$

Pour les fondations

- Masse volumique :  $\rho = 3000 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  pour le béton de classe C25/30
- La résistance à la traction a 28 jours  $f_{t28} = 0.06 \cdot f_{c28} + 0.5 = 2.3 \text{ MPA}$

a) Coefficient de poisson

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

$$\mu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

- $\mu = 0 \rightarrow$  Béton fissuré à l'ELU
- $\mu = 0.2 \rightarrow$  Béton non fissuré à l'ELS

b) Déformation longitudinale du béton

Ce module, connue sous le nom de module de Young, est défini sous l'action des contraintes normales à court et long terme.

- Module d'élasticité instantanée :  $E_{iv} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{i28} = 32164.19 \text{ MPA}$

- Module 'élasticité différée :  $E_{iv} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$

Il est réservé pour les charges à appliquer à long terme, (supérieur à 24h), ce module est défini par :

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow E_{i28} = 10818.86 \text{ MPA}$

I.4. Règlements utilisés

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

- Règlement algérien

CCM97, RPA99 V2003, RNVV2013, DTR BC2-2

- Règlement européen

EC1, EC3, EC4, BAEL91, CBA93.

**I.5. Logiciels utilisés**

- ETABS : Logiciel d'analyse de charge structurelle qui vérifie la conformité des structures.
- Autodesk AutoCAD 2018 : outils de dessin (DAO).
- Excel : tableau pour faciliter les calculs, tels que les vérifications de l'analyse sismique, les vérifications des éléments ...

**I.6. Conclusion**

Une bonne connaissance des caractéristiques de la structure et du site d'implantation, ainsi que les propriétés de l'ensemble des matériaux employés est une étape nécessaire avant de commencer l'étude de l'ouvrage en question. Ces paramètres sont essentiels afin d'entamer les calculs des charges ainsi que la conception et le dimensionnement des éléments structuraux.

## **Chapitre II :**

### **Conception de l'ouvrage**

**II.1. Introduction**

La conception d'un projet de construction est une phase préalable à tout calcul. Elle consiste à remplir l'ensemble des fonctions structurelles en définissant l'organisation générale des éléments de la structure, de façon à ce qu'elle n'interfère pas avec l'exploitation du bâtiment.

**II.2. Conception du bloc parking****II.2.1. Ossature de l'ouvrage**

Elle représente les éléments de la structure assurant la stabilité face aux efforts horizontaux et verticaux engendrés par les charges permanentes, les charges d'exploitation, les charges sismiques, et les charges climatiques (actions du vent et de la neige).

Dans ce projet, l'ossature de la structure est constituée de portiques métalliques contreventés qui assurent la stabilité verticale et horizontale de l'ouvrage.

L'ossature comporte différents éléments verticaux tels que les poteaux (éléments linéaires assurant la liaison entre les étages) et les contreventements, et horizontaux tels que les poutres principales (barres reposant sur les poteaux), et les solives (barres supportant le plancher et reposant sur les poutres principales).

**II.2.2. Plancher**

Pour notre parking nous avons choisi des planchers mixtes à dalle collaborant en raison de leur résistance essentielle pour supporter les charges lourdes des véhicules, résister aux chocs, aux vibrations et aux forces sismiques, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité de la structure.

Un plancher mixte est une dalle en béton reposant des poutres en acier dont elle est solidaire.

- Le béton, connu pour sa résistance élevée à la compression mais faible à la traction.
- L'acier offre une meilleure résistance à la traction mais est vulnérable aux phénomènes d'instabilité comme le flambage, le déversement et le voilement.

Cette combinaison permet d'exploiter les forces complémentaires des deux matériaux, assurant ainsi une meilleure performance globale en termes de résistance structurelle.

Ce plancher associe une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier, et pour que l'ensemble travaille de façon monolithique il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle, c'est le rôle des connecteurs.

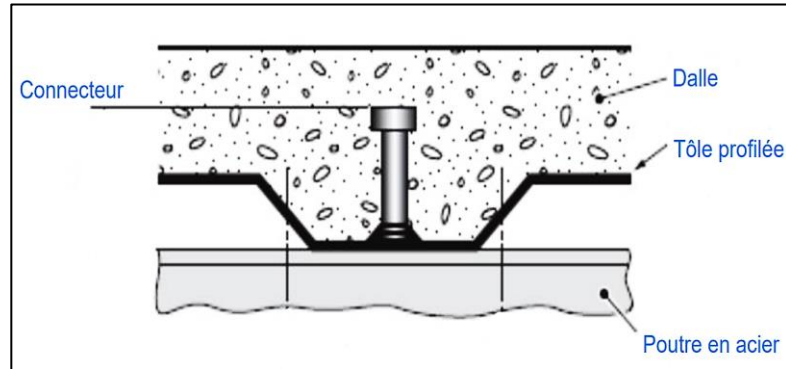


Figure II.1: Schéma représentatif de la connexion entre la poutre et la dalle en béton.

Le plancher mixte est un élément structural qui possède de nombreux avantages :

- Un gain sur le poids total de la structure.
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèche plus faible).
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leurs semelles sont enrobées de béton ou se trouvent dans l'épaisseur de la dalle.
- Une réduction de la hauteur du plancher structural et, donc une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.

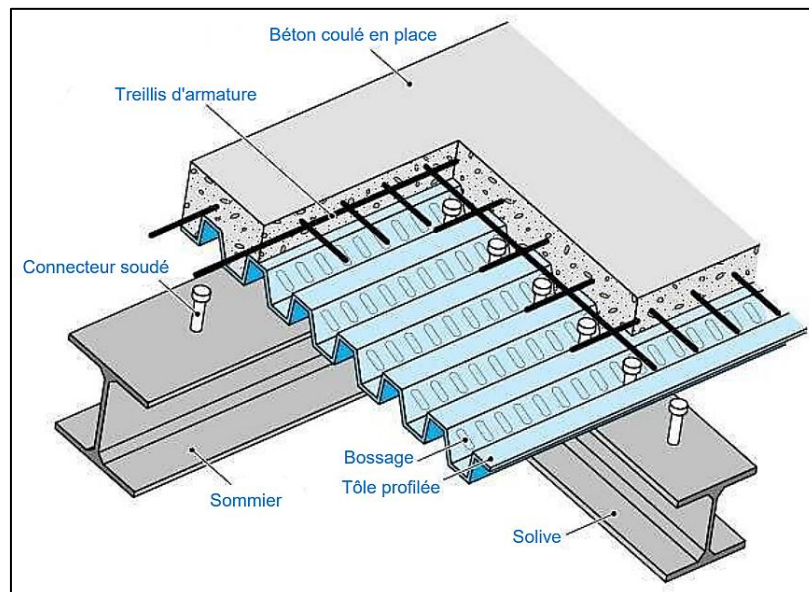


Figure II.2: Schéma représentatif du plancher collaborant.

Les conditions à vérifier sont :

- En phase de construction

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

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton frais.
- La surcharge de construction (ouvrier) estimé généralement à  $0.75 \text{ KN/m}^2$ .

- En phase finale

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

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton sec.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

### **II.2.2.1. Les solives**

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien IPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris entre  $1.5\text{m}$  et  $4\text{m}$ . Dans notre cas ( $e=1.25 \text{ m}$ )

### **II.2.2.2. Les poutres**

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

### **II.2.2.3. Bac d'acier**

Pour notre cas les bacs collaborant sont utilisés pour des portées entre solives de  $1.25 \text{ m}$  avec un 'épaisseur des dalles est  $15 \text{ cm}$ .

La largeur maximale des bacs est de  $1\text{m}$ , les épaisseurs de la tôle est  $0.75 \text{ mm}$  les bacs peuvent être posés ou fixés :

- Sur poutre.
- Sur des cornières soudées sur l'âme de la poutre (dans ce cas il convient de gruger l'aile supérieure pour permettre l'insertion du bac entre l'âme de la poutre).



- Lors du coulage du béton.

Pour notre cas on a opté pour le bac d'acier de type HI-BOND55-750 (Fiche technique annexe A), 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.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

#### II.2.2.4. Connexion poutre-dalle

Divers types de connecteurs acier-béton sont disponibles pour la construction mixte, chacun avec des caractéristiques spécifiques, mais partageant deux points communs essentiels : ils sont composés d'acier fixé sur la poutre métallique et enrobés de béton, et ils sont soumis à des forces de cisaillement et de traction résultant du soulèvement de la dalle. Initialement, les premiers types de connecteurs étaient simples dans leur forme et étaient généralement soudés à l'arc. Les formes les plus courantes à ce stade étaient des cerceaux, des T ou des cornières.

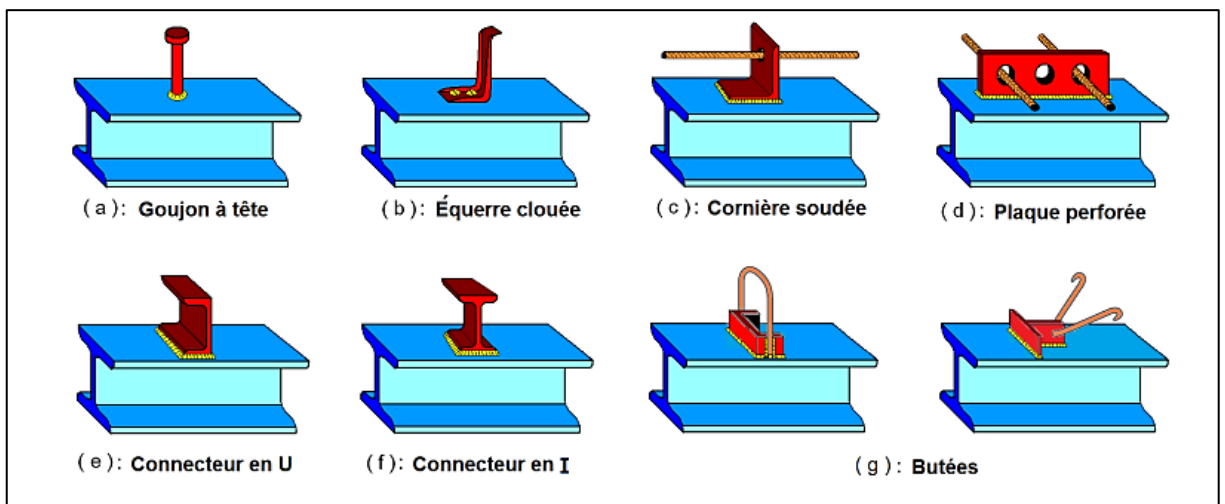


Figure II.3: Types de connecteurs.

Les connecteurs acier-béton ont évolué pour surmonter les défis de complexité et de travail associés au soudage sur site. Les connecteurs de type goujons offrent une installation rapide et facile, rendant l'utilisation des poutres mixtes plus économique.

Leur fonction principale est de transférer les forces de cisaillement entre la dalle en béton et le profilé métallique, tout en empêchant le soulèvement de la dalle et en réduisant le glissement entre les deux éléments. Les caractéristiques clés des connecteurs mécaniques incluent leur résistance, leur rigidité et leur capacité de déformation.

Pour notre étude on a opté pour des connecteurs de types Goujon Nelson (goujon à tête).

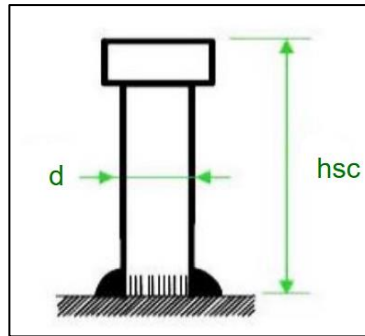


Figure II.4: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

Le tableau suivant représente les caractéristiques du goujon adopté :

Tableau II.1: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson

Dénomination du goujon à tête	$h_{sc}$ (mm)	D(mm)	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
TRW Nelson KB <sup>3/4</sup> " – 95	95	19	350	450

### II.2.3. Les systèmes de stabilités

Les contreventements sont des dispositifs essentiels conçus pour absorber les forces du vent ou des séismes dans une structure et les transmettre au sol pour assurer sa stabilité. Ils sont souvent disposés le long des façades du bâtiment, formant des "palées de stabilité", pour résister aux charges latérales et réduire les déformations de la structure en cas de conditions météorologiques extrêmes.

On utilise pour cela des palées triangulées en V, ils peuvent être réalisés en double UPN, double cornière ou même, des sections tubulaires, ces dernières ont une meilleure performance en vue de leur grande inertie.

### II.2.4. Escaliers

Un escalier est une structure essentielle permettant aux utilisateurs de passer d'un niveau à un autre à l'intérieur du parking. Il offre un accès vertical entre les différents étages, facilitant ainsi la circulation des piétons et l'accès aux véhicules stationnés. Les escaliers dans les parkings peuvent être conçus pour être robustes, sécurisés et facilement accessibles.

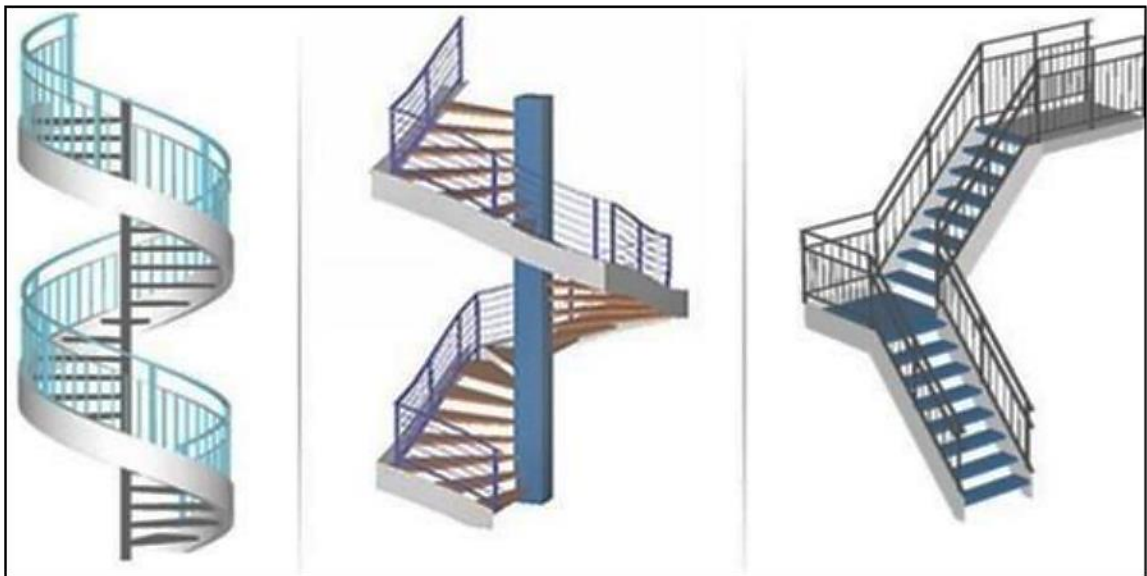


Figure II.5: Escaliers en charpente métallique.

Notre structure comporte un seul type d'escalier droit à deux volées avec un palier de repos.

### II.2.5. Les rampes

Dans les parkings, plusieurs types des rampes peuvent être utilisés pour faciliter l'accès des véhicules entre les différents niveaux, dans notre projet on a opté pour des rampes droites en acier.

Les rampes droites sont parmi les types des rampes les plus couramment utilisés dans les parkings. Leur conception simple et directe permet un accès rapide aux étages.

Les rampes en acier sont robustes, durables et peuvent supporter le poids des véhicules tout en étant relativement légères.

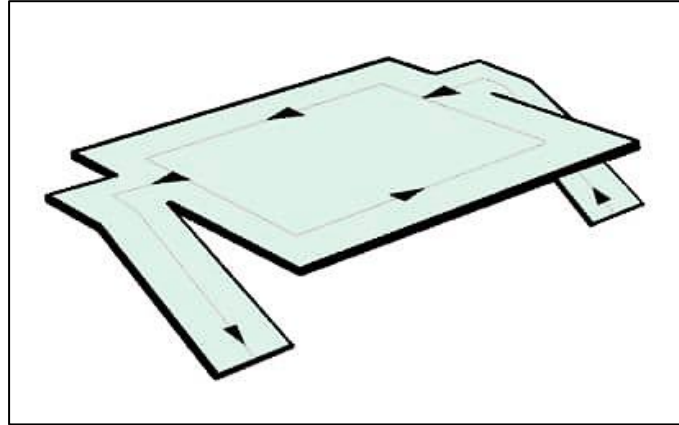


Figure II.6: Rampe demi-niveau.

Notre structure comporte deux rampes droites qui relient entre chaque étage de la structure, une façon de réduire la longueur des rampes toute en conservant des pentes d'inclinaison raisonnable, qui doivent être inférieure à 15% (un accès sûr et confortable pour les utilisateurs)

La pente a une inclinaison de 14 % ce qui est satisfaisant.

### II.2.6. Les façades

Le parking à étages étudié s'agit d'un parking aérien, les façades sont ventilées à 50%, avec des panneaux composites (FOREX).



Figure II.7: La façade principale de l'ouvrage étudié.

### II.2.7. Les gardes corps

Les garde-corps d'un parking sont des barrières de sécurité essentielles installées le long des rampes, des escaliers ou des zones surélevées pour prévenir les chutes et assurer la sécurité des utilisateurs.

Pour le parking, on opte un demi mur en béton armé.

### II.2.8. Les assemblages

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

- **Assemblage boulonné** : le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR8.8) pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.
- **Assemblage soudé** : le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à assembler.

## II.3. Conception du bloc administratif

### II.3.1. Ossature de l'ouvrage

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armée et des voiles de contreventement suivant les deux sens : donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

### II.3.2. Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher en corps creux et le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme De pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### II.3.3. Escaliers

La structure comporte une cage d'escalier qui assurent la circulation verticale entre les étages. Ils sont constitués de 2 volées et deux paliers de repos.

### II.3.4. Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- **Murs extérieurs** : constitués d'une double cloison de briques creuses (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'aire de 5cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : constitués par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur.

### II.3.5. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- **Mortier de ciment** : pour les murs de façades et les salles d'eaux
- **Carrelage** : pour les planchers, l'épaisseur  $e = 2cm$ , pour les escaliers, l'épaisseur  $e = 2cm$
- **Enduit plâtre** : 2cm pour les murs intérieurs, 2cm pour les plafonds.

### II.3.6. Acrotères

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

## II.4. Conclusion

Le chapitre explore le processus de conception de l'ouvrage, en se concentrant sur les aspects architecturaux et structurels. Il met en lumière l'importance de créer un espace accueillant et sécurisé pour les utilisateurs tout en assurant la solidité et la stabilité de la structure face aux charges dynamiques.

## **Chapitre III :**

# **Evaluation des charges et surcharges**

### III.1. Introduction

Les différentes charges et surcharges agissant sur notre construction sont définies dans ce chapitre. Elles se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, ainsi que les charges climatiques conformément aux règlements le règlement DTR D.C.2.2, et D.T.R-C2-47 également connu sous le nom de « RNV2013 »

### III.2. Actions et combinaisons d'actions

Les différents types d'actions qui peuvent sollicitées une construction quelconque sont des forces et des couples. Elles sont classées en fonction de leurs variations dans le temps en plusieurs catégories, on trouve :

- Charges permanentes  $G_i$ .
- Charges d'exploitation  $Q_i$ .
- Charges climatiques  $W$  et  $S$ .
- Charges accidentelles  $E_i$ .

Les combinaisons d'actions réglementaires possibles sont très nombreuses. Il est admis de n'étudier que celles qui apparaissent comme ayant manifestement les effets les plus défavorables. Les règles de combinaisons d'actions ainsi que les coefficients partiels de sécurité associés sont ceux définis dans [3].

#### III.2.1. Situations durables

##### III.2.1.1. Etat limite ultime

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable

$$\sum \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{k,max}$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables

$$\sum \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{ki}$$



Avec

$G_{kj}$  : Valeur caractéristique des actions permanentes.

$Q_{ki}$  : Valeur caractéristique des actions variables.

$\gamma_{Gj} = 1.35$  → Si l'action agit défavorablement.

$\gamma_{Gj} = 1$  → Si l'action agit favorablement.

### III.2.1.2. Etat limite de service

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable

$$\sum G_{kj} + Q_{k,max}$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables

$$\sum G_{kj} + 0.9 \sum_{i>1} Q_{ki}$$

### III.2.2. Situations accidentelles

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calculs sont : [1]

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2 E$$

$$0.8G \pm E$$

$$G + Q + 1.5E$$

## III.3. Evaluation des charges du bloc parking

### III.3.1. Charges permanentes (G)

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

III.3.1.1. Chargements des planchers

III.3.1.1.1. Plancher étages courants

Tableau III.1: Charges permanentes des étages courants.

Types	$G(KN/m^2)$
Résine époxy et béton bitumineux ( $e = 5cm$ )	1.19
Dalle en BA ( $e = 15cm$ )	3.5
Bac d'acier HI-BOND55 ( $e = 0.75 mm$ )	0.0956
$\Sigma G$	4.786

III.3.1.1.2. Plancher terrasse accessible

Tableau III.2: Charges permanentes terrasse accessible

Type	$G(KN/m^2)$
Résine époxy + béton bitumineux ( $e = 5cm$ )	1.19
Etanchéité multicouche ( $e = 2cm$ )	0.12
Forme en pente ( $e = 10cm$ )	2.2
Dalle en béton ( $e = 15cm$ )	3.5
Isolation thermique (bloc de liège $e = 4 cm$ )	0.16
Bac d'acier HI BOND55 ( $e = 0.75 mm$ )	0.0956
$\Sigma G$	7.226

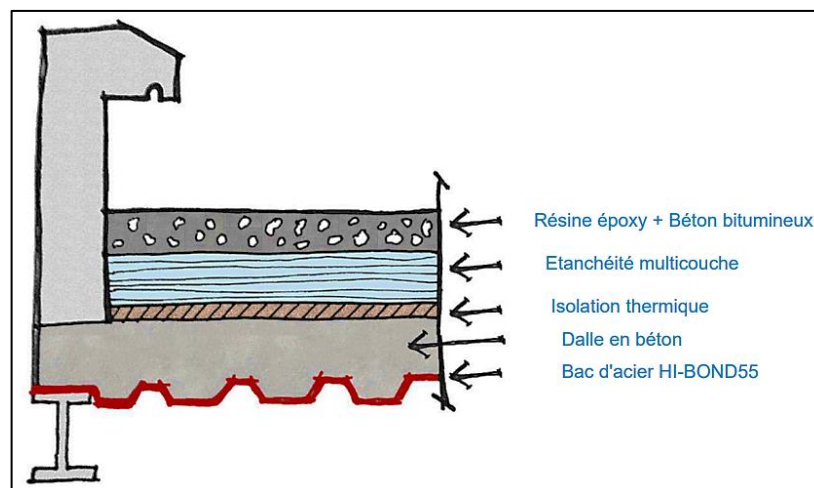


Figure III.1: Composition d'un plancher.

**III.3.1.2. Chargements du garde-corps (demi mur en béton armé)**

Le poids propre de garde-corps est comme suit :

$$G = \rho_b \times h \times e$$

Avec

$\rho_b$  : Poids volumique du béton  $\rightarrow \rho_b = 25kN/m^3$

$h$  : la hauteur de garde – corps  $\rightarrow h = 1.10 m$

$e$  : l'épaisseur de garde – corps  $\rightarrow e = 15 cm$

$$G = 25 \times 1.10 \times 0.15$$

$$G = 4.125 KN/ml$$

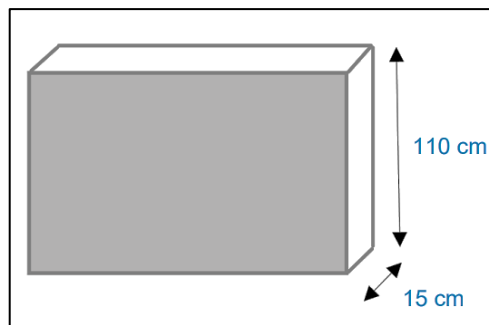


Figure III.2: Dimension de Garde-corps.

**III.3.2. Charges d’exploitation (Q)**

Elles désignent les surcharges dues à l’exploitation des surfaces par les usagers. [4]

Tableau III.3: Charges d’exploitations.

Type	Q(KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse accessible (stationnement des voitures)	2.5
Plancher étages courant (parking)	2.5
Ouvrier	0.75
Escalier parking	4

### III.3.3. Charges climatiques

On doit déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par le vent et la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent [2]. Le règlement RNV99 version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

#### III.3.3.1. Action de la neige

La charge caractéristique de neige ( $S$ ) s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times Sk \text{ [2]}$$

Avec

- $S$  : charge caractéristique de neige par unité de surface ( $KN/m^2$ )
- $Sk$  : charge de neige sur le sol en ( $KN/m^2$ )
- $\mu$  : coefficient d'ajustement des charges ou coefficient de forme
- La charge de la neige sur le sol  $Sk$

La valeur de  $Sk$  varie suivant la localisation géographique et suivant l'altitude du lieu considéré Notre structure se trouve à la wilaya d'Blida, classé zone A par [2]. Alors la charge de la neige sur le sol sera calculée comme suite :

$$Sk = (0.07H + 15)/100$$

Avec

- $H$  : altitude par rapport au niveau de la mer du site considéré (en m).

$$H=260 \text{ m} \rightarrow Sk = \frac{(0.07 \times 260 + 15)}{100} = 0.332 \text{ KN/m}^2$$

- Valeur du coefficient de forme de la toiture ( $\mu$ ) :

Les coefficients de forme des toitures sont obtenus par le tableau 1 chap.6.2 [2]

Pour une toiture qui se termine par un obstacle de retenue de la neige, tels que garde-corps, barrière à neige ou autre, le coefficient de forme de la toiture ne peut être réduit à une valeur inférieure à 0.8. [2]

C'est le cas de notre structure, car il y a un garde-corps on pourra donc prendre

$$\mu = 0.8$$

Donc la charge caractéristique de neige  $S$  est comme suit :

$$S = \mu \times Sk \rightarrow S = 0.332 \times 0.8 \rightarrow S = 0.266 \text{ KN/m}^2$$

### **III.3.3.2. Effet du vent**

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on cite le vent, le but est de calculer la pression de ce dernier sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer ses efforts à chaque niveau.

On assimile le vent a des forces statiques appliquées à la construction, il correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure. En général dans les constructions métalliques, son effet est prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et vent Algérien version 2013. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris Leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est Inférieure à 200 m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Pour notre cas on a 3 directions de vent :

- Direction du vent  $V1 \rightarrow$  Vent perpendiculaire à la façade principale
- Direction du vent  $V2$  et  $V3 \rightarrow$  Vent parallèle à la façade principale

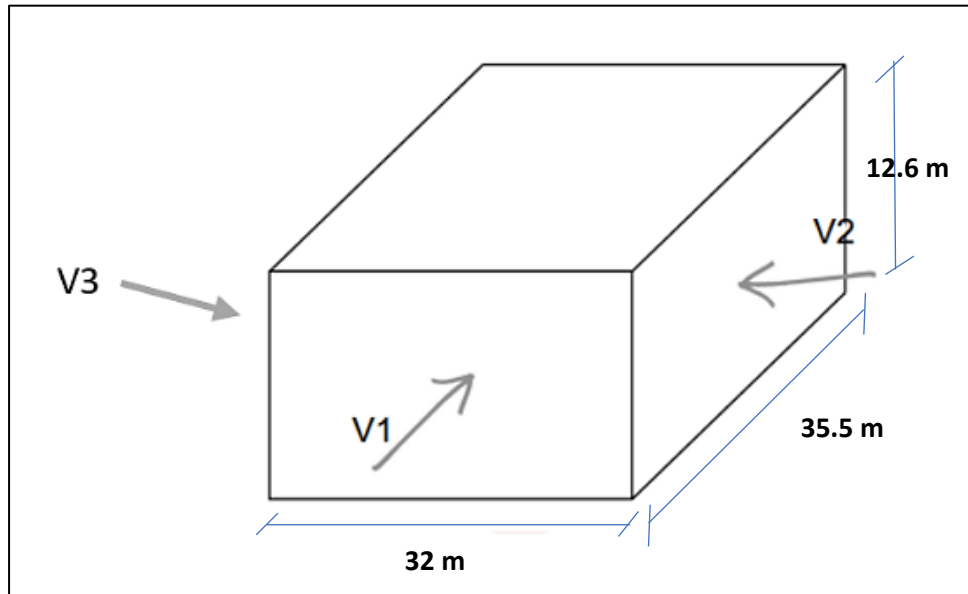


Tableau III.4: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain.

Catégorie	$K_t$	$Z_0(m)$	$z_{min} (m)$	$\epsilon$
III	0.215	0.3	5	0.61

• **Données relatives au site**

Le projet se trouve dans la commune de CHIFFA ; BLIDA.

- Zone de vent : ZONE 1 →  $q_{réf} = 375 N/m^2$  . [2]
- Nature du site : site plat →  $c_t = 1$

Avec

- $K_t$  : facteur du terrain.
- $z_0$  : le paramètre de rugosité.
- $z_{min}$  : la hauteur nominale.
- $\epsilon$  : coefficient utilisé pour le calcul de coefficient  $C_d$ .

• **Détermination de la pression dynamique de pointe**

La pression dynamique de point est donnée par :

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

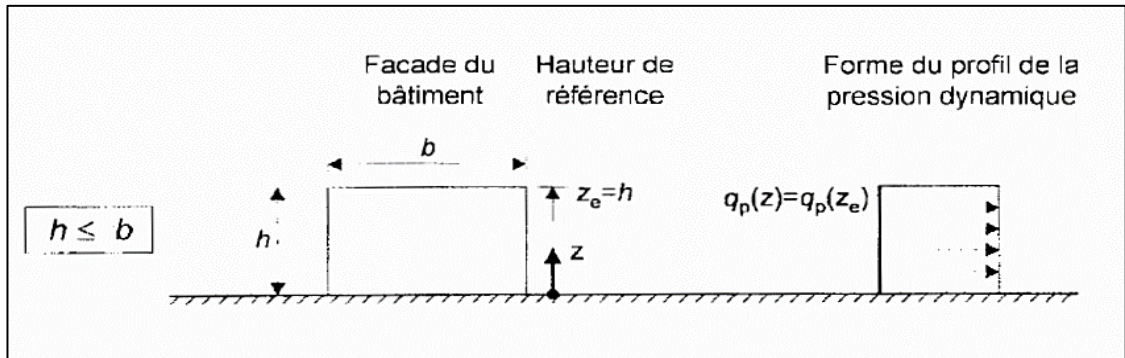


Figure III.4: Schéma représentatif Hauteur de référence  $z_e$  et profil correspondant de la pression dynamique. [2]

• **Calcul du coefficient d'exposition  $C_e$**

$C_e(z)$  est le coefficient d'exposition au vent qui tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site, de la hauteur au-dessus du sol et de la nature turbulente du vent, il est donné par la formule :

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

➤ Coefficient topographique  $C_t$

$C_t$  Est le coefficient de topographie prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellements isolés ...

Le site d'implantation de notre structure, est un site plat ; alors  $C_t = 1$ .

➤ Calcul du Coefficient de rugosité  $C_r$

$C_r$  Est le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par :

- $C_r(z) = Kt \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)$  pour  $z_{min} \leq z \leq 200m$
- $C_r(z) = Kt \times \text{Ln}\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)$  pour  $z < z_{min}$  [2]

Avec

- $K_t$  : Le facteur de terrain.
- $z_0(m)$  : Le paramètre de rugosité.

- $z_{min}(m)$  : La hauteur minimale.
- $Z(m)$  : La hauteur considérée.

Tableau III.5: Récapitulatif du calcul du coefficient  $C_r$  conformément à [2]

	$z_{min} \leq z \leq 200m$	$z < z_{min}$		$z_{min} \leq z \leq 200m$	$z < z_{min}$
Hauteurs (m)	$C_r$		Hauteurs (m)	$C_r$	
1.4	-	0.605	0	-	0.605
4.2		0.605	2.8		0.605
7	0.677	-	5.6	0.629	-
9.8	0.75		8.4	0.716	
12.6	0.804		11.2	0.778	

➤ Calcul du Coefficient de turbulence  $I_v$

$I_v$  c'est 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 : [2]

♦  $I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln(\frac{z}{z_0})}$  Pour  $z > z_{min}$

♦  $I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln(\frac{z_{min}}{z_0})}$  Pour  $z \leq z_{min}$  [2]

Tableau III.6: Récapitulatif du calcul du coefficient  $I_v$  conformément à [2].

	$z > z_{min}$	$Z \leq z_{min}$		$z > z_{min}$	$Z \leq z_{min}$
Hauteurs (m)	$I_v$		Hauteurs (m)	$I_v$	
1.4	-	0.355	0	-	0.355
4.2		0.355	2.8		0.355
7	0.317	-	5.6	0.342	-
9.8	0.287		8.4	0.3	
12.6	0.268		11.2	0.276	

Les valeurs du coefficient d'exposition sont récapitulées dans le tableau suivant

Avec

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



Tableau III.7: Récapitulatif du calcul du coefficient  $C_e$  conformément à [2].

Hauteurs (m)	$C_e$	Hauteurs (m)	$C_e$
1.4	1.276	0	1.276
4.2	1.276	2.8	1.276
7	1.475	5.6	1.343
9.8	1.693	8.4	1.589
12.6	1.859	11.2	1.775

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique de pointe comme suit :

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

Tableau III.8: Récapitulatif de tous les coefficients conformément à [2] direction V2.

Hauteurs (m)	$C_t$	$C_r$	Iv	$C_e$	$q_{réf}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )
0	1	0.605	0.355	1.276	375	478.5
2.8		0.605	0.355	1.276		478.5
5.6		0.629	0.342	1.343		503.625
8.4		0.716	0.3	1.589		595.875
11.2		0.778	0.276	1.775		665.625

Tableau III.9: Récapitulatif de tous les coefficients conformément à [2] direction V1 et V3.

Hauteurs (m)	$C_t$	$C_r$	Iv	$C_e$	$q_{réf}$ (N/m <sup>2</sup> )	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )
1.4	1	0.605	0.355	1.276	375	478.5
4.2		0.605	0.355	1.276		478.5
7		0.677	0.317	1.475		553.125
9.8		0.75	0.287	1.693		634.875
12.6		0.804	0.268	1.859		697.125

- **Vérification des conditions de la toiture isolée**

Lorsque au moins deux faces du bâtiment (façade ou toiture), l'aire totale des ouvertures existant sur chacune des faces représente 30% de l'aire de cette face, il convient de calculer les actions exercées sur la construction à partir des règles définies pour les toitures isolées.

[2]

Les surfaces des ouvertures ont été relevés à partir des plans architecturaux des différentes façades. (Voir annexe B)

Tableau III.10: Valeurs des surfaces et le pourcentage de chaque face.

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m <sup>2</sup> )	Surface de la face (m <sup>2</sup> )	%
Façade principale	59.103	220.017	26.863%
Façade latérale	52.026	220.017	23.646%
Façade droite	272.764	427.754	63.7666%
Façade gauche	159.708	453.904	35.185%
Terrasse accessible (Stationnement des véhicules)	78	1136	6.866%

On remarque que 2 faces de notre structure représentent 30% de l’aire de la face considérer, ce qui nous amène à dire qu’on doit calculer la pression du vent conformément aux règles de toiture isolés.

- **Calcul de la pression aérodynamique due au vent**

Après les vérifications de la toiture isolé et la définition de règlement (Les toitures isolées sont des toitures de construction ne comportant pas de murs permanents, telle que celles des stations-service, hangar ouverts, ...) [2]

Et pour cela la pression aérodynamique  $W(z_j)$  est obtenue à l’aide de la formule suivante :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times C_{p,net} \dots\dots\dots[2]$$

Le coefficient pour ce type de toiture est le  $C_{p, net}$ , il tient compte de l’effet combiné du vent agissant sur la surface inférieure et supérieure de la toiture. [2]

➤ Valeurs des coefficients de pression

Pour toutes les directions du vent, les valeurs des coefficients de force globaux et les coefficients de pression locaux  $C_{p,net}$ , sont données dans le tableau 5.8 pour les toitures à un versant [2].

$\varphi = 0$  Et  $\varphi = 1$  tiennent compte de l'effet combiné du vent agissant à la fois sur les surfaces supérieure et inférieure des toitures isolées quelles que soient les directions du vent. [5]

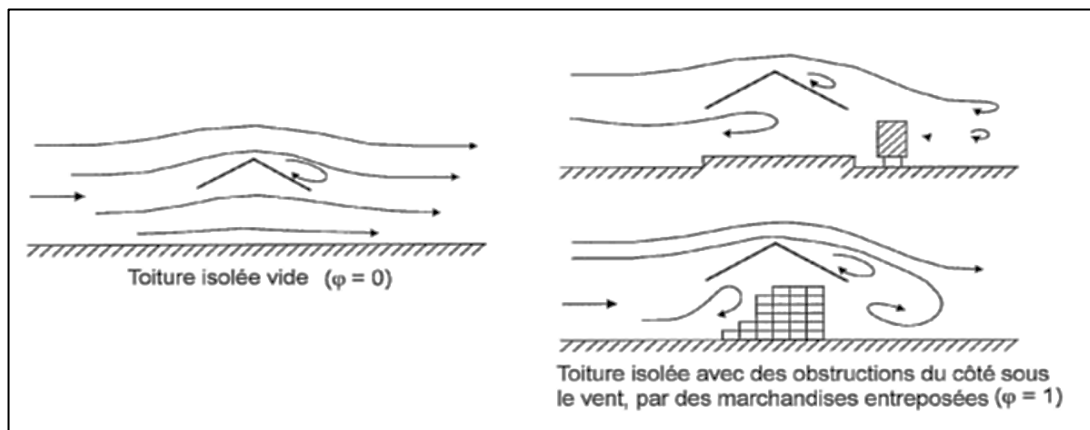


Figure III.5: Écoulement de l'air autour des toitures isolées. [5]

$\varphi$  Représente l'obstruction, c'est le rapport de l'aire des obstructions sous la toiture divisée par l'aire de la section transversale sous la voute. Or, dans notre cas, nous n'avons aucun objet disposé sur la hauteur de la rive sous le vent. Ce qui nous amène à prendre la valeur de  $\varphi = 0$ . [2]

Tableau III.11: Coefficient  $C_f$  et  $C_{p,net}$  en fonction de l'obstruction. [2]

Angle de la toiture $\alpha$	Obstruction $\varphi$		$C_f$	Zone t	Zone r	Zone u
	Surpression	Quelconque		$C_{p,net}$		
0	Surpression	Quelconque	0.2	0.5	1.8	1.1
	Dépression	0	-0.5	-0.6	-1.3	-1.4

**Paroi verticale (V1)**

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

- $b = 32m$
- $d = 35.5m$

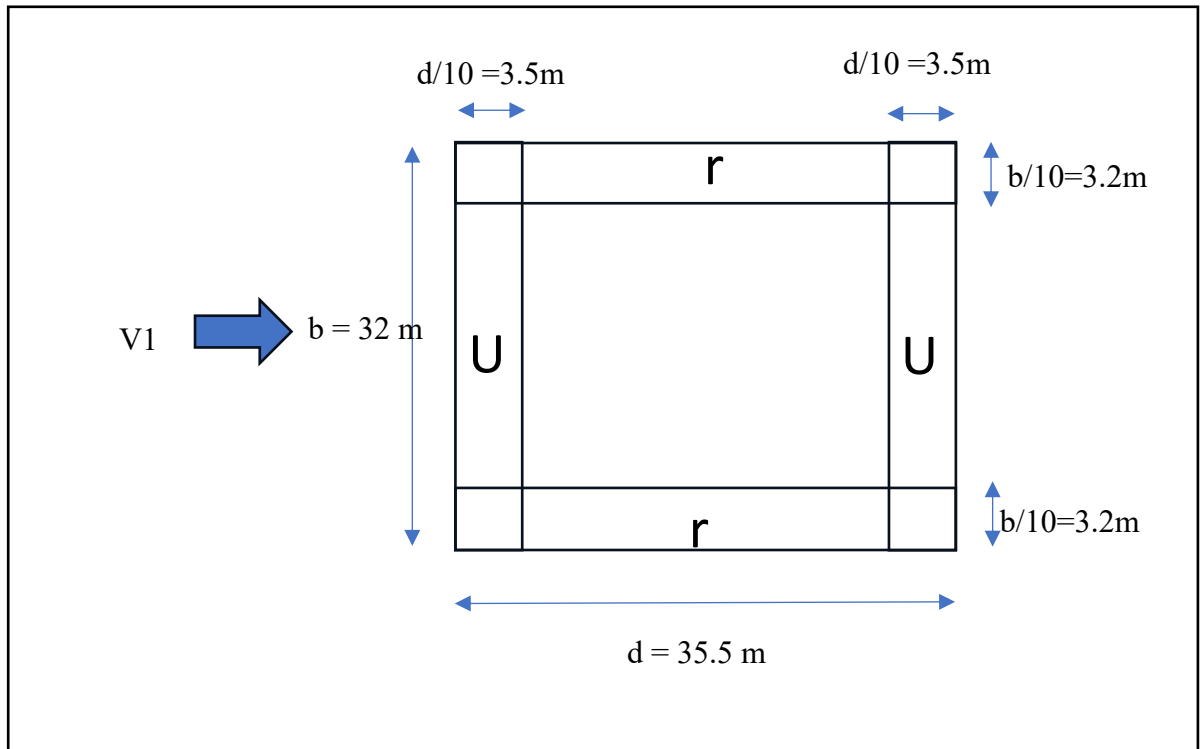


Figure III.6: Légende pour la paroi verticale V1.

Pressions aérodynamiques pour la direction V1

Tableau III.12: Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique direction V1.

Zones	$q_p(N/m^2)$	$C_{p,net}$		W(N/m <sup>2</sup> )	
		(+)	(-)	(+)	(-)
$H = 1.4$		$\alpha = 0^\circ$			
t	478.5	0.5	-0.6	239.25	-287.1
r		1.8	-1.3	861.3	-622.05
u		1.1	-1.4	526.35	-669.9
$H = 4.2$		$\alpha = 0^\circ$			
t	478.5	0.5	-0.6	239.25	-287.1
r		1.8	-1.3	861.3	-622.05
u		1.1	-1.4	526.35	-669.9
$H = 7$		$\alpha = 0^\circ$			
t	595.875	0.5	-0.6	276.563	-331.875
r		1.8	-1.3	995.625	-719.063
u		1.1	-1.4	608.438	-774.375
$H = 9.8$		$\alpha = 0^\circ$			
t	665.625	0.5	-0.6	317.437	-380.925
r		1.8	-1.3	1142.775	-825.337
u		1.1	-1.4	698.363	-888.825
$H = 12.6$		$\alpha = 0^\circ$			
t	688.125	0.5	-0.6	348.562	-418.275
r		1.8	-1.3	1254.825	-906.263
u		1.1	-1.4	766.837	-975.975

**Paroi verticale (V2) et (V3)**

Cas de vent perpendiculaire à la longueur du bâtiment

- $b = 71 \text{ m}$
- $d = 32 \text{ m}$

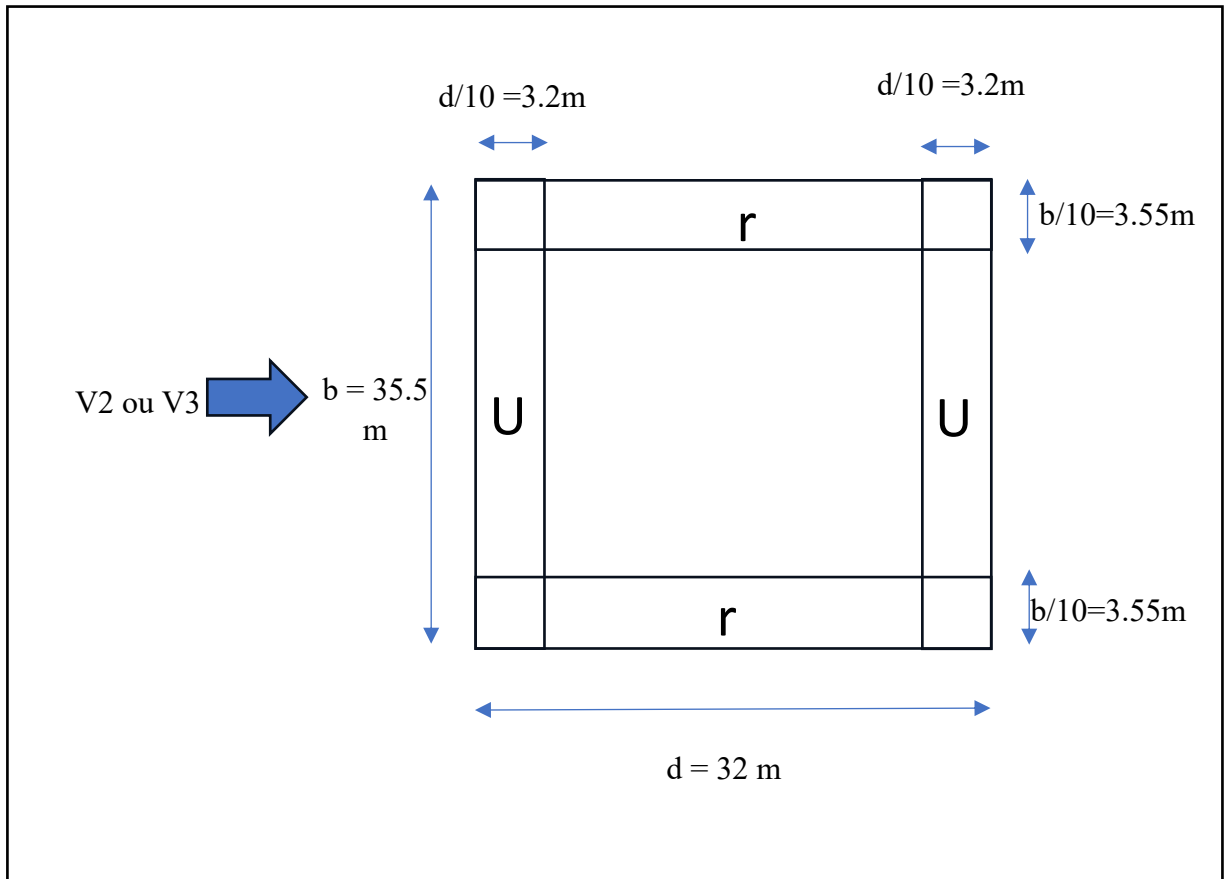


Figure III.7: Légende pour la paroi verticale V2 ; V3.

Tableau III.13: Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique direction V2 et V3

Zones	$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{p,net}$		W(N/m <sup>2</sup> )		$q_p$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{p,net}$		W(N/m <sup>2</sup> )		
		(+)	(-)	(+)	(-)		(+)	(-)	(+)	(-)	
$H = 1.4$						$H = 0$					
$\alpha = 0^\circ$						$\alpha = 0^\circ$					
t	478.5	0.5	-0.6	239.25	-287.1	478.5	0.5	-0.6	239.25	-287.1	
r		1.8	-1.3	861.3	-622.05		1.8	-1.3	861.3	-622.05	
u		1.1	-1.4	526.35	-669.9		1.1	-1.4	526.35	-669.9	
$H = 4.2$						$H = 2.8$					
$\alpha = 0^\circ$						$\alpha = 0^\circ$					
t	478.5	0.5	-0.6	239.25	-287.1	478.5	0.5	-0.6	239.25	-287.1	
r		1.8	-1.3	861.3	-622.05		1.8	-1.3	861.3	-622.05	
u		1.1	-1.4	526.35	-669.9		1.1	-1.4	526.35	-669.9	
$H = 7$						$H = 5.6$					
$\alpha = 0^\circ$						$\alpha = 0^\circ$					
t	553.12	0.5	-0.6	276.563	-331.87	503.62	0.5	-0.6	251.813	-302.175	
r		1.8	-1.3	995.625	-719.06		1.8	-1.3	906.525	-654.713	
u		1.1	-1.4	608.438	-774.37		1.1	-1.4	553.987	-705.075	
$H = 9.8$						$H = 8.4$					
$\alpha = 0^\circ$						$\alpha = 0^\circ$					
t	634.87	0.5	-0.6	317.437	-380.92	595.87	0.5	-0.6	297.937	-357.525	
r		1.8	-1.3	1142.775	-825.33		1.8	-1.3	1072.57 5	-774.637	
u		1.1	-1.4	698.363	-888.82		1.1	-1.4	655.463	-834.225	
$H = 12.6$						$H = 11.2$					
$\alpha = 0^\circ$						$\alpha = 0^\circ$					
t	697.12	0.5	-0.6	348.562	-418.27	665.62	0.5	-0.6	332.813	-399.375	
r		1.8	-1.3	1254.825	-906.26		1.8	-1.3	1198.12 5	-865.312	
u		1.1	-1.4	766.837	-975.97		1.1	-1.4	732.187	-931.875	

- Calcul de la pression aérodynamique pour la toiture

Cette partie de la structure est considéré comme une toiture plate, la toiture est considérée comme plate si  $\alpha \leq 5^\circ$ . [2]





Tableau III.14: Calcul du  $C_{pe}$  (arêtes vives sans acrotères) [2]

Zones		F	G	H	I
Surf (m <sup>2</sup> )		18.769	59.732	389.08	649.65
$\frac{h_p}{h}$	0.05	$C_{pe} = C_{pe10}$			
		-1.4	-0.9	-0.7	-0.2
		/	/	/	+0.2
$\frac{h_p}{h}$	0.10	-1.2	-0.8	-0.7	-0.2
		/	/	/	+0.2
$\frac{h_p}{h}$	0.08	-1.28	-0.84	-0.7	-0.2
		/	/	/	0.2

**Calcul la pression dynamique de pointe**

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

Avec

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

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

$$C_r(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{13.7}{0.3}\right) \text{ pour } z_{min} \leq z \leq 200m$$

$$C_r(z) = 0.822$$

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

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{13.7}{0.3}\right)}$$

$$I_v(z) = 0.261$$

$$C_e(Z) = 1^2 \times 0.822^2 \times [1 + 7 \times 0.261]$$

$$C_e(Z) = 1.91$$

$$q_p(z_e) = 375 \times 1.91 \rightarrow q_p(z_e) = 716.25 [N/m^2]$$

**Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$**

Une note stipule que lorsqu’il se révèle impossible, ou lorsqu’il n’est pas considéré justifié d’évaluer  $\mu$  pour un cas particulier, il convient alors de donner à  $C_{pi}$  la valeur la plus sévère de +0,2 et -0,3. [5]

- **Pression aérodynamique de la toiture non accessible**

$$W = q_p(C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III.15: Calcul de la pression aérodynamique pour la toiture isolée [2].

Zones	$q_p$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$		$C_{pi}$		$W$ [N/m <sup>2</sup> ]	
		(-)	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)
F	716.25	-1.28	/	-0.3	+0.2	-701.925	143.25
G		-0.84	/	-0.3	+0.2	-386.775	
H		-0.7	/	-0.3	+0.2	-286.5	
I		-0.2	+0.2	-0.3	+0.2	71.625	0

- **Calcul de la force de frottement**

Pour les structures allongées ou élancées, il est important de considérer une force additionnelle due aux frottements agissant sur les surfaces parallèles à la direction du vent. Cette force est prise en compte à une distance des bords exposés au vent, égale à la plus petite valeur entre deux fois la largeur ( $2b$ ) et quatre fois la hauteur ( $4h$ ).

Selon [2] on peut ignorer les effets du vent sur la surface lorsque la somme des aires de toutes les surfaces parallèles à la direction du vent est égale ou inférieure à quatre fois la somme des aires de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

$$S_2 + S_3 \leq 4 \cdot S_1$$

$$S_2 = S_3 = 447.3 \text{ m}^2$$

$$S_1 = 403.2 \text{ m}^2$$

$$447.3 + 447.3 = 894.6 \text{ m}^2 < 4 \times 403.2 = 1612.8 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée, pour cela, on ne tient pas compte des forces de frottement dues au vent.

III.4. Evaluation des charges du bloc administratif

III.4.1. Charges permanentes et charges d'exploitation

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondantes à une utilisation normale pour faciliter la prise en compte de chargements sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires celle-ci sont présentées dans la D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitation.

III.4.1. 1. Terrasse inaccessible

Selon le [4] charges permanent et d'exploitation on adopte :

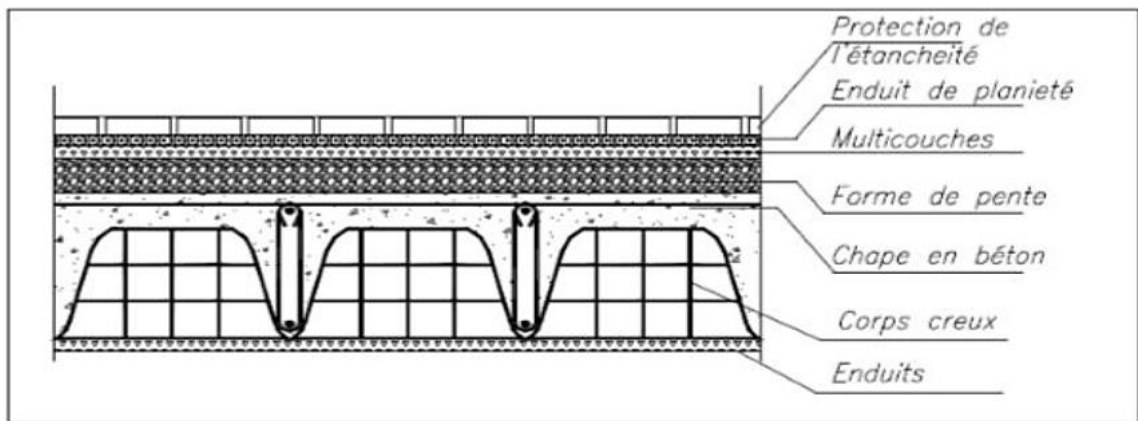


Figure III.9: Coupe d'un plancher terrasse inaccessible à corps creux.

Tableau III.16: charge permanente plancher terrasse inaccessible.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	0,05	16	0,80
Etanchéité multicouche	0,05	6	0,3
Forme de pente en béton léger	0,10	18	2,20
Isolation thermique	0,02	9	0,18
Dalle en corps creux	16+4	/	2.80
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

La charge permanente  $G = 6,48KN/m^2$

La charges d'exploitation  $Q = 1KN/m^2$

III.4.1.2. Planchers étage courant

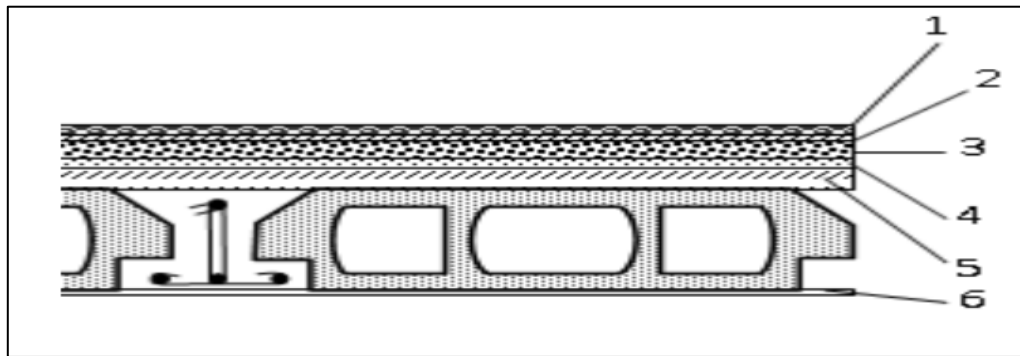


Figure III.10: Coupe d'un plancher étage courant à corps creux.

Tableau III.17: charge permanente plancher étage courant à corps creux.

	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumiques (kN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0.36
4	Plancher à corps creux	16+4	/	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison	0.1	10	1

La charge permanente  $G = 5,20KN/m^2$

La charges d'exploitation  $Q = 2.5KN/m^2$

III.4.1.3. Voile

Tableau III.18: charge permanente de voile.

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques	Charges G(kN/m <sup>2</sup> )
Voile en béton	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

La charge permanente  $G = 4.31KN/m^2$

**III.4.1.4. Murs extérieurs en maçonnerie**

La maçonnerie utilisée est en briques creuse (double cloison) de type 15/10 cm avec 05 cm de vide entre les briques

Tableau III.19: charge permanente de murs extérieur en maçonnerie.

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques	Charges G(kN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0.02	18	0.18
Briques creuses	0.10	9	0.90
Briques creuses	0.15	9	1.3
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

La charge permanente  $G = 2,58KN/m^2$

En enlevant 15% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres)

La charge permanente  $G = 2,20KN/m^2$

**III.4.1.5. Murs intérieurs**

Tableau III.20: charge permanente de murs intérieurs en maçonnerie.

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques	Charges G(kN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0.02	18	0.18
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

La charge permanente  $G = 1,28KN/m^2$

## III.4.1.6. Les escaliers

Palier de repos

Tableau III.21: charge permanente de Palier de repos.

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques	Charges G ( $kN/m^2$ )
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plancher dalle pleine	0.16	25	4
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2

La charge permanente  $G = 5,36kN/m^2$

La charges d'exploitation  $Q = 2.5kN/m^2$

Paillasse

Tableau III.22: charge permanente de paillasse.

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques	Charges G ( $kN/m^2$ )
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids des marches	0.17/2	25	2.125
Dalle pleine inclinée	0.16/cos (31.98°)	25	4,72
Enduit de ciment	0,01/ cos (31.98°)	18	0.21
Garde-corps	/	/	0.50

La charge permanente  $G = 8.355kN/m^2$

La charges d'exploitation  $Q = 2.5kN/m^2$

## III.4.1.7. Acrotère

$$S = (0,6 * 0,1) + (0,08 * 0,1) + \frac{0,02 * 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$Poids propre = 0,069 * 2500 = 172,5 \text{ kg/ml}$$

$$\begin{aligned} \text{Revêtement en enduit de ciment} &= 0,02 * 2000\{0,6 + 0,2 + 0,08 + 0,1 + 0,5\} \\ &= 59,2 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

$$G = 172,5 + 59,2 = 2,317 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

- Critère de résistance selon [6]

L'effort normal agissant ultime  $N_U$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_U \leq \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots (1)$$

Tel que

$\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité  $\alpha = [f(\lambda)]$

$\lambda$ : Elancement d'EULER  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : Longueur de flambement, dans notre cas :  $l_f = 0,7l_0$  (poteau encasté a la base et articulé au sommet).

$i$ : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B_r}}$

$I$ : Moment d'inertie de la section  $I = \frac{bh^3}{12}$

$B_r$ : Section réduite du poteau, obtenue en réduisant des a section réelle lcmd'épaisseurs sur toute sa périphérie :  $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

$f_{c28}$ : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

$f_e$ : Limite élastique de l'acier, ( $f_e = 500 \text{ MPa}$ ).

$A_s$  : Section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul, on prend

$$A_s = 0,9\%B_r \dots (\text{zone III})$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b=1,50$ ) .....situation durable.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s=1,15$ ) situation durable

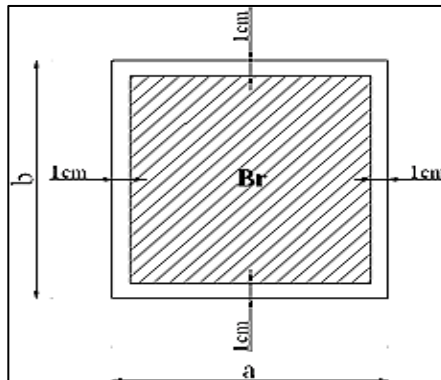


Figure III.11: Section réduite du poteau.

Selon le [6]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B_r} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau :  $\frac{A_s}{B} = 0,9\%$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ Si } 50 < \lambda < 70 \end{array} \right.$$

Avec  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $B_r$  :

$$B_r \geq \frac{N_U}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \gamma_s} \right]}$$

$$\frac{A_s}{B} = 0,9B_r = \mathbf{0,063 N_U}$$

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783$$



**III.4.1.8. Poteaux**

$$G_{poteau} = S \times \rho_{beton} = (0.30 \times 0.30) \times 25 = 2,25KN/m$$

**III.4.1.9. Les poutres**

$$G_{PP} = S \times \rho_{beton} = (0.30 \times 0.40) \times 25 = 3KN/m$$

$$G_{PS} = S \times \rho_{beton} = (0.30 \times 0.35) \times 25 = 2.625KN/m$$

**III.4.2. Descente des charges****III.4.2.1. Poteau intermédiaire**

La surface afférente :

$$S_G = ((2.5 + 2.25)) \times (2.075 + 1.375)$$

$$S_G = 16,39m^2$$

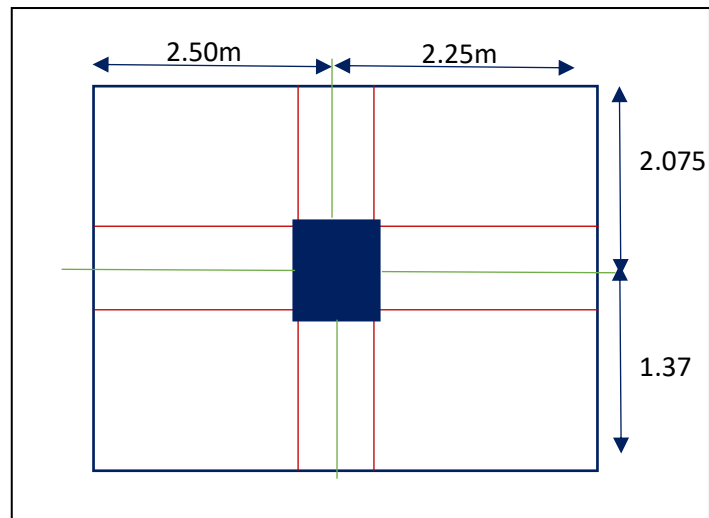


Figure III.12: Représentation du poteau centrale le plus sollicité.

Tableau III.23: Les sections des poteaux pour chaque niveau.

NIVEAUX	Elément	Surface	G	Q	$N_u$	$B_r$	$a \times b$ ( $cm^2$ )
Terrasse	Plancher terrasse	16,39	106.20	16,39			
	Poutre P	$\times 6,48$	14.25				
	Poutre S	$3 \times 4.75$	9.06				
		2.625					
		$\times 3.45$					
	TOTALE		129.517	16,39	199.433	125,64	$30 \times 30$
1	Venant T		129.517	16,39			
	Plancher courant	16,39	85.228	40.975			
		$\times 5.20$	14.25				
	Poutre P	$3 \times 4.75$	9.06				
	Poutre S	2.625	4.86				
	Poteau	$\times 3.45$					
		$2,25 \times 2.16$					
	TOTALE		242.915	57.365	413.983	260,81	$30 \times 30$
2	Venant N1		242.915	57.365			
	Plancher courant	16,39	85.228	40.975			
		$\times 5.20$	14.25				
	Poutre P	$3 \times 4.75$	9.06				
	Poutre S	2.625	4.86				
	Poteau	$\times 3.45$					
		$2,25 \times 2.16$					
	TOTALE		356.313	98.34	628.533	395,96	$30 \times 30$
RDC	Venant N2		356.313	98.34			
	Plancher courant	16,39	85.228	40.975			
		$\times 5.20$	14.25				
	Poutre P	$3 \times 4.75$	9.06				
	Poutre S	2.625	4.86				
	Poteau	$\times 3.45$					
		$2,25 \times 2.16$					
	TOTALE		469.711	139.315	843.08	531,14	$30 \times 30$

III.4.2.1. Poteau de rive

La surface afférente

$$S_G = ((2.50 + 2.25)) \times (2,075) = 9.856m^2$$

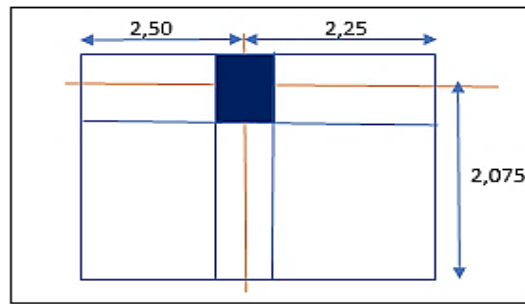


Figure III.13: Représentation du poteau de rive le plus sollicité.

Tableau III.24: Descente des charges sur le poteau de rive.

NIVEAUX	Elément	Surface (m <sup>2</sup> )	G (kN)	Q (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a × b (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	Plancher terrasse	9.856 × 6,48	63.866	9.856			
	Poutre P	3 × 4.75	14.25				
	Poutre S	2.625 × 2,075	5.447				
	Acrotère	2,317 × 4.75	11.01				
	TOTALE		94.573	9.856	142.457	89.75	30× 30
1	Venant T		94.573	9.856			
	Plancher courant	9.856 × 5.20	51.25	24.64			
	Poutre P	3 × 4.75	14.25				
	Poutre S	2.625 × 2,075	5.447				
	Poteau	2,25 × 2.16	4.86				
	Murs extérieurs	2,20 × 11.4	25.08				
	TOTALE		195.46	34.496	315.615	198.84	30× 30
2	Venant N1		195.46	34.496			
	Plancher courant	9.856 × 5.20	51.25	24.64			
	Poutre P	3 × 4.75	14.25				
	Poutre S	2.625 × 2,075	5.447				
	Poteau	2,25 × 2.16	4.86				
	Murs extérieurs	2,20 × 11.4	25.08				
	TOTALE		296.347	59.136	488.763	307.92	30× 30
RDC	Venant N2		296.347	59.136			
	Plancher courant	9.856 × 5.20	51.25	24.64			
	Poutre P	3 × 4.75	14.25				
	Poutre S	2.625 × 2,075	5.447				
	Poteau	2,25 × 2.16	4.86				
	Murs extérieurs	2,20 × 11.4	25.08				
	TOTALE		397.234	83.776	661.929	417.02	30× 30

**III.4.2.3. Poteau d'angle**

La surface afférente

$$S_G = ((1.50 \times 2.025)) = 3.037m^2$$

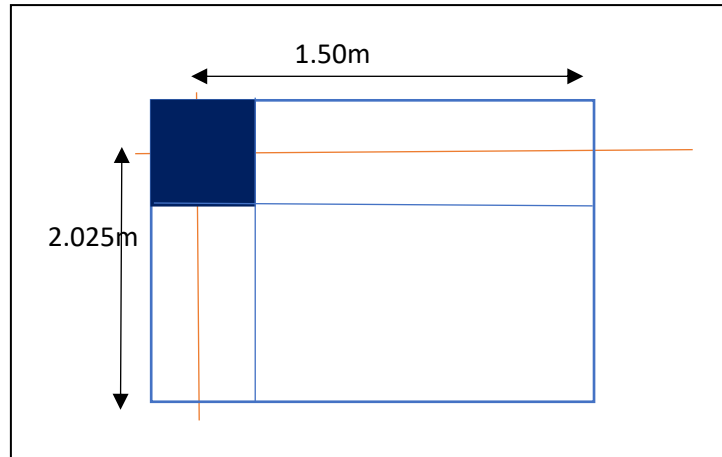


Figure III.14: Représentation du poteau d'angle le plus sollicité.

Tableau III.25: Descente des charges sur le poteau de d'angle

NIVEAUX	Elément	Surface	G	Q	$N_u$	$B_r$ ( $cm^2$ )	$a \times b$ ( $cm^2$ )
Terrasse	Plancher terrasse	$3.037 \times 6,48$	19.679	3.037			
	Poutre P	$3 \times 1.5$	4.5				
	Poutre S	$2.625 \times 2.025$	5.316				
	Acrotère	$3.525 \times 2,317$	12.80				
	TOTALE		42.295	3.037	61.654	38.84	$30 \times 30$
1	Venant T		42.295	3.037			
	Plancher courant	$3.037 \times 5.20$	15.792	7.593			
	Poutre P	$3 \times 1.5$	4.5				
	Poutre S	$2.625 \times 2.025$	5.316				
	Poteau	$2,25 \times 2.16$	4.86				
	Murs extérieurs	$2,20 \times 4.86$	10.692				
	Murs extérieurs	$2,20 \times 3.6$	7.92				
	TOTALE		91.375	10.63	139.30	87.76	$30 \times 30$
2	Venant N1		91.375	10.63			
	Plancher courant	$3.037 \times 5.20$	15.792	7.593			
	Poutre P	$3 \times 1.5$	4.5				
	Poutre S	$2.625 \times 2.025$	5.316				
	Poteau	$2,25 \times 2.16$	4.86				
	Murs extérieurs	$2,20 \times 4.86$	10.692				
	Murs extérieurs	$2,20 \times 3.6$	7.92				
	TOTALE		140.455	18.223	216.95	136.67	$30 \times 30$
RDC	Venant N2		140.455	18.223			
	Plancher courant	$3.037 \times 5.20$	15.792	7.593			
	Poutre P	$3 \times 1.5$	4.5				
	Poutre S	$2.625 \times 2.025$	5.316				
	Poteau	$2,25 \times 2.16$	4.86				
	Murs extérieurs	$2,20 \times 4.86$	10.692				
	Murs extérieurs	$2,20 \times 3.6$	7.92				
	TOTALE		189.535	25.816	281.688	177.46	$30 \times 30$

- Section d'acier

$$A = \max (ABAEL, ARPA)$$

- D'après [1] la section d'acier minimale sera de

$$A_{min} = 0.9\% B \text{ (zone III)}$$

$$A_{min} = 0.9(30 \times 30) / 100 = 8.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 810 \text{ mm}^2$$

- D'après [6]

$$A_{min} = \max (4 \text{ cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$A_{min} = \max (4 \text{ cm}^2, 0.002 \times 30 \times 30 = 4 \text{ cm}^2)$$

$$A_{min} = 4 \text{ cm}^2 = 400 \text{ mm}^2$$

$$A = 810 \text{ mm}^2$$

#### III.4.2.4. Les vérifications nécessaires

##### L'effort normal ultime

Poteau centrale

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 843.08 \text{ KN}$$

Selon le [7] (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de

$$15\% \text{ tel que : } Nu = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q) = 969.542$$

$$\text{Donc } Nu = 969.542 \text{ KN}$$

##### III.4.2.4.1. Vérifications à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times F_{C28} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{0.6 \times F_{C28}} = \frac{969.542 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.0646 \text{ m}^2$$

On a :  $B = 0.09$

$B = 0.09 \text{ m}^2 > 0.0646 \text{ m}^2$  Condition vérifiée.

**III.5. Conclusion**

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

## **Chapitre IV :**

# **Prédimensionnement des éléments principaux**



**IV.1. Introduction**

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres...) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmise par les planchers aux éléments porteurs, qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré dimensionnement des éléments est déterminé, selon les règles de calcul BAEL91, CBA93, RPA99, CCM97 et EC3.

On commence le prédimensionnement par les éléments du bloc parking ensuite les éléments du bloc administratif.

**IV.2. Prédimensionnement des éléments du bloc parking****IV.2.1. Classification des sections transversales**

Le CCM97 propose quatre classes de section transversales qui est définies comme suite :

Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

Classe 2 : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée

Classe 3 : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique

Classe 4 : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit-être déterminée avec prise en compte moment-rotation correspondant  
Chaque classe de section a son moment-rotation correspondant, qui se présente comme suis :

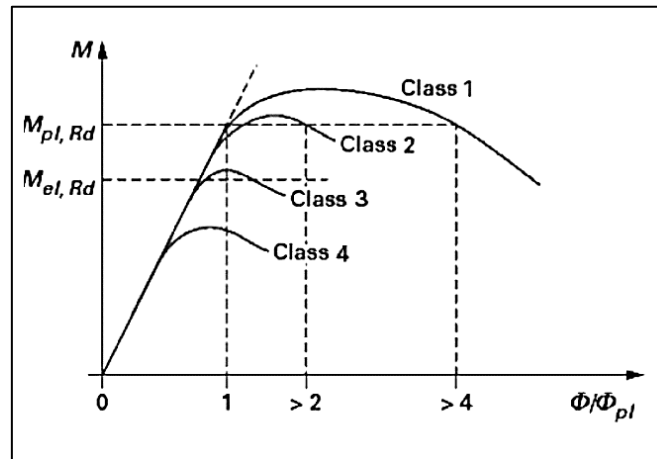


Figure IV.1 : Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section [3]

### IV.2.2. Coefficient partiel de sécurité [3]

Le coefficient partiel de sécurité  $\gamma_m$  pour les matériaux doit être pris égal à valeurs suivantes

- Sections de classe (1, 2, 3)  $\rightarrow \gamma_{m0} = 1.10$
- Sections de classe (4)  $\rightarrow \gamma_{m1} = 1.10$
- Sections nettes au droit des trous  $\rightarrow \gamma_{m2} = 1.25$
- Cas des états limites ultimes des éléments  $\rightarrow \gamma_{m1} = 1.10$

### IV.2.3. Les valeurs limites des flèches

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches ne restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

Les valeurs limites recommandées flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (tableau 4.1 [3])

Tableau IV.1: Valeurs limites recommandées de flèches verticales.

Conditions	$f_{vmax}$
Toitures en générales	L/200
Toitures supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime)	L/400
Cas où $f_{vmax}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

#### IV.2.4. Prédimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles, souvent en IPE, travaillant en flexion simple. Elles sont installées horizontalement dans le plancher afin de transmettre les charges appliquées aux éléments porteurs principaux (poutres principales, murs porteurs).

La hauteur d'étage de notre structure  $h = 2.8$  m est très limitée, l'ajout de solives peut réduire considérablement l'espace disponible pour les véhicules et pour l'installation de services tels que l'éclairage. C'est pourquoi nous avons choisi d'éviter d'ajouter des solives, afin de préserver cet espace. L'avantage de l'espacement de 2,5 mètres entre les portiques permet une meilleure répartition des charges sur le plancher collaborant. Avec cet espacement, les tôles collaborâtes peuvent être supportées par les poutres, ce qui réduit la nécessité d'ajouter des solives pour renforcer la structure.

Dans notre cas l'espacement entre les portiques est de 5 mètres dans le panneau de la rampe d'accès, l'ajout des solives est nécessaire pour garantir la sécurité et la stabilité de la structure, en tenant compte des charges prévues et des contraintes spécifiques de la rampe.

Donc pour notre parking on ajoute les solives seulement dans le panneau de la rampe d'accès.

L'espacement entre les solives est déterminé par l'équation suivante :

$$0.7m \leq L \leq 7 m.$$

On opte pour un espacement des solives  $e = 1.25 m$ .

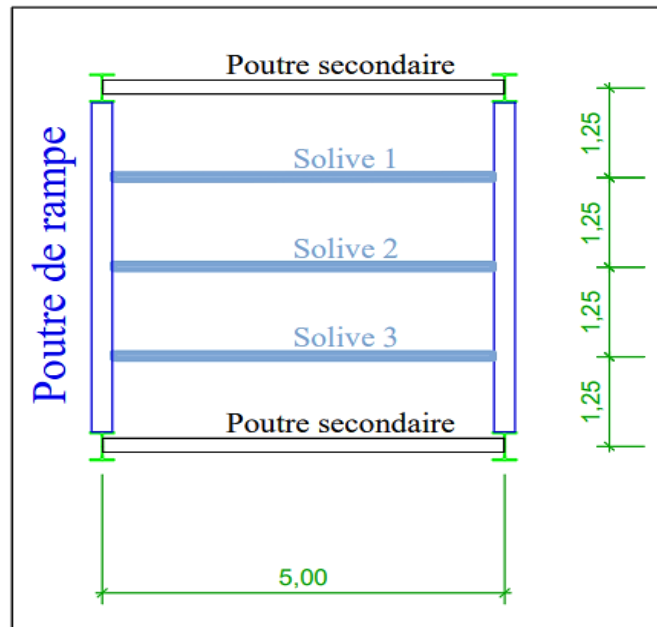


Figure IV.2: Schéma de l'espacement entre solives.

Les solives sont dimensionnées selon la condition de la flèche à (E.L.S).

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

Pour une poutre biarticulée :

$$- f_{max} = \frac{5qL^4}{384.EI}$$

$$- f_{adm} = \frac{L}{250}$$

On a

- $G_{b\acute{e}ton} = 3.5 \text{ KN/m}^2$  .
- $G_{HI-BOND55} = 0.0956 \text{ KN/m}^2$  .
- $Q_{Ouvrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$  .

q : la charge non pondérée

$$q = G + Q$$

Avec

$$G = G_{\text{béton}} + G_{\text{HI-BOND55}} \rightarrow G = 3.5 + 0.0956 = 3.596 \text{ KN/m}^2$$

Donc

$$q = 3.596 + 0.75 \rightarrow q = 4.346 \text{ KN/m}^2 .$$

La charge sur la solive est de :

$$q' = q \times e$$

$$q = 4.346 \times 1.25 \rightarrow q = 5.433 \text{ KN/m}$$

$$E = 210000 \text{ MPA} ; \quad L = 5 \text{ m}$$

$$I \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 5.433 \times 5000^3 \times 250}{384 \times 210000} \times 10^{-4}$$

$$I \geq 1052.71 \text{ cm}^4$$

Choix : Un IPE 180 avec un moment d'inertie :  $I = 1317 \text{ cm}^4$ .

#### IV.2.4.1. Vérification de la solive

La vérification se fait selon 2 phase :

- Phase de construction : Le profilé de l'acier travail seul.
- Phase finale : le profilé et la dalle travaillent ensemble.
- Exemple de calcul sur une solive du plancher courant

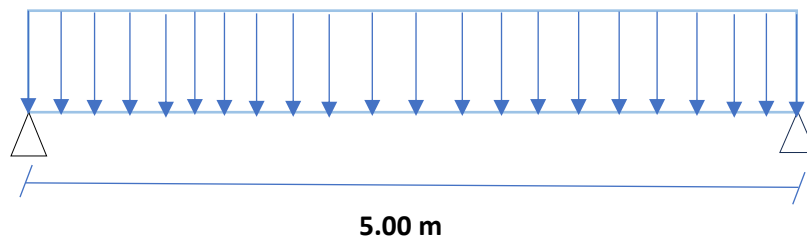


Figure IV.3: Schéma statique d'une solive.

Tableau IV.2: Caractéristiques géométrique du profilé IPE 180.

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	G (KG/m)	A (cm <sup>2</sup> )	H (mm)	B (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	Wpl-y (cm <sup>3</sup> )	Wel-y (cm <sup>3</sup> )	Avz (cm <sup>2</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
IPE 180	18.8	23.95	180	91	5.3	8	9	1317	166.4	146.3	11.25	7.42	2.05

- Phase initiale

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

- Poids propre du béton frais →  $G_b = 3.5 \text{ KN/m}^2$  .
- Poids du bac HI-BAND55 (0.75mm) →  $G_{Bac} = 0.0956 \text{ KN/m}^2$ .
- Surcharge de construction →  $Q_{Ovrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids propre du profilé IPE 180 →  $G_{IPE 180} = 0.188 \text{ KN/m}^2$ .
- L'entraxe entre les solives est de :  $e = 1.25 \text{ m}$ .
- $L_{solive} = 5\text{m}$ .

- Combinaison de charge

**ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times [G + (G_b + G_{Bac}) \times e] + [1.5 \times Q_{Ovrier} \times e]$$

$$q_u = 1.35 \times [0.188 + (3.5 + 0.0956) \times 1.25] + [1.5 \times 0.75 \times 1.25]$$

$$q_u = 7.728 \text{ KN/ml.}$$

**ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (G_b + G_{Bac} + Q_{Ovrier}) \times e + G$$

$$q_s = (3.5 + 0.0956 + 0.75) \times 1.25 + 0.188$$

$$q_s = 5.62 \text{ KN/ml}$$

- Vérifications des résistances

### Flexion

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

- $M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{7.728 \times 5^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 24.15 \text{ KN.m.}$
- $M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{166.4 \times 10^3 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 41.6 \text{ KN.m.}$
- $M_{sd} < M_{pl,rd} \dots$  Condition vérifiée

### Effort tranchant

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

- $v_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} \rightarrow v_{sd} = \frac{7.728 \times 5}{2} \rightarrow v_{sd} = 19.32 \text{ KN.}$
- $V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{11.25 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 162.38 \text{ KN.}$
- $v_{sd} < V_{pl,rd} \dots$  Condition vérifiée.

Étude de l'interaction moment fléchissant et effort tranchant :

$$v_{sd} \leq 0.5 \times V_{pl,rd} \rightarrow 19.32 \text{ KN} < 81.19 \text{ KN} \rightarrow \text{Pas d'interaction.}$$

### Vérification de la rigidité

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

- $f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \rightarrow f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{5.62 \times 5000^4}{210000 \times 1317 \times 10^4} \rightarrow f_{max} = 16.536 \text{ mm.}$
- $f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{5000}{250} \rightarrow f_{adm} = 20 \text{ mm.}$

$$f_{max} = 16.536 \text{ mm} \leq f_{adm} = 20 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

### Vérification au déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par [9]. Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique qui touche les poutres fléchies par rapport à leur axe de forte inertie, la partie comprimée de la poutre subit dans son plan vertical sous une forte compression, une déformation en dehors de son plan, ce qui se traduit par une flexion dans le plan horizontale et une rotation autour du centre de cisaillement.

Dans le cas d'un élément fléchi non maintenu latéralement. La résistance au déversement doit être prise égale à :

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = x_{lt} \cdot \beta_{lt} \cdot w_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} [9]$$

Classification de la solive IPE 180

$$\text{Classification de l'âme : } \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.547 \leq 72 \varepsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$

→ Âme de classe 1.

$$\text{Classification des semelles : } \frac{c}{t_f} = \frac{42.85}{8} = 5.356 \leq 10\varepsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$$

→ Semelles de classe 1.

Donc notre profilé IPE180 est de classe 1.

Avec

$x_{lt}$  : coefficient de réduction, il est en fonction de l'élément réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  et qui ont pour valeur

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.91 \cdot \varepsilon} > 0.4$$

Avec

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{t_f}{h}}\right)^2\right]^{0.25} \times \sqrt{1.132}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1250}{20.5}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{1250}{20.5}}{\frac{180}{8}}\right)^2\right]^{0.25} \times \sqrt{1.132}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 57.1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{57.1}{93.91 \times 0.924} = 0.658 > 0.4 \rightarrow \text{Risque de déversement.}$$

$$\phi_{Lt} = 0.5[1 + 0.21(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$



$$\phi_{Lt} = 0.5[1 + 0.21(0.658 - 0.2) + 0.685^2]$$

$$\phi_{Lt} = 0.79$$

$$x_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \rightarrow x_{Lt} = 0.815$$

$$M_{b,rd} = x_{Lt} \cdot \beta_{lt} \cdot w_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow M_{b,rd} = 0.815 \times 1 \times 166.4 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-6}$$

$$M_{b,rd} = 33.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 24.15 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 33.9 \text{ KN.m}$$

Le profilé IPE 180 est stable vis-à-vis au diversement.

### Phase finale

Le béton ayant durcit l'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont

- Poids propre du profilé IPE 180  $\rightarrow G_{\text{IPE 180}} = 0.188 \text{ KN/m}^2$ .
- Charge permanente  $\rightarrow G = 4.786 \text{ KN/m}^2$ .
- Charge d'exploitation  $\rightarrow Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ .
- Entraxe entre solives :  $e = 1.25\text{m}$ .

- Combinaison de charge

### **ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times [G_{\text{IPE 180}} + (G \times e)] + [1.5 \times Q \times e]$$

$$q_u = 1.35 \times [0.188 + (4.786 \times 1.25)] + [1.5 \times 2.5 \times 1.25]$$

$$q_u = 12.973 \text{ KN/ml.}$$

## ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (G + Q) \times e + G_{\text{IPE 180}}$$

$$q_s = (4.786 + 2.5) \times 1.25 + 0.188$$

$$q_s = 9.296 \text{ KN/ml.}$$

- Détermination de l'axe neutre

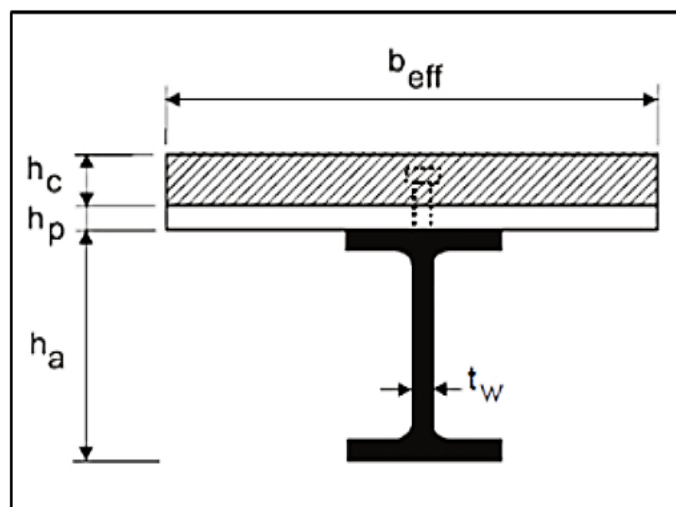


Figure IV.4: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.

Position de l'axe neutreRésistance de compression de la dalle en béton

$$R_b = 0.57 \cdot f_{c28} (b_{eff} \cdot h_c)$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$h = 150 \text{ mm}$  Hauteur de la dalle en béton

$h_p = 55 \text{ mm}$  Hauteur du bac d'acier

$h_c = h - h_p \rightarrow h_c = 150 - 55 = 95 \text{ mm}$  Hauteur du béton

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (1250 \times 95)$$

$$R_b = 1962.188 \text{ KN}$$

Résistance de traction du profilé d'acier

$$R_a = 0.95 \cdot A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 2395 \times 275$$

$$R_a = 625.694 \text{ KN}$$

$$R_b > R_a$$

→ L'axe neutre plastique est dans la dalle de béton, alors le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

Moment fléchissant

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

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_a}{R_b} \times \frac{h_c}{2} \right]$$

$$M_{pl,rd} = 625.694 \times \left[ \frac{180}{2} + 95 + 55 - \frac{625.694}{1962.188} \times \frac{95}{2} \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{pl,rd} = 140.689 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{12.973 \times 5^2}{8}$$

$$M_{sd} = 40.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 40.54 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 140.689 \text{ KN.m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} = \frac{12.973 \times 5}{2} \rightarrow V_{sd} = 32.433 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{11.25 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{pl,rd} = 162.38 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 32.433 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 162.38 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 32.433 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,rd} = 81.19 \text{ KN}$$

→ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

#### Vérification de la rigidité

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$- f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = 20 \text{ mm}$$

$$- f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c}$$

$$I_c = \frac{A_a(h_c + 2 \times h_p + h_0)^2}{4(1 + m.v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12.m} + I_{ya}$$

Avec

$$m = 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} \rightarrow V = \frac{23.95 \times 10^2}{1250 \times 95} \rightarrow V = 0.02$$

$$I_c = 92964838.24 \text{ mm}^4$$

D'où :

$$- f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{9.296 \times 1250^4}{210000 \times 92964838.24} \rightarrow f_{max} = 0.015 \text{ mm}$$

$$- f_{max} = 0.015 \text{ mm} \leq f_{adm} = 20 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé IPE 180 est retenu pour les solives du plancher courant.

**REMARQUE :** la procédure de calcul de la solive ci-dessus est la même pour les autres solives, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV.3: Récapitulatif pour les solives de chaque niveau.

Niveau	Profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	$q_s$ KN/m	$q_u$ KN/ml	$M_{sd}/M_{pl,rd}$	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPE 180	5	1.25	9.296	12.973	0.288	20	0.015
Terrasse accessible	IPE 180	5	1.25	12.345	17.135	0.423	20	0.018

**IV.2.4.2. Vibrations du plancher au niveau de la rampe :**

Afin d’assurer le confort des usagers de l’ouvrage, il est indispensable de limiter les vibrations des planchers. Afin d’assurer cela, on doit comparer la valeur calculée des vibrations aux valeurs limites des vibrations recommandées. La fréquence propre doit donc satisfaire la condition suivante :

$$f_0 = \frac{\alpha_i}{2\pi.L^2} \times \sqrt{\frac{E.I}{m}} > f_i \quad [3]$$

Avec

- $f_0$  [Hz]: fréquence propre.
- $f_i$  [Hz]: fréquence imite.
- $\alpha_i$ : coefficient de la fréquence du mode vibratoire (tableau4.4 [3])
- $m$ : poids par unité de longueur.

Pour un plancher destiné à des véhicules légers :  $f_i = 3 \text{ Hz}$  [3]

Pour une poutre bi-appuyée dans le premier mode (flèche et sollicitation dynamique les plus défavorables), on a :  $\alpha_i = 9.869$  [3]

Avec

G plancher étage courant :  $G = 4.786 \text{ KN}/m^2$

$G_{IPE180} = 0.154 \text{ KN}/m$

L’espacement entre les solives :  $e = 1.25 \text{ m}$

$m = G + p = (1.25 \times 4.786) + 0.154 = 6.136 \text{ KN}/m$ .

On trouve

$$f_0 = \frac{9.869}{2 \cdot \pi \cdot 5^2} \times \sqrt{\frac{210 \times 10^9 \times 1063 \times 10^{-8}}{613.6}} = 3.8 \text{ Hz} > f_i = 3 \text{ Hz}$$

La condition est vérifiée. Il n'y a donc pas de risque de nuisance par vibration.

#### IV.2.4.3. Calcul des connecteurs (solive-dalle)

Les connecteurs sont utilisés pour assurer le comportement mixte entre les solives et la dalle en béton.

Les calculs sont faits selon [8]

Connecteurs de types Goujon Nelson (goujon à tête) :

- Hauteur de connecteur :  $h_{sc} = 95 \text{ mm}$
- Diamètre de connecteur :  $d = 19 \text{ mm}$

Nous avons

$$\alpha : \text{facteur correctif} \rightarrow \alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \leq 3 \end{cases} \quad (6.20. [8])$$

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5.0 > 4$$

- Détermination de Prd (Résistance au cisaillement)

$$\text{Prd} = \min \left\{ 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}; 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right\} \rightarrow p_{rd} = 73.133 \text{ KN} \quad (6.6.3.1 [8])$$

Avec

$\gamma_v$ : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25.

$f_u$  : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPA.

$E_c$  : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPA.

Influence du sens du bac d'acier  $k_t$

$k_t$  coefficient de réduction en fonction du sens des nervures de bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires aux solives. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow \text{les nervures sont perpendiculaire a la solive}$$

Avec

$N_r$  : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1

$h_c$  : hauteur de la dalle en béton  $h_c = 95 \text{ mm}$

$h_p$  : hauteur du bac d'acier  $h_p = 55 \text{ mm}$

$b_0$  : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HI-BOND55)  $b_0 = 88.5 \text{ mm}$

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \times \left( \frac{95}{55} - 1 \right)$$

$$k_t = 0.819 < 1$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les [8]

$$p_{rd} = p_{rd} \times k_t \rightarrow p_{rd} = 73.133 \times 0.819 = 59.896 \text{ KN}$$

Effort tranchant repris par les goujons

$$R_L = \inf (R_b; R_a)$$

Avec

$R_b$  : Résistance de compression du béton ;

$R_a$  : Résistance de traction du profilé d'acier ;

$$R_L = \inf(1962.188\text{KN}; 625.694\text{KN}) \rightarrow R_L = 625.694 \text{ KN}$$

- Nombre de connecteur par demi portée

$$\text{Nbr} = \frac{R_L}{p_{rd}} = \frac{625.694}{59.896} \rightarrow \text{Nbr} = 10.44$$

Soit  $N = 11$  goujons sur demi-long de la poutre : c'est-à-dire 22 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre

L'espacement minimal

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

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

$$E_{sp} = \frac{L}{\text{Nbr} - 1} = \frac{5000}{22 - 1} = 238.095 \text{ mm}$$

$$E_{min} < 238.095 < E_{max} \rightarrow \text{vérifier}$$

On prend 22 connecteurs pour toute la portée de la poutre avec un espacement de 235 mm.

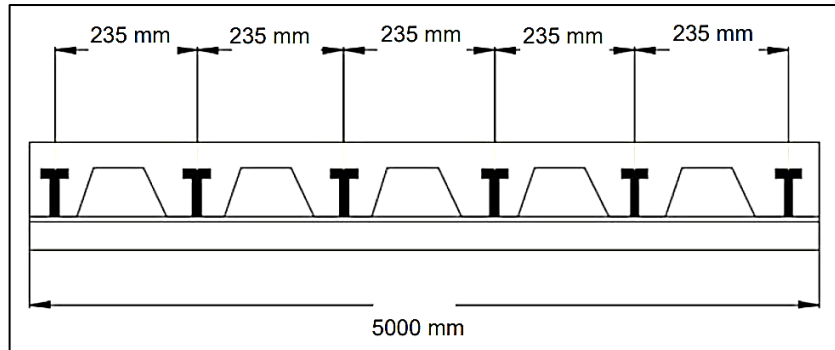


Figure IV.5: Espacement entre les goujons.

#### IV.2.5. Prédimensionnement des poutres porteuse

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers, et les transmettre aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion. Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont :

- Nombre de poutre : 15
- Entraxe : 2.5m

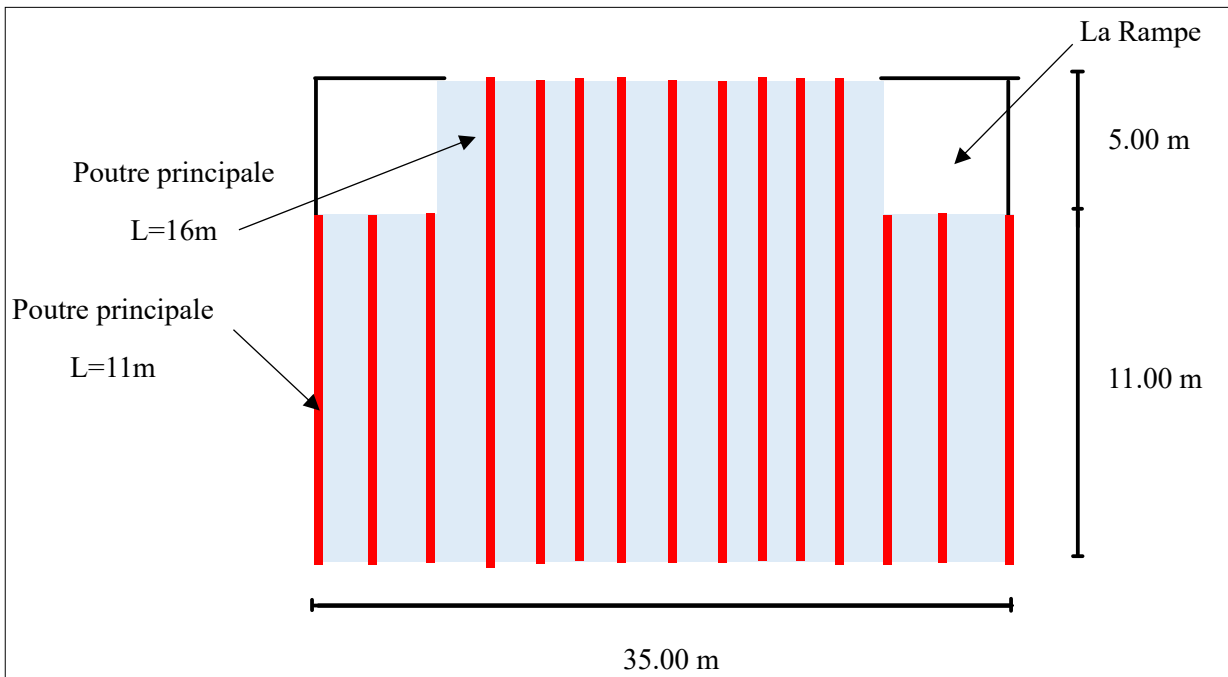


Figure IV.6: Position des poutres porteuse pour un demi-étage.



**IV.2.5.1. Exemple de calcul pour une poutre porteuse intermédiaire du plancher courant de 16 m de longueur**

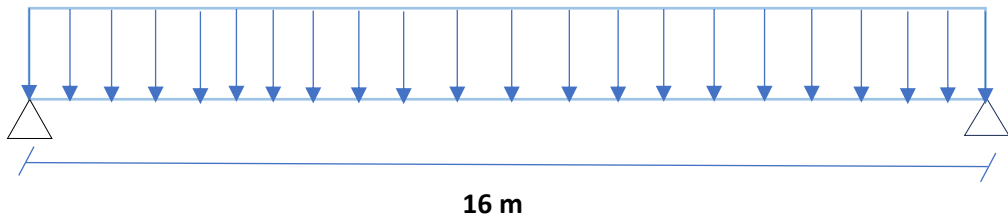


Figure IV.7: Schéma statique d'une poutre porteuse intermédiaire L=16m.

Pour le pré dimensionnement on utilise la formule :

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

Tel que :

h : La hauteur de la poutre

L : La portée de la poutre

$$\frac{16000}{25} \leq h \leq \frac{16000}{15}$$

$$640 \text{ mm} \leq h \leq 1066.66 \text{ mm}$$

On choisit un IPEO 600

Tableau IV.4: Caractéristiques géométriques du profilé IPEO 600.

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	G (KG/m)	A (cm <sup>2</sup> )	H (mm)	B (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	r (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	Wpl-y (cm <sup>3</sup> )	Wel-y (cm <sup>3</sup> )	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
IPEO 600	154	196.8	610	224	15	24	24	118300	4471	3879	104.4	24.52	4.79

**IV.2.5.1.1. Vérification de la poutre porteuse**

La vérification se fait selon 2 phase :

- Phase de construction : Le profilé de l'acier travail seul.
- Phase finale : le profilé et la dalle travaillent ensemble.

- Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul

- Poids propre du profilé  $\rightarrow G_p = 1.54 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais  $\rightarrow G_b = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier  $\rightarrow G_{bac} = 0.0956 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)  $\rightarrow Q_{ouvrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$

Combinaison de charge

**ELU**

$$q_u = 1.35(G_p + (G_b + G_{bac}) \times b_p) + (1.5 \times Q_{ouvrier} \times b_p)$$

Avec

$b_p$ : largeur de la semelle de la poutre principal

$$q_u = 1.35(1.54 + (3.5 + 0.0956) \times 0.224) + (1.5 \times 0.75 \times 0.224)$$

$$q_u = 3.418 \text{ KN/ml}$$

**ELS**

$$q_s = G_p + (G_b + G_{bac} + Q_{ouvrier}) \cdot b_p$$

$$q_s = 1.54 + (3.5 + 0.0956 + 0.75) \times 0.224$$

$$q_s = 2.513 \text{ KN/ml}$$

- Vérifications

Moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

- $M_{sd} = \frac{3.418 \times 16^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 111.68 \text{ KN.m}$

- $M_{pl,rd} = \frac{4471 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{pl,rd} = 1117.75 \text{ KN.m}$

$$M_{sd} = 111.68 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 1117.75 \text{ KN.m} \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

Effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$- V_{sd} = \frac{3.418 \times 16}{2} \rightarrow 27.944 \text{ KN}$$

$$- V_{pl,rd} = \frac{104.4 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow 1506.884 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 27.944 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 1506.884 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{sd} < 0.5 V_{pl,rd} \rightarrow 27.944 \text{ KN} < 753.442 \text{ KN}$$

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

Vérification de la rigidité

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

$$- f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \rightarrow f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{2.513 \times 16000^4}{210000 \times 118300 \times 10^4} \rightarrow f_{max} = 8.824 \text{ mm}$$

$$- f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{16000}{250} \rightarrow f_{adm} = 64 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 8.824 \text{ mm} \leq f_{adm} = 64 \text{ mm} \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification au Déversement

$$M_{sd} \leq M_{b,rd} = x_{lt} \cdot \beta_{lt} \cdot w_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} [9]$$

Classification de la poutre IPEO 600

$$\text{Classification de l'âme : } \frac{d}{t_w} = \frac{514}{15} = 34.266 \leq 72\varepsilon = 66.2$$

→ Âme de classe 1.

$$\text{Classification des semelles : } \frac{c}{t_f} = \frac{104.5}{24} = 4.354 \leq 10\varepsilon = 9.2$$

→ Semelles de classe 1.

Le profilé IPEO 600 est de classe 1.

Avec

$x_{lt}$  : coefficient de réduction, il est en fonction de l'élément réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  et qui ont pour valeur

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.91 \cdot \varepsilon} > 0.4$$

Avec

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}}\right)^2\right]^{0.25} \times \sqrt{1.132}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{16000}{47.9}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{16000}{47.9}}{\frac{610}{24}}\right)^2\right]^{0.25} \times \sqrt{1.132}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 191.209$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{191.209}{93.91 \times 0.924} = 2.2 > 0.4 \rightarrow \text{Risque de déversement.}$$

$$\phi_{Lt} = 0.5[1 + 0.21(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\phi_{Lt} = 0.5[1 + 0.21(2.2 - 0.2) + 2.2^2]$$

$$\phi_{Lt} = 3.13$$

$$x_{Lt} = \frac{1}{\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \rightarrow x_{Lt} = 0.186$$

$$M_{b,rd} = x_{Lt} \cdot \beta_{lt} \cdot w_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow M_{b,rd} = 0.186 \times 1 \times 4471 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-6}$$

$$M_{b,rd} = 207.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 111.68 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 207.90 \text{ KN.m}$$

Le profilé IPEO 600 est stable vis-à-vis au déversement.

- Phase finale

L'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé  $\rightarrow G_p = 1.54 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente  $\rightarrow G = 4.786 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation  $\rightarrow Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Combinaison de charge

$$\text{ELU } q_u = 1.35 \times [G_p + G \times b_p] + [1.5 \times Q \times b_p]$$

$$q_u = 1.35 \times [1.54 + 4.786 \times 0.224] + [1.5 \times 2.5 \times 0.224]$$

$$q_u = 4.366 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS } q_s = G_p + (G \times b_p) + (Q \times b_p)$$

$$q_s = 1.54 + (4.786 \times 0.224) + (2.5 \times 0.224)$$

$$q_s = 3.172 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de l'axe neutre

Largeur efficace de la dalle

$$b_{eff} = \min \left\{ \frac{L}{4} = \frac{16000}{4} = 4000; e = 2500 \right\} \rightarrow b_{eff} = 2500 \text{ mm.}$$

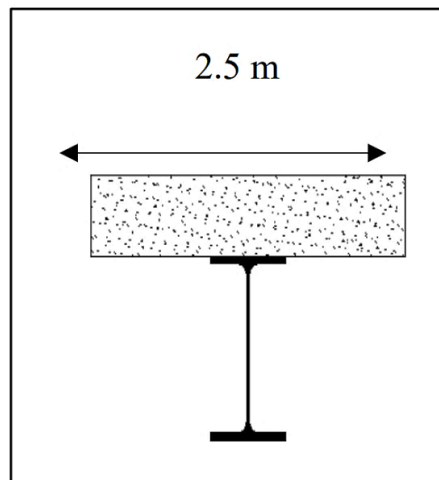


Figure IV.8: Largeur efficace de la zone comprimée.

Position de l'axe neutre

La force dans la section de béton

$$R_b = 0.57 \times f_{c28} \times (b_{eff} \times h_c)$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

h: l'épaisseur de la dalle  $\rightarrow h = 150 \text{ mm}$

$h_p$  : hauteur du bac d'acier  $\rightarrow h_p = 55 \text{ mm}$

$h_c$  : hauteur de la dalle en béton  $\rightarrow h_c = h - h_p$

$$h_c = 150 - 55 = 95 \text{ mm}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (2500 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_b = 3384.375 \text{ KN.}$$

La force de la section d'acier

$$R_a = 0.95 \times A_a \times f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 196.8 \times 10^2 \times 275$$

$$R_a = 5141.4 \text{ KN}$$

La force de l'âme

$$R_w = 0.95 \times t_w \times (h - 2t_f) \times f_y$$

$$R_w = 0.95 \times 15 \times (610 - 2 \times 24) \times 275 \times 10^{-3}$$

$$R_w = 2202.338 \text{ KN}$$

$R_a > R_b$  et  $R_b > R_w \rightarrow$  L'axe neutre est dans la semelle supérieure du profilé

Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

Moment fléchissant

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

$$M_{pl,rd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \times \left( \frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

$$M_{pl,rd} = 5141.4 \times \frac{610}{2} + 3384.375 \times \left( \frac{95}{2} + 55 \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{pl,rd} = 1915 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{4.366 \times 16^2}{8}$$

$$M_{sd} = 142.895 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 142.895 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 1915 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### Effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$- V_{sd} = \frac{4.366 \times 16}{2} \rightarrow V_{sd} = 35.72 \text{ KN}$$

$$- V_{pl,d} = \frac{104.4 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{plrd} = 1506.884 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 35.72 \text{ KN} < V_{plrd} = 1506.884 \text{ KN.} \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{sd} = 35.72 < 0.5 V_{plrd} = 753.442$$

→ Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

#### Vérification de la rigidité

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$- f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = 64 \text{ mm}$$

$$- f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c}$$

$$I_c = \frac{A_a (h_c + 2 \times h_p + h_0)^2}{4(1 + m.v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12.m} + I_{ya}$$

Avec

$$m = 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \times h_c} \rightarrow V = \frac{196.8 \times 10^2}{2500 \times 95} \rightarrow V = 0.0829$$

$$I_c = 2651554743 \text{ mm}^4$$

D'où :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{3.172 \times 16000^4}{210000 \times 2651554743} \rightarrow f_{max} = 4.974 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 4.974 \text{ mm} \leq f_{adm} = 64 \text{ mm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification du déversement

Dans cette phase, on ne vérifie pas le déversement, car la semelle supérieure de la poutre est maintenue par le béton dur.

Le profilé IPEO600 est retenu comme étant poutre principale (L=16 m) des plancher courants.

**REMARQUE :** la procédure de calcul de la poutre principale ci-dessus est la même pour les autres poutres, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Récapitulatif des poutres porteuses des autres niveaux.

Niveau	Profilé	Longueur (m)	$q_s$ KN/m	$q_u$ KN/ml	$M_{sd} / M_{pl,rd}$ (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPEO 600	16	3.172	4.366	0.07	64	4.974
Terrasse accessible	IPEO 600	16	3.71	5.105	0.085		6.783

**IV.2.5.1.2. Calcul des connecteurs (poutre porteuse-dalle)**

Connecteurs de types Goujon Nelson (goujon à tête) :

- Hauteur de connecteur :  $h_{sc} = 95 \text{ mm}$
- Diamètre de connecteur :  $d = 19\text{mm}$

Nous avons

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

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 6.33 > 4$$



- Détermination de Prd (Résistance au cisaillement)

$$P_{rd} = \min \left\{ 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}; 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \right\} \rightarrow P_{rd} = 73.133 \text{ KN}$$

Avec

$\gamma_v$ : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25.

$f_u$ : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPA.

$E_c$ : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPA.

Influence du sens du bac d'acier  $K_t$

$K_t$  coefficient de réduction en fonction du sens des nervures de bac pour un bac d'acier dont les nervures sont parallèles à la poutre principale. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow \text{les nervures sont parallèles à la poutre principale.}$$

Avec

$N_r$ : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1

$h_c$ : hauteur de la dalle en béton  $h_c = 95 \text{ mm}$ .

$h_p$ : hauteur du bac d'acier  $h_p = 55 \text{ mm}$ .

$b_0$ : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HI-BOND55)  $b_0 = 88.5 \text{ mm}$ .

$$K_t = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \times \left( \frac{95}{55} - 1 \right)$$

$$K_t = 0.7 < 1$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les [8]

$$P_{rd} = P_{rd} \times K_t \rightarrow P_{rd} = 73.133 \times 0.7 = 51.1931 \text{ KN}$$

Détermination de  $R_L$ 

$$R_L = \inf(R_b; R_a)$$

Avec

$R_b$  : Résistance de compression du béton.

$R_a$  : Résistance de traction du profilé d'acier.

$$R_L = \inf(3384.375 \text{ KN} ; 5141.4 \text{ KN}) \rightarrow R_L = 3384.375 \text{ KN}.$$

- Nombre de connecteur par demi portée

$$\text{Nbr} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{3384.375}{51.1931} \rightarrow \text{Nbr} = 66.10$$

Soit  $N = 67$  goujons sur demi-long de la poutre : c'est-à-dire 134 connecteurs sur toute la longue totale de la poutre.

- L'espacement minimal

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

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

$$\text{Esp} = \frac{L}{\text{Nbr} - 1} = \frac{16000}{134 - 1} = 120.30 \text{ mm}$$

$$E_{\min} < 120.3 < E_{\max} \rightarrow \text{vérifier}$$

On prend 134 connecteurs pour toute la portée de la poutre avec un espacement de 120 mm.

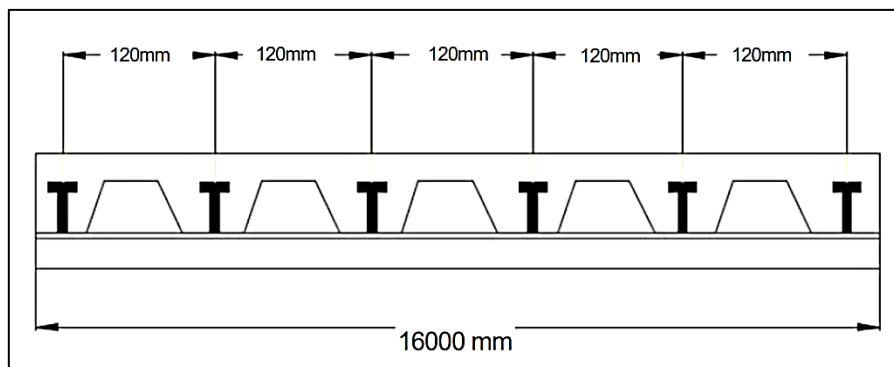


Figure IV.9: Espacement entre les goujons.

**IV.2.5.2. Prédimensionnement de poutre porteuse intermédiaire du plancher courant de 11m de longueur**

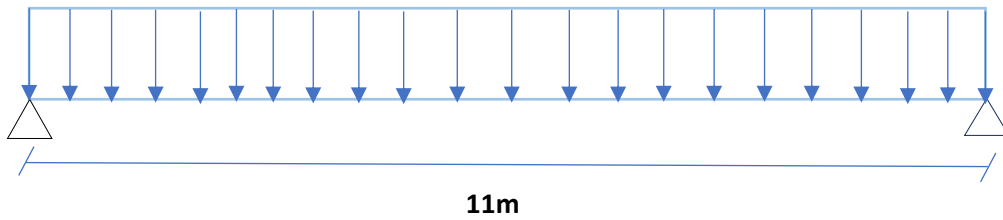


Figure IV.10: Schéma statique d'une poutre porteuse intermédiaire L=11m.

Pour le pré dimensionnement on utilise la formule :

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

Tel que

h : La hauteur de la poutre

L : La portée de la poutre

$$\frac{11000}{25} \leq h \leq \frac{11000}{15}$$

$$440 \text{ mm} \leq h \leq 733.33 \text{ mm}$$

On choisit un IPEO 450

**REMARQUE :** la procédure de vérification de la poutre porteuse (L=11m) est la même que la poutre porteuse (L=16m), le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Récapitulatif des poutres porteuses pour étage courant et terrasse accessible.

Niveau	Profilé	Longueur (m)	$q_s$ KN/m	$q_u$ KN/ml	$M_{sd} / M_{pl,rd}$ (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPEO 450	11	2.323	3.208	8	44	6.54
Terrasse accessible	IPEO 450	11	2.791	3.839	9.3		7.82

## IV.2.6. Prédimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires sont dimensionnées selon la condition de la flèche à (E.L.S).

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

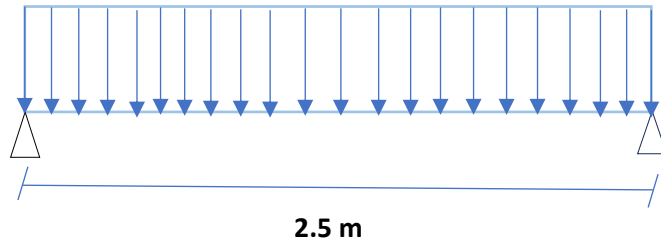


Figure IV.11: Schéma statique d'une poutre secondaire.

Pour une poutre biarticulée

$$- f_{max} = \frac{5qL^4}{384.EI}$$

$$- f_{adm} = \frac{L}{250}$$

On a

$$- G_{\text{béton}} = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$- G_{(\text{HI-BOND55})} = 0.0956 \text{ KN/m}^2$$

$$- Q_{\text{ouvrier}} = 0.75 \text{ KN/m}^2$$

q la charge non pondérée

$$q = G + Q$$

$$\text{Avec : } G = G_{\text{béton}} + G_{\text{HI-BOND55}} \rightarrow G = 3.5 + 0.0956 = 3.595 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } q = 3.595 + 0.75 \rightarrow q = 4.346 \text{ KN/m}^2$$

La charge de la poutre secondaire est de :

$$q' = q \times e$$

$$q = 4.346 \times 16 = 69.536 \text{ KN/m}$$

$$E=210000 \text{ MPA ; } L= 2.5 \text{ m.}$$

$$I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 69.536 \times 2500^3 \times 250}{384 \times 210000} \times 10^{-4}$$

$$I \geq 1684.183 \text{ cm}^4.$$

Choix : Un IPE 220 avec un moment d'inertie :  $I = 2772 \text{ cm}^4$ .

- Vérification de la poutre secondaires

Les poutres secondaires sont calculées de la même manière que les poutres porteuses. Pour le calcul qui suit, on prend en considération les poutres secondaires médiane, avec un espacement entre deux poutre secondaires 16 m.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7: Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau.

Niveau	Profilé	Longueur (m)	e (m)	$q_s$ KN/m	$q_u$ KN/ml	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPE 220	2.5	16	116.838	163.73	10	8.614
Terrasse accessible	IPE 220	2.5	16	155.83	216.4	10	9.2

### IV.2.7. Prédimensionnement des poutres de rampe d'accès

Les rampes sont des structures utilisées pour faciliter la circulation des véhicules. Elles se présentent généralement sous la forme d'une dalle inclinée coulée sur un bac en acier, qui est supporté par des solives. Ces solives reposent sur des poutres de rampes inclinées.

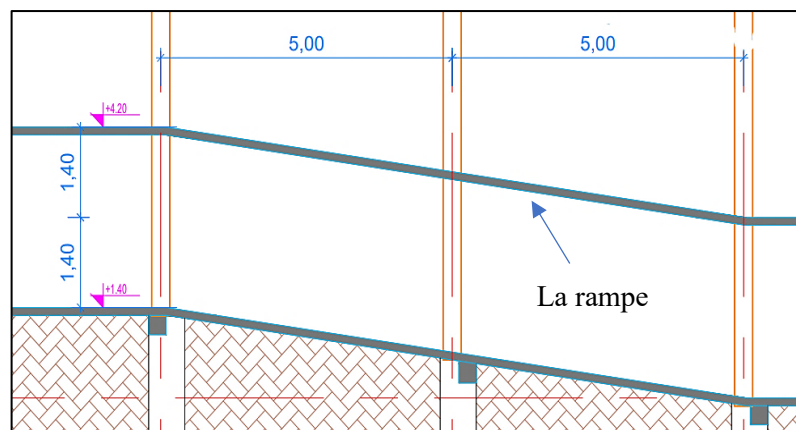


Figure IV.12: Coupe A-A de la rampe tirer du plan d'architecture.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.4}{10} = 0.14 \rightarrow \alpha = 7.97^\circ.$$

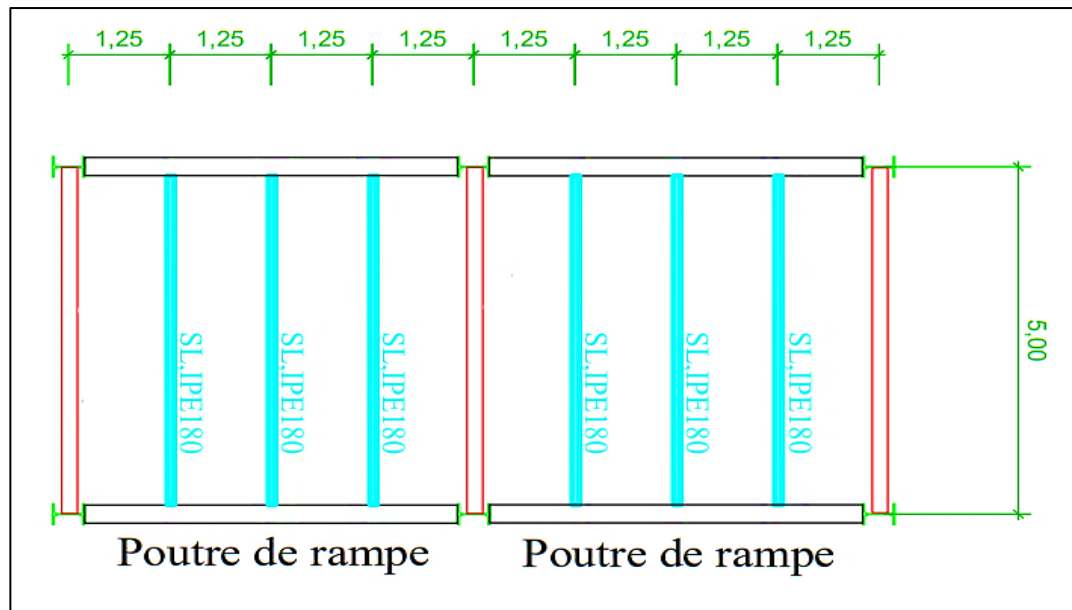


Figure IV.13: Vue en plan de la rampe tirer du plan d'architecture.

Calcul des poutres de rampe

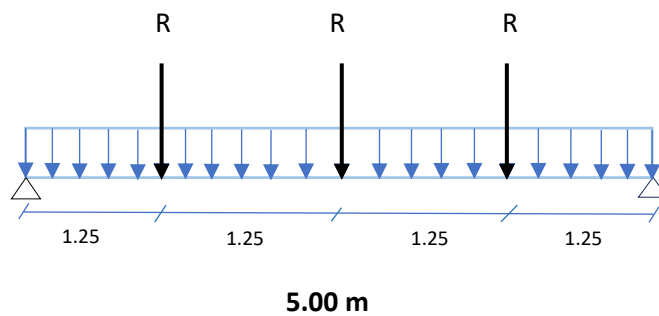


Figure IV.14: Schéma statique d'une poutre de rampe

Pour le prédimensionnement on utilise la formule

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

$$\frac{5000}{25} \leq h \leq \frac{5000}{15}$$

$$200 \leq h \leq 333.33$$

Choix: IPE 330  $\rightarrow$   $h = 330$  mm

- Phase initiale

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profilé  $\rightarrow G_p = 0.491 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais  $\rightarrow G_b = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier  $\rightarrow G_{bac} = 0.0956 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)  $\rightarrow Q_{ouvrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$

- Vérifications phase initiale

Les vérifications de la poutre de rampe d'accès sont calculées de la même manière que les poutres principales.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8: Récapitulatif pour les vérifications des poutres de rampe.

Profilé	IPE 330
$L_{poutre} \text{ (m)}$	5
$M_{sd,max} \text{ (KN.m)} \leq M_{plrd} \text{ (KN.m)}$	$52.842 < 201.075 \rightarrow$ condition vérifié
$V_{sd,max} \text{ (KN)} \leq V_{plrd} \text{ (KN)}$	$32.707 < 444.704 \rightarrow$ condition vérifié
$f_{max} \text{ (mm)} \leq f_{adm} \text{ (mm)}$	$3.869 < 20 \rightarrow$ condition vérifié

- Phase finale

L'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé  $\rightarrow G_p = 0.491 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente  $\rightarrow G = 4.786 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation  $\rightarrow Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- Vérifications phase finale

Les vérifications de la poutre de rampe d'accès sont calculées de la même manière que les poutres principales.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9: Récapitulatif pour les vérifications des poutres de rampe.

Profilé	IPE 330
$L_{poutre}$ (m)	5
$M_{sd,max}$ (KN. m) $\leq$ $M_{plrd}$ (KN. m)	87.41 < 256.825 → condition vérifié
$V_{sd,max}$ (KN) $\leq$ $V_{plrd}$ (KN)	53.868 < 444.704 → condition vérifié
$f_{max}$ (mm) $\leq$ $f_{adm}$ (mm)	5.269 < 20 → condition vérifié

Pour les poutres de la rampe d'accès on opte un IPE 330.

#### IV.2.8. Calcul du ferrailage de la dalle de béton

Selon l'Eurocode4 partie 1-1 (Article 9.8.1), la section d'armature transversale limitant la fissuration du plancher mixte doit être supérieure ou égale à 0.2% de l'aire de la section du béton supérieure à la tôle nervurée dans le cas d'une construction non étayée, et 0.4% à dans le cas d'une construction étayée.

Dans notre cas nous avons

$$A_s \geq 0.2\% \times b \times h_c$$

On considère le calcul pour une bande de largeur  $L = 1m$ .

Nous avons donc :

$$A_s \geq 0.2\% \times 1000 \times 150$$

$$A_s \geq 300 \text{ mm}^2$$

On choisit un treillis soudé de diamètre  $\phi 8$  et un maillage de 100 mm

$$\rightarrow A_s = 5.02 \text{ cm}^2/m_L .$$



IV.2.8.1. Vérification au poinçonnement de la dalle en béton

Le plancher d'un parking doit être vérifié au poinçonnement, ce dernier peut être causé par un cric qui reprend la moitié du poids du véhicule et qui sera concentré sur une petite surface, cette pression peut causer un éclatement de la dalle. La vérification se fait selon la formule

$$q_u \leq 0.035 \times K^{\frac{2}{3}} \times f_{c28}^{\frac{1}{2}} \times U \times h_c \quad [10]$$

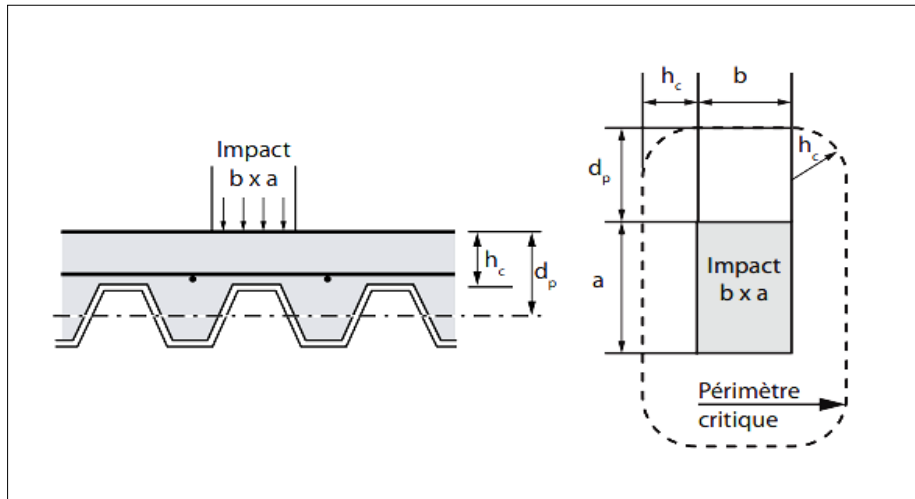


Figure IV.15: Schéma de la surface de contact entre le cric et la dalle. [10]

Avec

$U$ : Est le périmètre critique de la surface d'application de la charge sur le plancher définie au niveau supérieur de la tôle.

$f_{c28}$  : résistance à la compression du béton 25MPa.

$$U \times h_c = 2 \times h_c [a + b + 2 \times dp. (\pi - 2)]$$

$dp$  : distance entre l'axe neutre de la tôle et la fibre comprimée extrême de la dalle.

$$K = 1 + (200/h_c)^{0.5}.$$

Dimension utilisée pour le cric

$$a = 100 \text{ mm}$$

$$b = 100 \text{ mm}$$

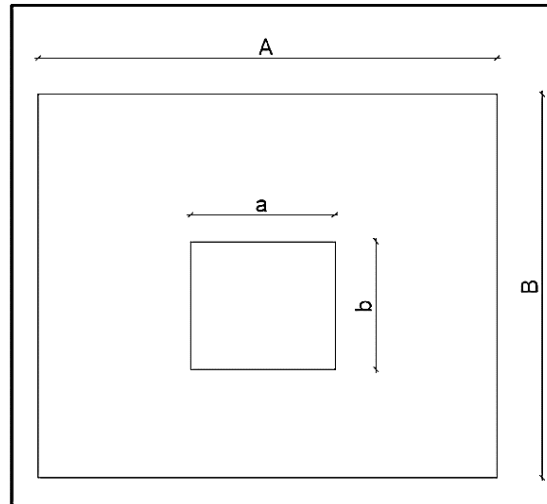


Figure IV.16: Schéma de la surface de contact entre le cric et la dalle.

On aura

$$U \times h_c = 2 \times h_c [a + b + 2 \times dp. (\pi - 2)]$$

$$\rightarrow U \times h_c = 2 \times 150 [100 + 100 + 2 \times 122.5. (\pi - 2)]$$

$$\rightarrow U \times h_c = 105155.747 \text{ mm}$$

$$K = 1 + (200/h_c)^{0.5}.$$

$$\rightarrow K = 1 + (200/150)^{0.5}.$$

$$\rightarrow K = 2.45.$$

$$q_u = 2T \rightarrow q_u = 2000 \text{ KG}$$

Le cric reprend la moitié du poids du véhicule, or on aura

$$q_u = 2000/2 = 1000 \text{ KG}$$

$$10\text{KN} \leq 0.035 \times 2.45^{\frac{2}{3}} \times 25^{\frac{1}{2}} \times 105155.747$$

$$10\text{KN} \leq 70.454 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV.2.9. Prédimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux soumis à des efforts normaux transmis par les poutres, et sont ensuite réparties vers l'infrastructure de l'ouvrage. Les poteaux doivent reprendre les efforts de compression, de flexion, mais également avoir une résistance au flambement.

Descente de charges :

La descente de charge a été faite pour le poteau le plus sollicité, en considérant toutes les charges permanentes et surcharges d'exploitation.

Les caractéristiques de ce poteau sont :

- La hauteur des poteaux est  $h = 2.8 \text{ m}$ .
- La surface : Le poteau le plus sollicité à une surface d'influence  $S = 40 \text{ m}^2$ . (Figure suivante)

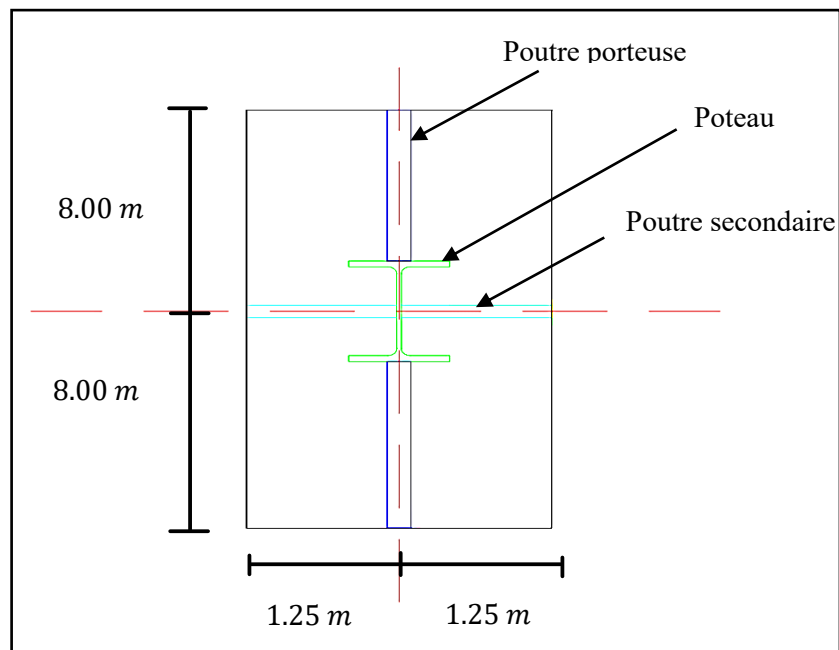


Figure IV.17: Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

Nous montrons dans la figure suivante une vue en élévation du poteau central :

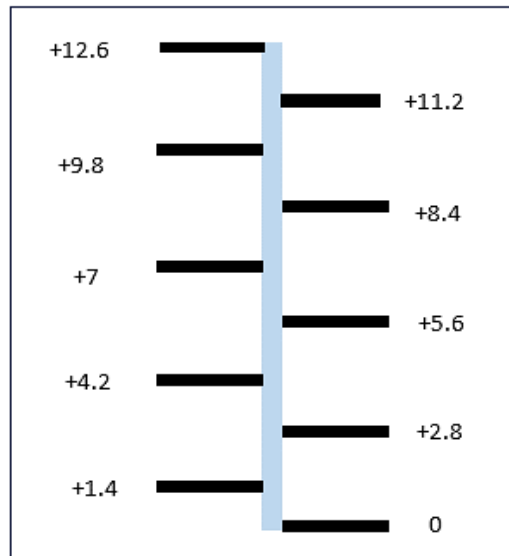


Figure IV.18: Vue en élévation du poteau central.

Loi de dégression conformément à ([4] page 17), l'article stipule que, pour les bâtiments a même usage, et dont les niveaux ne dépassent pas 5 étages, on applique une réduction de 10% sur les charges d'exploitations, comme la proposition ci-dessous :

$$Q_0$$

$$Q_0 + Q_1$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4$$

$$Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5$$

Les charges appliquées sur le poteau sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.10: Charges permanentes sur le poteau le plus sollicité – Dégression des surcharges.

Charges permanentes G			
Elément		Valeur de la charge (KN)	
Poids du plancher courant		$4.786 \text{ KN/m}^2 \times 40 = 191.44$	
Poids du plancher terrasse accessible		$7.226 \text{ KN/m}^2 \times 40 = 289.04$	
Poids de poutre principale (IPEO 600)		$2 \times 1.54 \text{ KN/ml} \times 8 = 24.64$	
Poids de poutre secondaire (IPE 220)		$2 \times 0.262 \text{ KN/ml} \times 1.25 = 0.655$	
Poids des garde-corps (2 garde-corps)		$4 \times 4.125 \text{ KN/ml} \times 1.25 = 16.5$	
Charges d'exploitation Q			Q (KN)
Niveau du plancher	Surcharge	$\Sigma$ surcharges $[\text{KN/m}^2]$	$\Sigma$ surcharges $[\text{KN/m}^2] \times \text{surface}$
3 <sup>ème</sup>	Q0	$\Sigma 0 = Q0 = 2.5$	100
2 <sup>ème</sup>	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1 = 5$	200
1 <sup>er</sup>	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + Q1 + 0.9Q2 = 7.25$	290
RDC	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + Q1 + 0.9Q2 + 0.8Q3 = 9.25$	370

La descente des charges pour le poteau le plus sollicité est exprimée dans le tableau suivant

Tableau IV.11: Descente des charges pour le poteau le plus sollicité.

Niveau	G(KN)	Q(KN)	$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$ (KN)
3 <sup>ème</sup>	330.835	100	596.627
2 <sup>ème</sup>	564.07	200	1061.495
1 <sup>er</sup>	797.305	290	1511.362
RDC	1030.54	370	1946.229

IV.2.9.1. Prédimensionnement sous l'effort normal Nsd

L'effort de compression dans chaque section transversale des poteaux doit satisfaire la condition suivante :

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

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

Tableau IV.12: Sections et profilés nécessaires.

Niveaux	$N_{sd}$ (KN)	Surface (m <sup>2</sup> )	A calculé (mm <sup>2</sup> )	Profilé
Terrasse accessible	596.627	40	2386.508	HEA180
2 <sup>ème</sup>	1061.495		4245.98	HEA200
1 <sup>er</sup>	1511.362		6045.448	HEA240
RDC	1946.229		7784.916	HEA260

IV.2.9.2. Vérification du flambement pour le poteau du RDC

Tableau IV.13: Caractéristique géométrique de profilé HEA260.

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension					Caractéristique					
	G (KG/m)	A (cm <sup>2</sup> )	H (mm)	B (mm)	$t_w$ (mm)	$t_f$ (mm)	r (mm)	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	Wpl-y (cm <sup>3</sup> )	Wel-y (cm <sup>3</sup> )	Avz (cm <sup>2</sup> )	$i_y$ (cm)	$i_z$ (cm)
HEA260	68.2	86.82	250	260	7.5	12.5	24	10450	919.8	836.4	28.76	10.97	6.5

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à :

$$N_{sd} \leq N_{br,d} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec

$\beta_A = 1 \dots \dots$  Pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3.

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A} \dots \dots$  Pour les sections transversales de classe 4.

**Suivant l'axe y-y**

Longueur de flambement

$$L_{fy} = 0.5h \rightarrow L_{fy} = 0.5 \times 2.8 \rightarrow L_{fy} = 1.4 \text{ m}$$

Élancement maximal

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{1400}{109.7} \rightarrow \lambda_y = 12.762$$

Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{12.762}{93.91} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.135 < 0.2 \text{ Pas de risque de flambement.}$$

Donc

$$N_{br,d} = \frac{1 \times 1 \times 86.82 \times 10^2 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{br,d} = 2170.5 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 1946.229 \text{ KN} < 2170.5 \text{ KN} \dots \dots$  Condition vérifiée.

**Suivant l'axe z-z**

Le poteau est considéré articulé -articulé

Longueur de flambement

$$L_{fz} = 1h \rightarrow L_{fz} = 2.8 \text{ m}$$

Élancement maximal

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{2800}{65} \rightarrow \lambda_z = 43.076$$

Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{43.076}{93.91} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.458 < 0.2 \text{ Il y a risque de flambement.}$$

$$\phi_z = 0.572$$

$$x_z = 0.95 < 1 \dots\dots \text{OK}$$

Donc

$$N_{br,d} = \frac{0.95 \times 1 \times 86.82 \times 10^2 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{br,d} = 2061.975 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1946.229 \text{ KN} < 2061.975 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**REMARQUE :** la procédure de calcul de la vérification des poteaux au flambement est la même pour les autres niveaux, le calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau IV.14 : Récapitulatif de la vérification du flambement.

Niveaux	Poteau	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\phi_y$	$\phi_z$	$x_{min}$	$N_{sd}$	$N_{br,d}$	Résultat
Rdc	HEA260	0.135	0.32	0.498	0.572	0.95	1946.229	2074.998	OK
2 <sup>ème</sup>	HEA240	0.148	0.347	0.502	0.585	0.946	1511.362	1817.804	OK
1 <sup>er</sup>	HEA200	0.180	0.419	0.513	0.625	0.918	1061.495	1235.398	OK
Terrasse	HEA180	0.2	0.462	0.52	0.65	0.9	596.627	1019	OK

**REMARQUE :** Selon RPA il est recommandé d’avoir des sections de poteaux qui se rapproche par étages, donc on a généralisé les profilés du poteau central pour les autres poteaux, et on change de profilé chaque deux niveaux

- RDC+1ER → HEA260
- 2<sup>ème</sup>+3<sup>ème</sup> → HEA200



IV.3. Prédimensionnement des éléments du bloc administratif

IV.3.1. Disposition

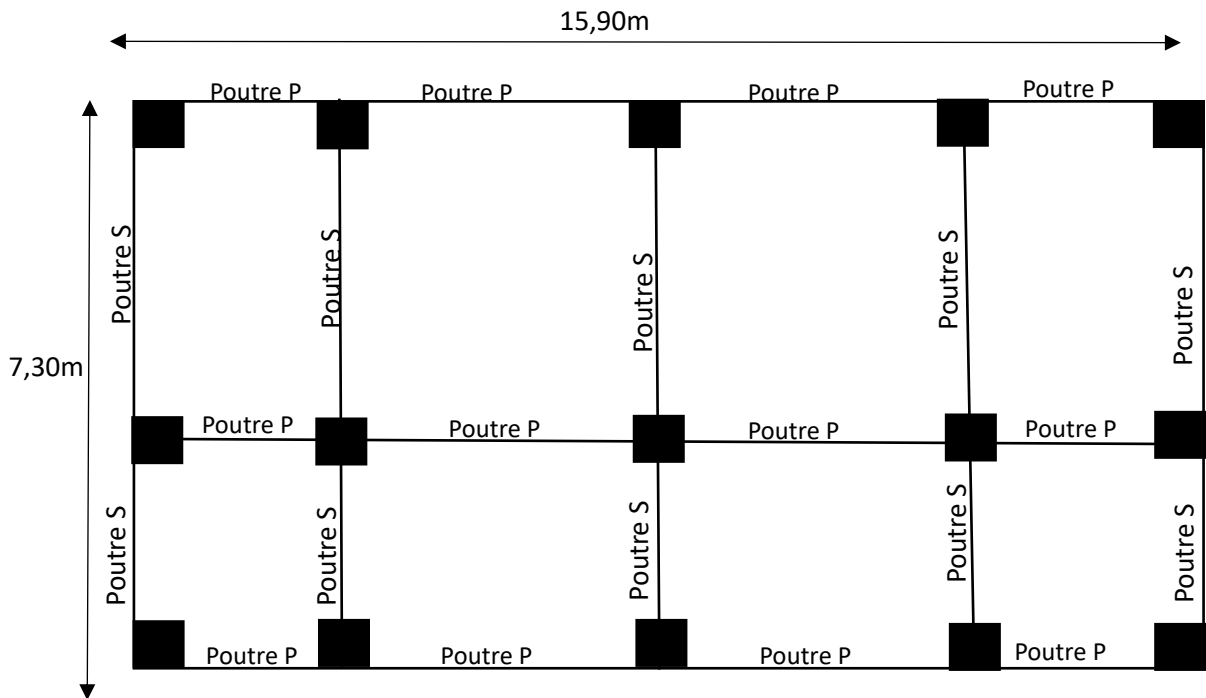


Figure IV.19: Disposition des éléments du bloc administratif.

IV.3.2. Pré dimensionnement des poutres

Selon le règlement B.A.E.L 91 mode 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le RPA99 version 2003.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : L : la longueur plus grande portée entre deux appuis

b : largeur de la poutre

h : hauteur totale de la poutre.

IV.3.2.1. Pré dimensionnement des poutres principales

$$L_{max} = 500cm$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33,33 \leq h \leq 50 \text{ on prend } h = 40cm$$

$$\text{Donc : } 0.3h \leq b \leq 0.5h \Rightarrow 12 \leq b \leq 20 \text{ On adopte } b = 30cm$$

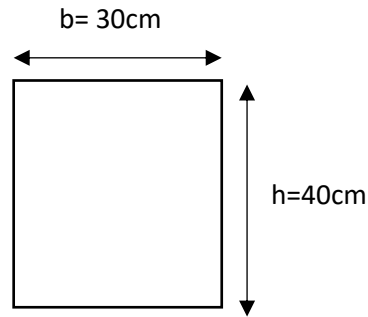


Figure IV.20: La section des poutres principales.

- **Condition de ([1] article 7.5.1)**
  - $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$  Condition vérifier.
  - $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$  Condition vérifier.
  - $\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 < 4,0$  Condition vérifier.

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

#### IV.3.2.2. Pré dimensionnement des poutres secondaires

$$L_{\max} = 415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \rightarrow 27,67 \leq h \leq 41,5 \text{ On prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 10,5 \leq b \leq 17,5 \text{ On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

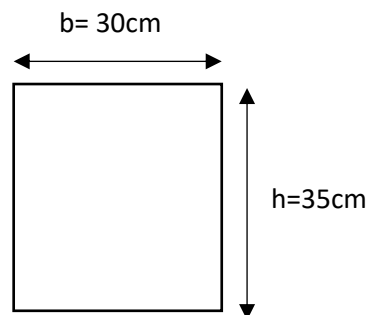


Figure IV.21: La section des poutres secondaires.

- **Condition de ([1] article 7.5.1)**
  - $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$  Condition vérifier.
  - $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$  Condition vérifier.
  - $\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4,0$  Condition vérifier.

Les conditions de [6] et [1] sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section (30× 35) cm<sup>2</sup>.

### IV.3.3. Pré dimensionnement du Planchers à corps creux

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm. selon le BAEL91 (art B.6.8.423)

- **Condition de flèche : [6] (art B.6.8 ,424).**

Le rapport h/l est au moins égale à 1/22.5

L : la portée maximale de la poutrelle entre nu d'appuis. (L= 470cm).

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 18.8 \leq h_t \leq 23.5$$

On choisit un plancher à corps creux de type 20+4

$h = 16 \text{ cm} \Rightarrow$  corps creux

$h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$  dalle de compression

$h_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow$  la hauteur totale du plancher

### IV.3.4. Pré dimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement des poteaux se fait à l'ELU et en compression simple et selon la méthode donnée dans le CBA 93 art B.8.4. Avec un effort normal calculé selon la descente de charge de tous les étages. D'après [6] ont vérifié la condition de flambement

$$\frac{L_f}{b} \leq 14.4$$

$$\frac{b}{4} \leq h \leq 4b$$

$L_f$  : hauteur de flambement.

b : la plus petite dimension de la section du poteau.

$h_0$  : hauteur du poteau entre niveau.

$$L_f = 0.7h_0 = 0.7 \times 240 = 168$$

$$h_0 = 280 - 40 = 240\text{cm}$$

$$\frac{L_f}{b} \leq 14.4 \Rightarrow b \geq \frac{L_f}{14.4} \Rightarrow b \geq \frac{168}{14.4} = 11.66\text{ cm} \Rightarrow \text{vérifier}$$

$\Rightarrow$  On prend  $b = 30\text{cm}$

$$D'où \frac{b}{4} \leq h \leq 4b \Rightarrow \frac{30}{4} \leq h \leq 4 \times 30 \Rightarrow 7.5 \leq h \leq 120\text{cm}$$

$\Rightarrow$  On prend  $h = 30\text{cm}$

- Vérification RPA99 version 2003

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

–  $\min(b * h) \geq 25\text{ cm} \Rightarrow \min(30 * 30) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

–  $1/4 \leq b/h \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 1 \leq 4 \dots\dots\dots$  Vérifiée.

–  $\min(b * h) \geq h_e / 20 \Rightarrow \min(30 * 30) \geq 14\text{cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées donc on adopte la section des poteaux (30\*30) cm<sup>2</sup>

**IV.3.5. Pré dimensionnement des voiles ([1] (article 7.7.1)**

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition :  $L \geq 4a$

Avec :

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

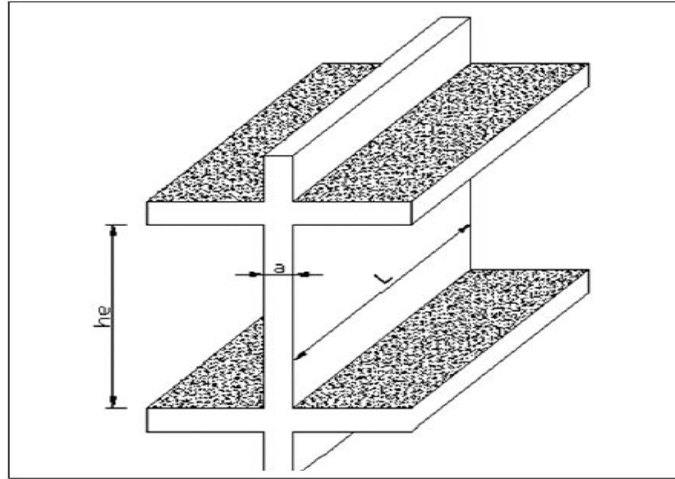


Figure IV.22: Coupe de voile en élévation.

Pour le dimensionnement des voiles, on applique la règle préconisée par les ([1] (article 7.7.1))

Etage courant + RDC ( $h_e = 2.80 - 0.40\text{m} = 2.40\text{m}$ ).

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{240}{20} = 12\text{cm}$$

On prend  $e=15\text{ cm}$ .

#### IV.4. Conclusion

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

## **Chapitre V :**

# **Prédimensionnement des éléments secondaire**

## V.1. Introduction

Les éléments secondaires n'interviennent pas significativement dans le contreventement. Ils sont calculés généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Mais, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale), comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique. Car ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme, et de même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une torsion d'ensemble.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Escaliers (parking)
- Garde-corps (parking)
- Acrotère (bloc administratif)
- Escaliers (bloc administratif)
- Planchers (bloc administratif)

## V.2. Escaliers (parking)

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle le giron ( $g$ ) et la hauteur des marches une contre marche ( $h$ ), il se compose de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Marches : elles peuvent être encastrées entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

### V.2.1. Choix des dimensions

D'après la loi de BLONDEL et pour garantir un confort d'escalier optimal on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $H$  : hauteur de la marche  $16.5 \text{ cm} \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$  ; on prend  $H = 17 \text{ cm}$
- $G$  (giron) : Largeur de la marche  $27 \text{ cm} \leq G \leq 30 \text{ cm}$  ; on prend  $G = 30 \text{ cm}$

-  $h$  : hauteur d'étage :  $h = 2.8m$

$60 \leq 2H + G \leq 64 \rightarrow 60 \leq 64 \leq 64 \rightarrow$  Condition vérifiée

D'où  $N$  (nombre de marches) =  $\frac{h}{H} \rightarrow N = \frac{280}{17} \rightarrow N = 17$  marches par niveau

La figure ci-dessous montre les dispositions et les dimensions des différents éléments Constituants les escaliers :

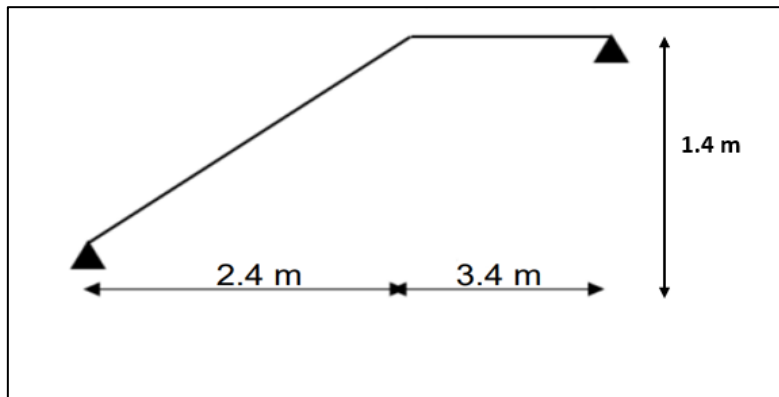


Figure V.1: Schéma illustrant des escaliers.

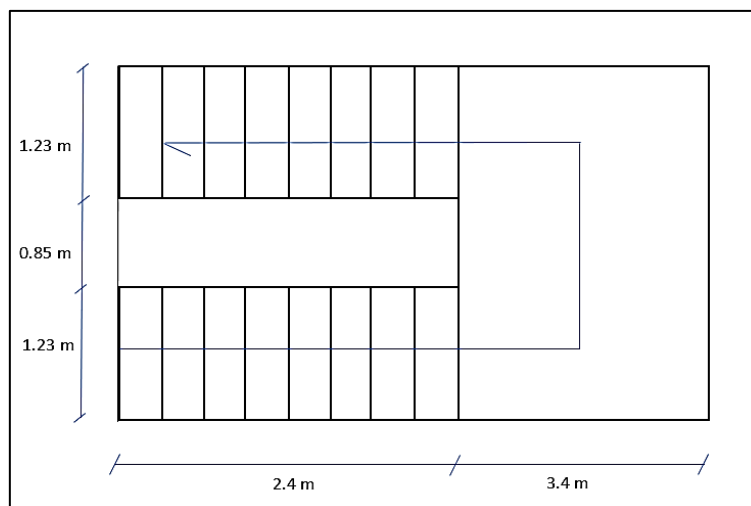


Figure V.2 : Vue en plan de l'escalier.

### V.2.1.1. Dimensionnement des limons

- Evaluation des charges

- Tôle striée ( $e = 0.5cm$ ) :  $0.005 \times 78.5 = 0.47 KN/m^2$
- Béton ( $e = 7cm$ ) :  $0.07 \times 25 = 1.75 KN/m^2$
- Chappe :  $0.4 KN/m^2$
- Grés cérame :  $0.28 KN/m^2$
- Garde-corps :  $1 KN/ml$

$$G = 2.9 KN/m^2 ; Q_{esq} = 4 KN/m^2$$



- Calcul de l'angle

$$\tan \alpha = \frac{1.4}{2.4} \rightarrow \tan \alpha = 0.583 \rightarrow \alpha = 30.256^\circ$$

- Dimensionnement à ELS

Charges revenant au limon

$$G_1 = 2.9 \times \frac{1.23}{2} + 1 \rightarrow G_1 = 2.785 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 2.9 \times \frac{1.23}{2} \rightarrow G_2 = 1.784 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 4 \times \frac{1.23}{2} \rightarrow Q = 2.46 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser\ 1} = 2.785 + 2.46 \rightarrow Q_{ser\ 1} = 5.245 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser\ 2} = 1.784 + 2.46 \rightarrow Q_{ser\ 2} = 4.244 \text{ KN/ml}$$

La figure ci-dessous montre la charge revenant au limon :

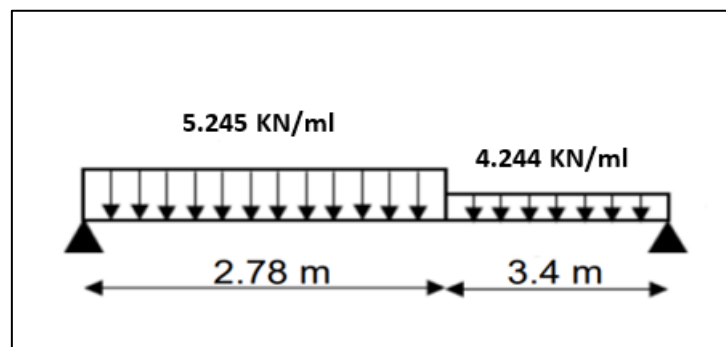


Figure V.3: Schéma statique de l'escalier.

Pour être en sécurité et afin de simplifier nos calculs on prendra :

$$Q_{esq} = \max(Q_{ser\ 1}; Q_{ser\ 2}) \rightarrow Q_{esq} = 5.245 \text{ KN/ml}$$

- Dimensionnement par condition de flèche

$$L = 6.18 \text{ m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 5.245 \times 6.18^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \rightarrow I_y \geq 1918.979 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profilés, on prend un UPN 260

Tableau V.1: Caractéristique du profilé UPN 260.

Profilé	$G$ (Kg/m)	$A$ (mm <sup>2</sup> )	$h$ (mm)	$b$ (mm)	$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$I_z$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{ply}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{plz}$ (cm <sup>3</sup> )	$i_y$ (cm)	$i_z$ (cm)	$A_{vz}$ (cm <sup>2</sup> )
UPN 260	37.4	4830	260	90	4820	317	442	61.6	9.99	2.56	27.1

- Les combinaisons des charges

$$ELU : q_u = 1.35 \times (G_p + G) + 1.5 \times Q_{eq}$$

$$\rightarrow q_u = 12.294 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_{ser} = G_p + G + Q_{eq}$$

$$\rightarrow q_{ser} = 8.524 \text{ KN/ml}$$

- Vérification du moment fléchissant a l'ELU

$$Msd = \frac{q_u \times l^2}{8} \rightarrow Msd = \frac{12.294 \times 6.18^2}{8} \rightarrow Msd = 58.692 \text{ KN.m}$$

$$Mplrd = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow Mplrd = \frac{442 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow Mplrd = 110.5 \text{ KN.m}$$

$$Msd = 58.692 \text{ KN.m} < Mplrd = 110.5 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$Vsd = \frac{q_u \times l}{2} \rightarrow Vsd = \frac{12.294 \times 6.18}{2} \rightarrow Vsd = 37.988 \text{ KN}$$

$$Vplrd = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \rightarrow Vplrd = \frac{27.1 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow Vplrd = 391.155 \text{ KN}$$

$$Vsd = 37.988 \text{ KN} < Vplrd = 391.155 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$0.5.Vplrd = 0.5 \times 391.155 \rightarrow 0.5.Vplrd = 97.788 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

- Vérification de la flèche

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = 24.72 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 8.524 \times 6180^4}{384 \times 210000 \times 4820 \times 10^4} \rightarrow f_{max} = 16 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 16 \text{ mm} < f_{adm} = 24.72 \text{ mm} \dots \text{condition vérifiée}$$

### V.2.1.2. Dimensionnement de la cornière de marche

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, d'où

$I_y = 2I_y$ , chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

- Dimensionnement
- Condition de la flèche à l'ELS

$$G_{marche} = 2.9 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.435 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{marche} = 4 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 1.035 \text{ KN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.035 \times 1230^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \rightarrow I_y \geq 2.985 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à aile égale  $L40 \times 40 \times 5$

$$I_y = I_z = 10.96 \text{ cm}^4 ; G_{L40} = 3.77 \text{ KG/ml}$$

$$W_{ely} = W_{ply} = 3.05 \text{ cm}^3$$

$$Q_u = 1.35 (G_{marche} + G_{L40}) + 1.5Q_{marche} = 1.538 \text{ KN/ml}$$

- Vérification du moment fléchissant à l'ELU

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.538 \times 1.23^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 0.357 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{1.91 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{plrd} = 0.478 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 0.357 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 0.478 \text{ KN.m}$  ... condition vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{1.538 \times 1.23}{2} \rightarrow V_{sd} = 0.946 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{v_{sd} \times S}{e \cdot I_y} \leq \tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$\tau = 34.32 \text{ KN} < \tau' = 158.77 \text{ KN} \dots$  condition vérifiée

### V.2.1.3. Dimensionnement de la poutre de palier

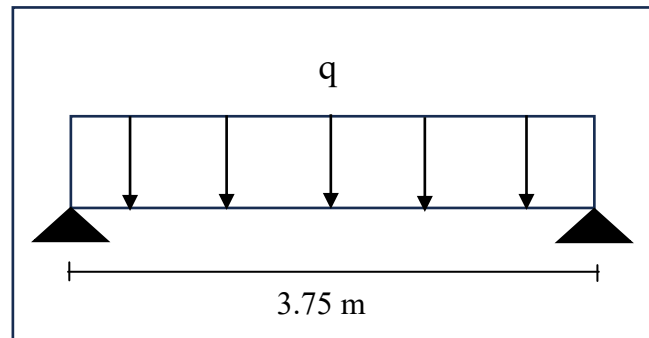


Figure V.4: Schéma statique de la poutre palière.

- Les charges revenant sur la poutre

Charge des cloisons :  $3.4 \text{ kN/ml}$

Charge revenant du palier :  $2.9 \times \frac{3.4}{2} = 4.93 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation :  $4 \times \frac{3}{2} = 1.7 \text{ KN/ml}$

$Q_{ser} = 3.4 + 4.93 + 1.7 \rightarrow Q_{ser} = 10.03 \text{ KN/ml}$

$Q_u = 1.35 (3.4 + 4.93) + 1.5 \times 1.7 \rightarrow Q_u = 13.795 \text{ KN/ml}$

- Condition de la flèche

$$I_y \geq \frac{5 \times 10.03 \times 3750^3 \times 250 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5} \rightarrow I_y \geq 819.887 \text{ cm}^4$$

On opte pour un IPE 220  $\rightarrow I_y = 2772 \text{ cm}^4$

Vérification en tenant compte du poids du profilé

$qu = 1.35 \times (3.4 + 4.93 + 0.221) + 1.5 \times 1.7 \rightarrow qu = 14.094 \text{ KN/m}$

$qs = 3.4 + 4.93 + 0.221 + 1.7 \rightarrow qs = 10.251 \text{ KN/m}$

- La flèche

$$f_{max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250} = 15 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 10.251 \times 3750^4}{384 \times 210000 \times 2772 \times 10^4} \rightarrow f_{max} = 4.534 \text{ mm}$$

$f_{max} = 9.534 \text{ mm} < 12.5 \text{ mm} \dots$  condition vérifiée

- Vérification du moment fléchissant a l'ELU

$$Msd = \frac{qu \times l^2}{8} \rightarrow Msd = \frac{14.094 \times 3.75^2}{8} \rightarrow Msd = 24.775 \text{ KN.m}$$

$$Mplrd = \frac{Wply \times fy}{\gamma_{m0}} \rightarrow Mplrd = \frac{285 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow Mplrd = 71.25 \text{ KN.m}$$

$$Msd = 24.775 \text{ KN.m} < Mplrd = 71.25 \text{ KN.m} \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$Vsd = \frac{qu \times l}{2} \rightarrow Vsd = \frac{14.094 \times 3.75}{2} \rightarrow Vsd = 26.426 \text{ KN}$$

$$Vplrd = \frac{Av \times fy}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \rightarrow Vsd = \frac{21.5 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow Vplrd = 310.32 \text{ KN}$$

$$Vsd = 26.426 \text{ KN} < Vplrd = 310.32 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

### V.3. Gardes corps (parking)

Le garde-corps est un élément secondaire, il a pour rôle la protection des personnes, et d'empêcher la chute d'un véhicule en cas de choc accidentel.

#### V.3.1. Charges verticales

Le poids propre du garde-corps a été estimé précédemment  $G = 4.125 \text{ KN/ml}$ .

#### V.3.2. Charges horizontales

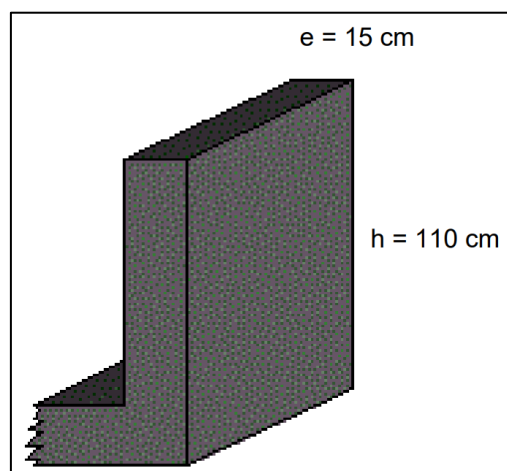


Figure V.5: Dimension du garde-corps.

- Charge sismique

D'après le RPA99 le garde-corps, est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec

$A$  : Coefficient d'accélération de zone

$C_p$ : Facteur de force horizontale varie entre 0.3 et 0.8

$W_p$ : Poids de l'élément considéré

Dans ce cas

Le groupe d'usage 2 et Zone III

$$A = 0.25$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 4.125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc } F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 4.125 \rightarrow F_p = 3.3 \text{ KN}$$

- Charge d'exploitation

L'effet de la main courante est de  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- Hypothèses de calcul

L'acrotère est calculé comme un élément console, sollicité principalement à la charge accidentelle, et donc sollicité en flexion simple.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre et demi linéaire (1m).

- Calcul des sollicitations

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = F_p = 3.3 \text{ KN/ml}$$

$$M_F = 3.3 \times 1.1 = 3.63 \text{ KN.m}$$

D'une force tranche  $T = F_p = 3.3 \text{ KN}$

- $N_G = G = 4.125 \text{ kN/ml}$

- $T = Q = F_p = 3.3 \text{ KN}$

- $M_f = 3.3 \times 1.1 = 3.63 \text{ KN.m}$

Tableau V.2: Calcule des sollicitations.

ELU			ELS		
$N_u(KN)$	$1.35N_G$	5.569	$N_{ser}(KN/ml)$	$N_G$	4.125
$M_u(KN.m)$	$1.5M_f$	5.445	$M_{ser}(KN.ml)$	$M_f$	
$T_u(Kn)$	$1.5T$	4.95	/	/	3.63

### V.3.3. Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

#### ELU

Données :

$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; d = 120 \text{ mm} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ;$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 14.167 \text{ MPa} ; \\ e_0 &= \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.112}{2,317} = 0.479 \text{ m} \\ e_1 &= \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \end{aligned}$$

$e_1 < e_0 \Rightarrow$  L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée.

Donc elle va être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ) calculé par rapport aux armatures tendues.

$$\begin{aligned} M_f &= M_{ser} + N_{ser} \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 3.63 + 4.125 [0.075 - 0.03] = 3.815 \text{ KN.m} \\ \mu &= \frac{M_f}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.815 \times 10^6}{14.167 \times 1000 \times 120^2} = 0.0187 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \quad (\text{Donc les} \\ &\text{armatures comprimées ne sont pas nécessaires}) \end{aligned}$$

D'après l'organigramme de flexion simple on aura les résultats

Tableau V.3: Calcule de ferrailage.

$\mu$	$\mu_R$	$\alpha$	$Z_u (cm)$	$A_s (cm^2)$
0.0187	0.3920	0.029	11.861	0.74

La méthode de calcul sera en Annexe C

- Ferrailage minimale

$$A_{cnf} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s ; A_{cnf}) = 1.15 \text{ cm}^2$$

On adoptera :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures

$$e_h = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$e_v = \frac{110 - (4 \times 0.8) - 4}{3} \rightarrow e_v = 34.27 \text{ cm} \text{ On prend } e_v = 35 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \left[ \frac{1}{4}; \frac{1}{2} \right] A_s = [0.502; 1.005]$$

- On adopte ;  $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

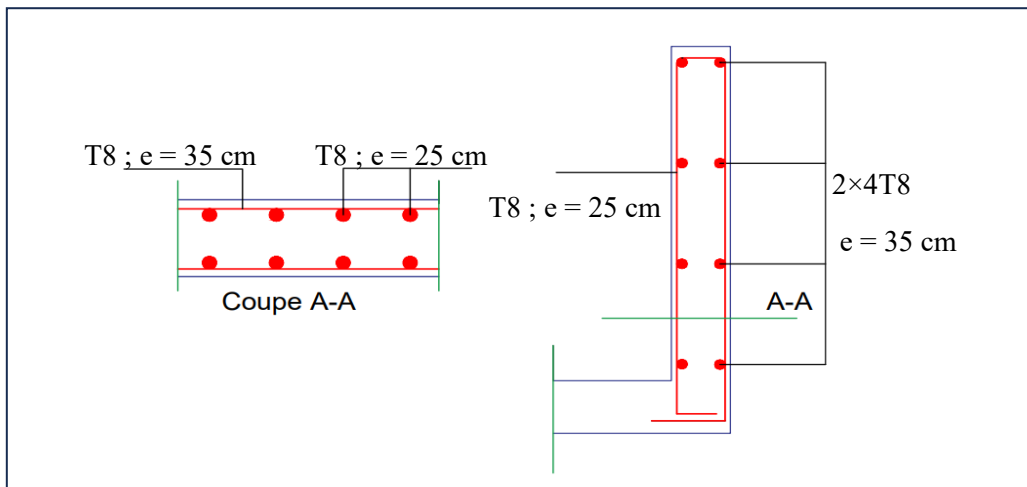


Figure V.6: Schéma de ferrailage de garde-corps.



### V.3. Acrotère (bloc administratif)

L'acrotère joue un rôle essentiel dans la sécurité de la terrasse en étant une paroi protectrice contre toute chute. C'est une console encastrée à sa base, qui est soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale causée par une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- La largeur  $b = 100\text{cm}$
- La hauteur  $h = 60\text{cm}$
- L'épaisseur  $e = 10\text{cm}$

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

$S$  : Surface de  $1\text{ml} = 0,069\text{ m}^2$

$G$  : Poids propre =  $2,317\text{kN/ml}$

$Q$  : Surcharge d'exploitation =  $1\text{kN/ml}$

D'après [1] (art 6.2.3).

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Groupe 2, zone (III) donc

$A$  : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1)  $A = 0.25$

$C_p$  : facteur de force horizontale.  $C_p = 0.80$  (élément en console tableau 6.1 [1])

$W_p$  : Poids de l'acrotère.  $2,317\text{kN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.80 \times 2,317 \Rightarrow F_p = 1.854\text{KN/ml}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = F_p = 1.854\text{ KN/ml}$$

$$G = 2,317\text{kN/ml} \quad F_p = 1.854\text{ KN/ml}$$

$$M_F = 1.854 \times 0.6 = 1.112\text{ KN.m}$$

$$\text{D'une force tranche } T = F_p = 1.854\text{ KN}$$

#### V.3.1. Sollicitations et combinaisons d'action

Sous l'action des charges d'exploitation

$$N_G = G = 2,317\text{kN/ml}$$

$$T = Q = F_p = 1.854\text{ KN}$$

$$M_f = 1.854 \times 0.6 = 1.112\text{ KN.m}$$

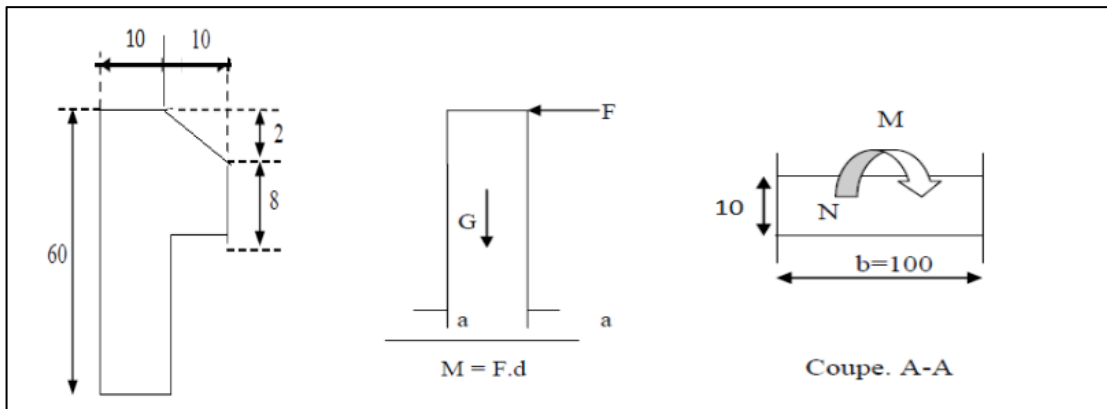


Figure V.7: Dimension de l'acrotère.

**ELU**

$$Nu = 1.35N_G = 3.127kN$$

$$Mu = 1.5Mf = 1.668KN.m$$

$$Tu = 1.5T = 2.781KN$$

**ELS**

$$N_{ser} = N_G = 2,317kN$$

$$M_{ser} = Mf = 1.112 KN.m$$

**V.3.2. Calcul de ferrailage**

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100\text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10\text{ cm}$ .

Tableau V.4: Sollicitation des efforts.

$Nu(kN/ml)$	$Mu (kN.m)$	$Tu (kN/ml)$	$N_{ser} (kN/ml)$	$M_{ser}(kN.m)$
3.127	1.668	2.781KN	2,317kN	1.112 KN.m

- Armatures longitudinales

**E.L.U**Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e_0 = \frac{MU}{NU} = \frac{1.668}{3.127} = 0.533 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$e_1 < e_0$  Donc l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Donc elle va être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ) calculé par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_f = Mu + Nu \left[ \left( \frac{h}{2} - C \right) \right] = 1.668 + 3.127[0.05 - 0.03] = 1.731 \text{ KN.m}$$

$$d = h - C = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.167 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{1.731 \times 10^6}{14.167 \times 1000 \times 70^2} = 0.0249 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ (Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] / 0.08 = 0.0315$$

$$Zu = d(1 - 0.4 \alpha) = 69.09 \text{ mm}$$

$$A_{fs} = \frac{M_f}{Zu \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.731 \times 10^6}{69.09 \times \frac{500}{1.15}} = 57.625 \text{ mm}^2$$

Détermination de la section des armatures à la flexion composée

$$N \text{ est un effort de compression } A_{su} = A_{fs} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 57.625 - \frac{3.127 \times 10^3}{500/1.15} = 50.433 \text{ mm}^2 = 0.504 \text{ cm}^2$$

- Vérification

**E.L.U**Condition de non fragilité

$$A_{Smin} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1MPa$  ;  $b = 1000mm$  ;  $h = 100mm$  ;  $f_e = 500MPa$  ;  $d = 70mm$

$$A_{Smin} \geq \max \{ 1cm^2 ; 0.676cm^2 \} = 1cm^2$$

**E.L.S**

On doit calculer les armatures à l'ELS et comparée avec les armatures qui se trouve à l'ELU.

- Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.112}{2,317} = 0.479m$$

$$e_1 = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05m$$

$e_1 < e_0 \rightarrow$  L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée.

Donc elle va être calculée comme une section soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ) calculé par rapport aux armatures tendues.

- Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_f = M_{ser} + N_{ser} \left[ \left( \frac{h}{2} - C \right) \right] = 1.112 + 2,317[0.05 - 0.03] = 1.158 KN.m$$

$$d = h - C = 100 - 30 = 70mm$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0.85f_{C28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.167MPa$$

$$\mu = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_b b.d^2} = \frac{1.112 \times 10^6}{14.167 \times 1000 \times 70^2} = 0.0160 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_S = 0 \text{ (Donc les armatures}$$

comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] / 0.8 = 0.0202$$

$$Zu = d(1 - 0.4 \alpha) = 69.43mm$$

$$A_{fs} = \frac{M_f}{Zu \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.731 \times 10^6}{69.43 \times \frac{500}{1.15}} = 36.837 mm^2$$

$$A_{ser} = A_{fs} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 36.837 - \frac{2,317 \times 10^3}{500/1.15} = 31.51 mm^2 = 0.315 cm^2$$

$$A_{smin} = 1 cm^2 > A_{su} = 0.504 cm^2 > A_{ser} = 0.315 cm^2$$

$$A_s = \max\{1; 0.504; 0.315\} cm^2 = 1 cm^2$$

On adopte 4T8... $A_s = 2.01 cm^2$

- Vérification de l'effort tranchant : [6] (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} \text{ avec: } b_0 = b \rightarrow \tau_u = \frac{2.781 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0397 MPa$$

$$Vu = 1.5T = 2.781 KN$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{tj}}{\gamma_b}; 4 MPa \right\} = 2.5 MPa$$

$$\tau_u = 0.0397 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Armatures de répartition [6] (A.8.2.41)

$$A_r = \left[ \frac{1}{4}; \frac{1}{2} \right] A_s = [0.425; 0.85]$$

On adopte ;  $A_r = 4T8 = 2.01 cm^2$

- Espacement des armatures

$$e_h = \frac{100}{4} = 25 cm$$

$$e_v = \frac{60 - (4 \times 0.8) - 4}{3} \rightarrow e_v = 17.6 cm \text{ On prend } e_v = 18 cm$$

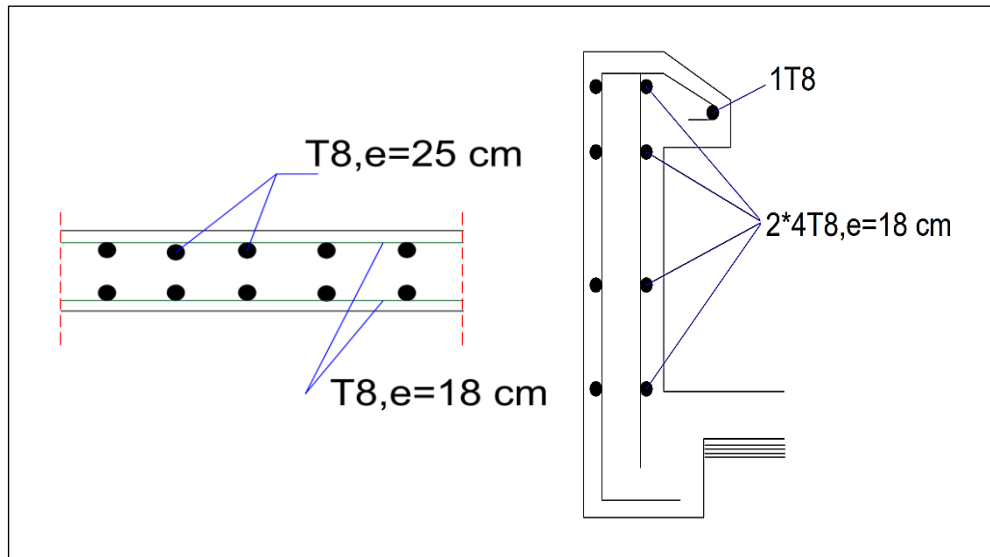


Figure V.8: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

#### V.4. Escaliers (bloc administratif)

Les escaliers sont composés d'une série de marches, ils facilitent le déplacement à pied entre les différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

##### V.4.1. Choix des dimensions

Un escalier est déterminé par :

$h$  : Hauteur de la marche.

$g$  : Largeur de la marche.

$L$  : Longueur horizontale de la paillasse.

$H$  : Hauteur verticale de la paillasse.

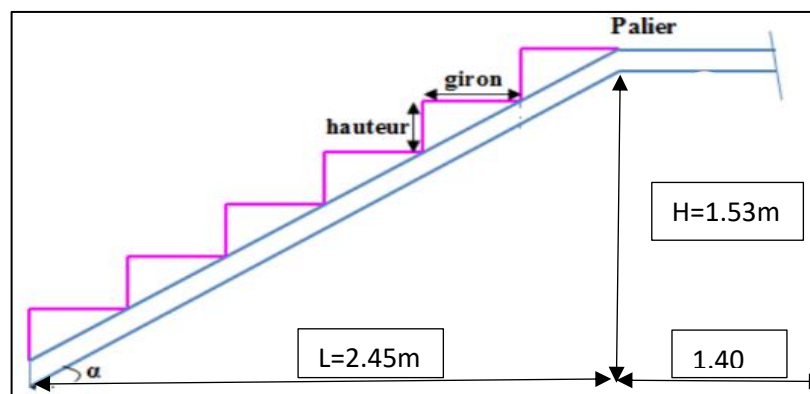


Figure IV.9: Les dimensions des éléments d'un escalier.

Les escaliers les moins fatigants satisfont à la formule de Blondel :

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

Choix de la hauteur de la marche :  $h = 17 \text{ cm}$

- Détermination du nombre des marches et contre marches

$$2h + g = 64 \dots (1)$$

$$n \times h = H \dots (2)$$

$$(n - 1)g = L \dots (3)$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$$64n^2 - n(64 + 2H + L) + L = 0$$

Avec :  $H = 153 \text{ cm}$  et  $L = 245 \text{ cm}$

- Solution :

$$n_1 = 0.526 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9$$

Donc on prend :

Nombre des contres marche  $n = 9$

Nombre des marches  $(n - 1) = 8$

$$\text{Alors : } h = \frac{H}{n} = 0.17 \text{ m} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = 0.30 \text{ m} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

- Vérification

D'après Blondel :  $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$

$$g + 2h = 64 \text{ cm}$$

$$16 \leq h \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

$$22 \leq g \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

D'où :  $59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$  Vérifiée

- Calcul de l'angle d'inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.45} \rightarrow \alpha = 31.98^\circ$$

Calcul de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,40 = \sqrt{(2,45)^2 + (1,53)^2} + 1,40 = 4.28m$$

$$14.26cm \leq e \leq 21.4cm$$

On prend donc l'épaisseur :  $e = 16 \text{ cm}$

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

#### V.4.2. Charges et surcharges des escaliers

Combinaisons d'action

ELU: 1.35G + 1.5Q

ELS: G + Q

Tableau V.5: Combinaison des charges.

	L(m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU (KN/ml)	ELS(KN/ml)
Palier	1.40	5,36	2.5	10.986	7.86
Paillasse	2.45	8.355	2.5	15.029	10.855



V.4.3. Détermination des sollicitations

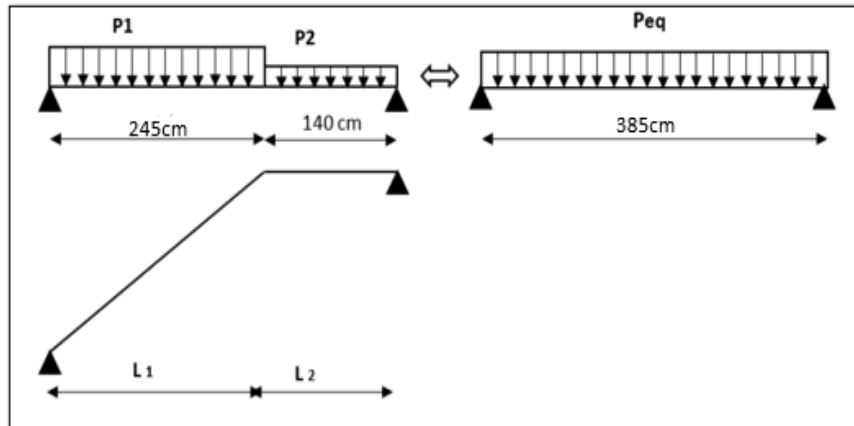


Figure V.10: Schéma statique

La charge équivalente :  $Peq = \frac{P1.L1 + P2.L2}{L1 + L2}$

Le moment isostatique :  $M_0 = Peq \times \frac{L^2}{8}$

L'effort tranchant :  $Tu = Peq \times \frac{L}{2}$

Diagramme des efforts interne

Moment fléchissant

ELU

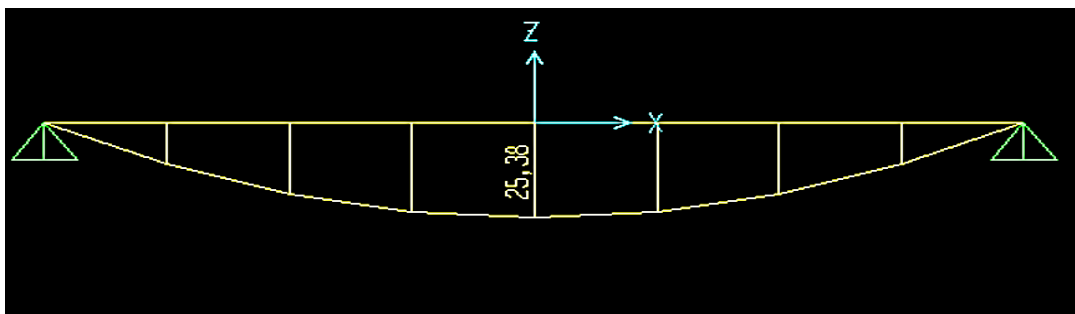


Figure V.11: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU.

ELS

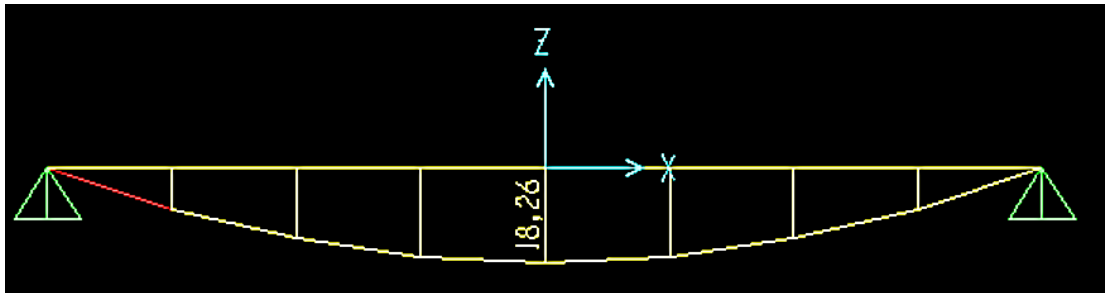


Figure V.12: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.

Effort tranchant

ELU

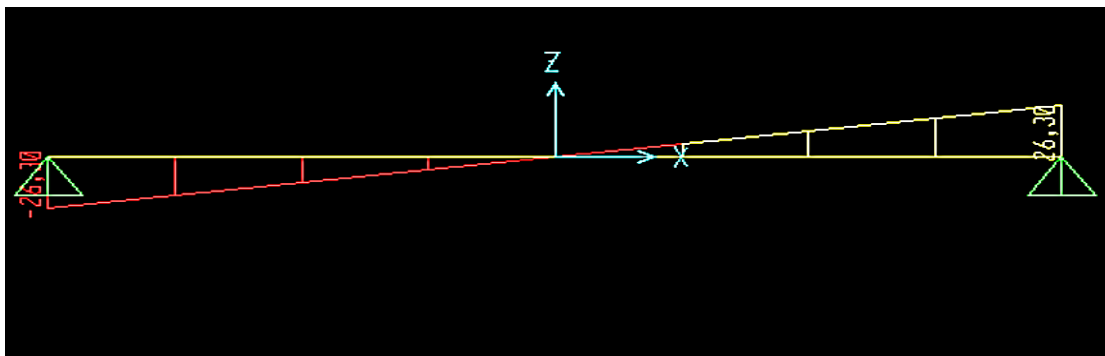


Figure V.13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

ELS

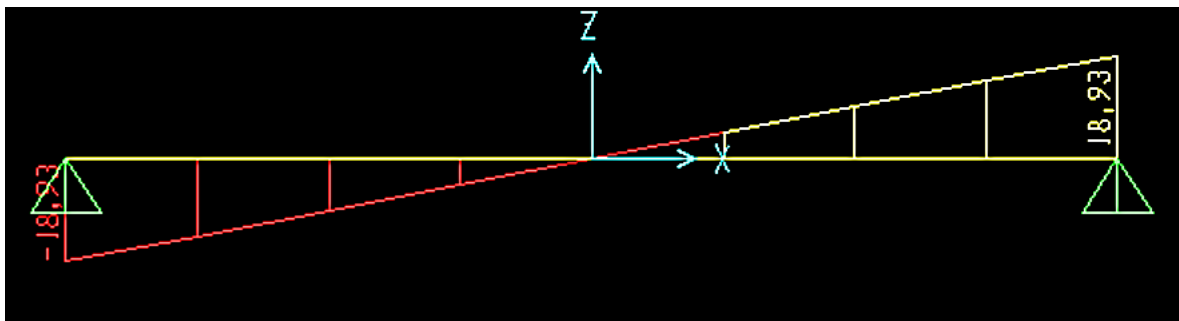


Figure V.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Tableau V.6: Résultats des sollicitations.

	$P_{eq}(KN/ml)$	$M_0(KN.m)$	$M_{appuis}(KN.m)$ $0.5M_0$	$M_{Travée}(KN.m)$ $0.85M_0$	$Tu(KN)$
ELU	13.558	25.38	12.69	21.573	26.30
ELS	9.766	18.26	9.13	15.521	18.93

**V.4.4. Calcul de ferrailage**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h) Tel que :

b=100cm ; h=16cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

- Armatures longitudinales

$$f_{c28} = 25MPa ; f_e = 500MPa ; \bar{\sigma}_b = 14.167MPa ; \sigma_s = 434.78MPa ; \gamma_s = 1.15 ;$$

$$\gamma_b = 1.5 ; d = 0.9h = 14.4cm$$

**ELU**

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b b.d^2} < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ (Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; Zu = d(1 - 0.4 \alpha) ; A_{scal} = \frac{M_u}{Zu \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Tableau V.7: Calcul de ferrailage.

	$M_u(KN.m)$	$\mu$	$\mu_R = 0.392$	$\alpha$	$Zu(Cm^2)$	$A_{scal}(Cm^2)$	Choix	$A_{sadjp}(Cm^2)$
Travée	21.573	0.0735	$\mu < \mu_R$	0.0943	1.385	3.544	4T12	4.52
Appuis	12.69	0.0432	$\mu < \mu_R$	0.0547	1.408	2.051	4T10	3.14

Espacement

- En travée :  $esp \geq \frac{100}{4} = 25cm$
- Sur appuis :  $esp \geq \frac{100}{4} = 25cm$

Armature de répartition

- En travée :  $\frac{A_s}{4} \leq A_R \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13 \leq A_R \leq 2.26$   
Le choix est de 4T8=2,01cm<sup>2</sup> avec  $St = 15cm$
- Sur appuis :  $\frac{A_s}{4} \leq A_R \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.785 \leq A_R \leq 1.57$   
Le choix est de 3T8 = 1,51cm<sup>2</sup> avec  $St = 15cm$   
 $Esp = 15cm < Min(3h; 33) cm = 33cm$  .....Vérifiée

**V.4.5. Vérifications**

Condition de non fragilité [6] (art A.4.2,1)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{smin} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{smin} = 0.23 \times 1000 \times 144 \times \frac{2.1}{500} = 139.104mm^2 = 1.39cm^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sT} = 4.52cm^2 \geq A_{smin} = 1.39cm^2 \\ A_{sA} = 3.14cm^2 \geq A_{smin} = 1.39cm^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

- Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{tj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \Rightarrow \tau_u = \frac{26.30 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.1756MPa$$

$$\tau_u = 0.1756MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots\text{(condition vérifiée)}$$

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

$$\text{Si : } T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \Rightarrow \text{les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction}$$

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante:  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 26.30 \times 10^3 - \frac{21.573 \times 10^6}{0.9 \times 144} = -140158.33 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Vérification des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0.1756 \text{ MPa} < 0.05f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

Il faut vérifier les contraintes du béton et acier :

Position de l'axe neutre

$$\Rightarrow \frac{b}{2}y^2 + \eta A'_s(y - c') - \eta A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 - 706.5 - 47.1y = 0$$

Moment d'inertie

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A'_s(y - c')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

Avec

$$\eta = 15 \text{ (coefficient d'équivalence)} ; d = 14.4 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; A'_s = 0$$

On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.8: Vérification des contraintes.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$y (\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\overline{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
Travée	15.521	4.52	5.148	10351.373	7.718	15	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Appuis	9.13	3.14	4.259	7418.90	8.910	15	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

• Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{245} = 0.0694 \geq 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{4.52}{100 \times 14.4} = 0.00313 \leq 0.0084 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0.0694 \geq 0.085 \quad \dots\dots\dots \text{Non vérifiée} \end{array} \right.$$

Une condition ne peut pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec : 
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

Moment d'inertie fictive :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec : 
$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b}{b})} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i = 32164.20MPa ; E_v = 10818.87MPa$

Tableau V.9: Vérification de la flèche de l'escalier.

$M_{ser}$	$A_s(cm^2)$	$\delta$	$\sigma_s(MPa)$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0(cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$
15.521	4.52	0.00314	238.46	6.687	2.675	0.412	36910.42	1441.52	3603.54

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} = 0.20mm \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} = 0.239mm \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.039mm \leq \bar{f} = 0.49mm \dots \text{Vérifiée} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.49mm \end{array} \right.$$

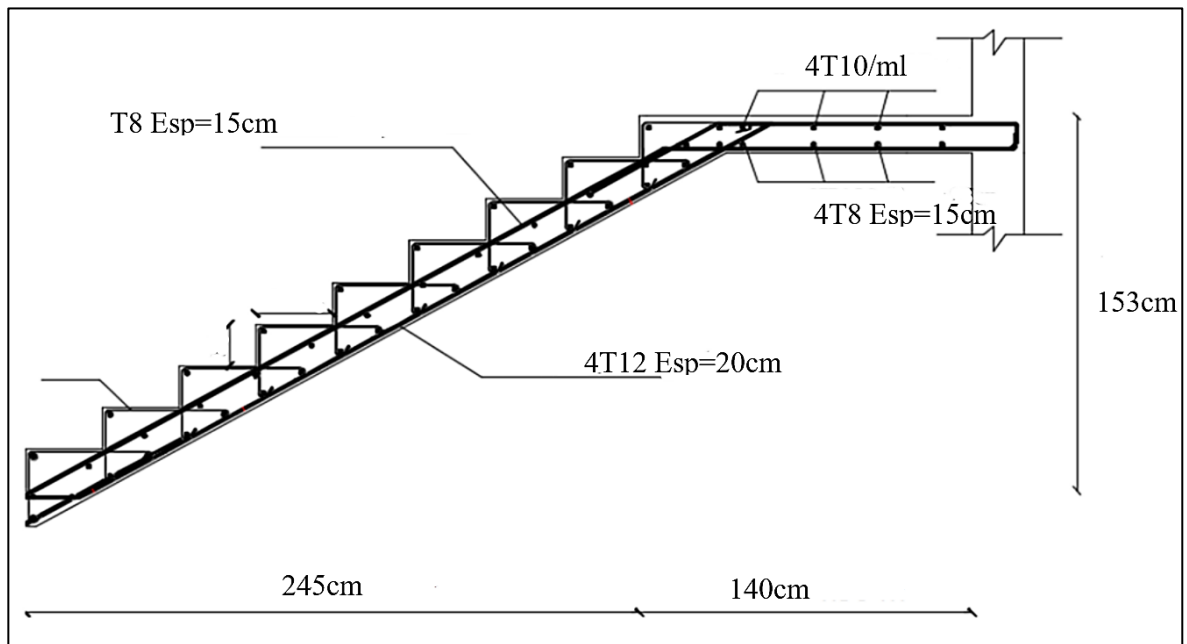


Figure V.15: Schéma de ferrailage des escaliers.

### V.5. Planchers (bloc administratif)

Les planchers jouent un rôle très important dans la structure. Les charges verticales sont soutenues par eux, puis transmises aux éléments porteurs. Les planchers utilisés dans la structure étudiée sont à corps creux.

#### V.5.1. Fonction Principale

- Porter les charges des structures.
- Assurer l'isolation thermique et phonétique entre les différents niveaux.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

#### V.5.2. Méthodes de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, parmi elles on peut citer la méthode forfaitaire, la méthode exacte et de Caquot.

##### Plancher à corps creux

Il est constitué de

- Hourdis posés sur les poutrelles.
- Poutrelles qui transmettent aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutres principales qui supportent les poutrelles.

Pour le calcul des poutrelles on a :

##### V.5.2.1. La méthode forfaitaire

Conditions d'application d'après [6] (art B.6.2,210)

- a) Les charges d'exploitation sont modérées :  $Q \leq \max \{2G ; 5KN/m^2\}$
- b) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- c) Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- d) La fissuration n'est pas préjudiciable.



- Conditions d'application pour la méthode forfaitaire

a) Les charges d'exploitation sont modérées :  $Q \leq \max \{2G ; 5KN/m^2\}$

Plancher courant  $Q = 2.5KN/m^2 ; G = 5,20KN/m^2$ .

$$Q = 2.5KN/m^2 \leq \max \{10.4KN/m^2 ; 5KN/m^2\} = 10.4KN/m^2$$

Plancher terrasse inaccessible :  $Q = 1KN/m^2 ; G = 6,48KN/m^2$ .

Condition vérifiée

$$Q = 1KN/m^2 \leq \max \{12.96KN/m^2 ; 5KN/m^2\} = 12.96KN/m^2$$

b) Inertie constante Condition vérifiée

c) Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

**Poutre qui repose sur 5 appuis :**

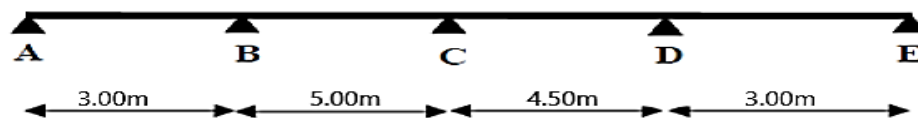


Figure V.16: Poutre repose sur 5 appuis.

$$0.8 \leq \frac{3}{5} = 0.6 \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{5}{4.5} = 1.11 \leq 1.25 ; 0.8 \leq \frac{4.5}{3} = 1.5 \leq 1.25$$

Condition non vérifiée

Alors l'une des conditions non vérifiées, donc on applique la méthode de Caquot.

- Méthode de Caquot : si a non vérifiée et b, c et d vérifiées
- Méthode de Caquot minorée : si a vérifiée et b, c ou d non vérifiées. (Notre cas)

**V.5.2.2. La méthode Caquot [6] (art B.6.2,221)**

La méthode est une méthode de continuité simplifiée due à Albert Caquot. Elle apporte à la méthode de continuité théorique des corrections pour tenir compte :

- de la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre par suite de la variation de la largeur efficace de la dalle supérieure qui a pour effet de réduire dans une certaine mesure les moments sur appuis et corrélativement d'accroître les moments en travée par rapport à la continuité théorique ;

- de l'amortissement des effets des chargements des travées successives, amortissement qui est plus important que le prévoit la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

- Moments sur appuis

Cas de charges réparties

$$M_a = \frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Cas de charges concentrées

$$M_a = - \frac{K_w(a_w)P_w l_w'^2 + K_e(a_e)P_e l_e'^2}{l_w' + l_e'}$$

$$\text{Avec : } K_w = \frac{X_w(X_w-1)(X_w-2)}{2.125}$$

$$X_w = \frac{a_w}{l}$$

On adopte des longueurs de portées fictives  $l'$ , telles que :

$$l' = l \text{ Pour les deux travées de rive}$$

$$l' = 0,8l \text{ Pour les travées intermédiaires}$$

$l_w$  : longueur de la travée « Ouest » ;  $l_e$  : longueur de la travée « Est » ;  $p_w$  : charge répartie sur la travée « Ouest » et  $p_e$  : charge répartie sur la travée « Est »

- Moments en travée

$$M_T = M_0 + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Position du moment maximum :

$$x_{Mtmax} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{pl}$$

- Efforts tranchants

$$T_W = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_W}{I}$$

$$T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_W}{I}$$

### Calcul des poutrelles

Le calcul se fera en deux étapes :

- 1) Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ces deux extrémités, celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

### Dimension de la poutrelle

$h$  : Hauteur du plancher  $h = 16cm$

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression

$h_0 = 4cm$

$b_0$  : largeur de la nervure  $b_0 = 10cm$

$lc$  : Longueur du corps creux  $lc = 55cm$

$b = lc + b_0 = 65cm$  Entre axes des nervures

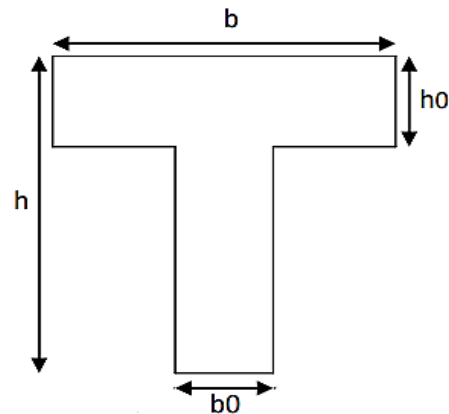


Figure V.17: schéma de poutrelle.

### Charges et surcharges

#### Poids propre de la poutrelle

$$G_1 = 0,10 \times 0,04 \times 25 = 0,1KN/ml$$

#### Poids du corps creux

$$G_2 = 0,65 \times 0,16 \times 14 = 1.456KN/ml$$

$$G = G_1 + G_2 = 1.556KN/ml$$

#### Surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65KN/ml$$

Combinaison des charges**ELU**

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 2.941KN$$

**ELS**

$$qser = G + Q = 2.106KN$$

Calcul des efforts tranchants et moments max en travée**ELU**

$$M_u = M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.941 \times 4.15^2}{8} = 6.331KN.m$$

$$T_u = T_{max} = \frac{ql}{8} = \frac{2.941 \times 4.15}{8} = 1.526KN$$

**ELS**

$$M_{ser} = M_{max} = \frac{qserl^2}{8} = \frac{2.106 \times 4.15^2}{8} = 4.534KN.m$$

$$T_{ser} = T_{max} = \frac{qserl}{8} = \frac{2.106 \times 4.15}{8} = 1.092KN$$

- Ferraillage

Soit : L'enrobage  $c = 3$  cm,  $d = 0,9h = 0,9 \times 5 = 4,5$  cm,  $b = 12$  cm D'après l'organigramme de la flexion simple on a :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b b \cdot d^2} = 1.838 > \mu_R = 0.372 \rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse. On 2ème étape : Après le coulage de la table de compression : Après le coulage et le durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme un élément en « Té »

TYPE1

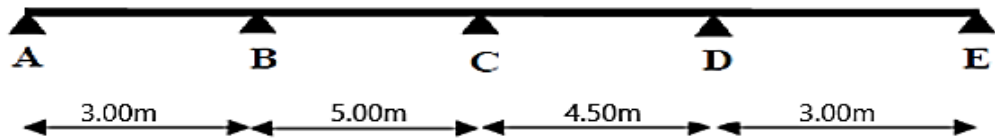


Figure V.18: poutrelle à 4 travées.

Tableau V.10: Méthode de CAQUOT Plancher terrasse a l'ELU

Plancher terrasse a l'ELU					
$l(m)$	3.00	5.00	4.50	3.00	
$l'_w; l'_e (m)$	3.00	4.00	3.60	3.00	
$G(KN)$	6.48	6.48	6.48	6.48	
$Q(KN)$	1	1	1	1	
Chargée C $1.35G+1.5Q$	10.248	10.248	10.248	10.248	
Déchargée D $1.35G$	8.748	8.748	8.748	8.748	
$M_a(KN.m)$ Cas 1 CCCC	0	15.673	17.554	13.455	0
$M_a(KN.m)$ Cas 2 DCDC	0	14.993	16.471	12.207	0
$M_a(KN.m)$ Cas 3 CDCD	0	14.059	16.068	12.733	0
$M_T(KN.m)$ Cas1	20.676	48.629	41.485	19.237	
$M_T(KN.m)$ Cas2	18.764	47.762	36.533	18.440	
$M_T(KN.m)$ Cas3	19.613	42.410	40.365	17.236	
$M_{amax}(KN.m)$	0	15.673	17.554	13.455	0
$M_{Tmax}(KN.m)$	20.676	48.629	41.485	19.237	

Tableau V.11: Méthode de CAQUOT Plancher terrasse a l'ELS

Plancher terrasse a l'ELS					
$l(m)$	3.00	5.00	4.50	3.00	
$l'_w; l'_e (m)$	3.00	4.00	3.60	3.00	
$G(KN)$	6.48	6.48	6.48	6.48	
$Q(KN)$	1	1	1	1	
Chargée C (G+Q)	7.48	7.48	7.48	7.48	
Déchargée D (G)	6.48	6.48	6.48	6.48	
$M_a(KN.m)$ Cas 1 CCCC	0	11.44	12.813	9.821	0
$M_a(KN.m)$ Cas 2 DCDC	0	10.986	12.09	8.989	0
$M_a(KN.m)$ Cas 3 CDCD	0	10.364	11.822	9.339	0
$x_{Mtmax}(m)$	2	2.54	2.16	1.06	
$M_T(KN.m)$ Cas1	20.676	48.629	41.485	19.237	
$M_T(KN.m)$ Cas2	13.8	34.85	25.53	11.237	
$M_T(KN.m)$ Cas3	14.24	31.32	29.515	12.70	
$M_{amax}(KN.m)$	0	11.44	12.813	9.821	0
$M_{Tmax}(KN.m)$	20.676	48.629	41.485	19.237	

Tableau V.12: Méthode de CAQUOT plancher étage courant a l'ELU

Plancher étage courant a l'ELU					
$l(m)$	3.00	5.00	4.50	3.00	
$l'_w; l'_e (m)$	3.00	4.00	3.60	3.00	
$G(KN)$	5,20	5,20	5,20	5,20	
$Q(KN)$	2.5	2.5	2.5	2.5	
Chargée C (1.35G+1.5Q)	10.77	10.77	10.77	10.77	
Déchargée D (1.35G)	7	7	7	7	
$M_a(KN.m)$ Cas 1 CCCC	0	16.47	18.45	14.14	0
$M_a(KN.m)$ Cas 2 DCDC	0	14.77	15.74	11.02	0
$M_a(KN.m)$ Cas 3 CDCD	0	12.44	14.73	12.34	0
$M_T(KN.m)$ Cas1	21.74	50.61	43.56	20.55	
$M_T(KN.m)$ Cas2	16.84	48.39	31.24	18.37	
$M_T(KN.m)$ Cas3	18.24	46.32	43.15	19.70	
$M_{amax}(KN.m)$	0	16.47	18.45	14.14	0
$M_{Tmax}(KN.m)$	21.74	50.61	43.56	20.55	

TYPE 2

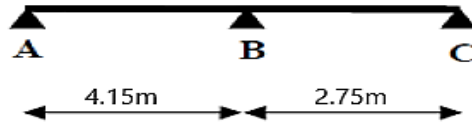


Figure V.19 : poutrelle à 2travées.

Tableau V.13: Méthode de CAQUOT plancher étage courant a l'ELS.

Plancher étage courant a l'ELS					
$l(m)$	3.00	5.00	4.50	3.00	
$l'_w ; l'_e (m)$	3.00	4.00	3.60	3.00	
$G(KN)$	5,20	5,20	5,20	5,20	
$Q(KN)$	2.5	2.5	2.5	2.5	
Chargée C (G+Q)	7.7	7.7	7.7	7.7	
Déchargée D (G)	5,20	5,20	5,20	5,20	
$M_a(KN.m)$ Cas 1 CCCC	0	11.77	13.2	10.11	0
$M_a(KN.m)$ Cas 2 DCDC	0	10.64	11.38	8.03	0
$M_a(KN.m)$ Cas 3 CDCD	0	9.30	10.91	9	0
$M_T(KN.m)$ Cas1	15.54	26.00	40.8	13.96	
$M_T(KN.m)$ Cas2	12.30	35.07	22.91	14.05	
$M_T(KN.m)$ Cas3	13.90	26.36	29.45	11.31	
$M_{amax}(KN.m)$	0	16.47	18.45	14.14	0
$M_{Tmax}(KN.m)$	15.54	26.00	40.8	13.96	

Tableau V.14: Méthode de CAQUOT plancher terrasse a l'ELU.

Plancher terrasse a l'ELU			
$l(m)$	4.15	2.75	
$l'_w; l'_e (m)$	4.15	2.75	
$G(KN)$	6.48	6.48	
$Q(KN)$	1	1	
Chargée C (1.35G+1.5Q)	10.248	10.248	
Déchargée D (1.35G)	8.748	8.748	
$M_a(KN.m)$ Cas 1 CCCC	0	17.13	0
$M_a(KN.m)$ Cas 2 DCDC	0	15.18	0
$M_a(KN.m)$ Cas 3 CDCD	0	16.56	0
$M_T(KN.m)$ Cas1	20.26	19.87	
$M_T(KN.m)$ Cas2	17.45	18.62	
$M_T(KN.m)$ Cas3	20.12	18.19	
$M_{amax}(KN.m)$	0	17.13	0
$M_{Tmax}(KN.m)$	20.26	19.87	

Tableau V.15 : Méthode de CAQUOT plancher terrasse a l'ELS

Plancher terrasse a l'ELS			
$l(m)$	4.15	2.75	
$l'_w; l'_e (m)$	4.15	2.75	
$G(KN)$	6.48	6.48	
$Q(KN)$	1	1	
Chargée C (G+Q)	7.48	7.48	
Déchargée D (G)	6.48	6.48	
$M_a(KN.m)$ Cas 1 CCCC	0	11.77	0
$M_a(KN.m)$ Cas 2 DCDC	0	10.55	0
$M_a(KN.m)$ Cas 3 CDCD	0	11.41	0
$M_T(KN.m)$ Cas1	14.65	14.05	
$M_T(KN.m)$ Cas2	12.75	13.25	
$M_T(KN.m)$ Cas3	14.50	12.93	
$M_{amax}(KN.m)$	0	11.77	0
$M_{Tmax}(KN.m)$	14.65	14.05	



Tableau V.16: Méthode de CAQUOT plancher étage courant a l'ELU

Plancher étage courant a l'ELU			
$l(m)$	4.15	2.75	
$l'_w; l'_e (m)$	4.15	2.75	
$G(KN)$	5,20	5,20	
$Q(KN)$	2.5	2.5	
Chargée C (1.35G+1.5Q)	10.77	10.77	
Déchargée D (1.35G)	7	7	
$M_a(KN.m)$ Cas 1 CCCC	0	16.94	0
$M_a(KN.m)$ Cas 2 DCDC	0	12.34	0
$M_a(KN.m)$ Cas 3 CDCD	0	15.61	0
$M_T(KN.m)$ Cas1	21.04	20.20	
$M_T(KN.m)$ Cas2	14.06	17.48	
$M_T(KN.m)$ Cas3	20.72	19.35	
$M_{amax}(KN.m)$	0	16.94	0
$M_{Tmax}(KN.m)$	21.04	20.20	

Tableau V.17: Méthode de CAQUOT plancher étage courant a l'ELS

Plancher étage courant a l'ELS			
$l(m)$	4.15	2.75	
$l'_w; l'_e (m)$	4.15	2.75	
$G(KN)$	5,20	5,20	
$Q(KN)$	2.5	2.5	
Chargée C (G+Q)	7.7	7.7	
Déchargée D (G)	5,20	5,20	
$M_a(KN.m)$ Cas 1 CCCC	0	12.11	0
$M_a(KN.m)$ Cas 2 DCDC	0	9.06	0
$M_a(KN.m)$ Cas 3 CDCD	0	11.22	0
$M_T(KN.m)$ Cas1	15.05	14.44	
$M_T(KN.m)$ Cas2	10.37	12.50	
$M_T(KN.m)$ Cas3	11.90	12.95	
$M_{amax}(KN.m)$	0	12.11	0
$M_{Tmax}(KN.m)$	15.05	14.44	

Efforts tranchants

Tableau V.18: Les sollicitations a l'ELU et à l'ELS au niveau du plancher.

TYPE	Poutrelle (m)	Position	Moment sur appui (KN.m)				Moment sur travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
			ELU		ELS		ELU	ELS	ELU	ELS
1	5	Plancher terrasse	15.57	17.55	11.44	12.81	48.71	48.72	32.24	23.55
		Plancher étage courant	16.47	18.72	16.47	18.45	50.61	26.00	33.96	24.48
2	4.14	Plancher terrasse	0	17.13	0	11.7	20.26	14.65	25.39	18.34
		Plancher étage courant	0	16.94	0	12.11	21.04	15.05	26.42	17.44

- Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Ce type sera un exemple de calcul détaillé. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

ELU :  $M_{uMax} = 48.71\text{KN.m}$  ;  $M_{aMax} = 17.55\text{KN.m}$  ;  $T_{uMax} = 32.24\text{KN}$

ELS:  $M_{uMax} = 48.72\text{KN.m}$  ;  $M_{aMax} = 12.81\text{KN.m}$  ;  $T_{uMax} = 23.55\text{KN}$

Ferrailage en travée

$h = 20\text{cm}$  ;  $h_0 = 4\text{cm}$  ;  $b = 65\text{cm}$  ;  $b_0 = 10\text{cm}$  ;  $d = 0.9h = 14.4\text{cm}$  ;  $f_e = 500\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 14.2\text{MPa}$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 45.78\text{KN.m}$

On a  $M_u = 48.71\text{KN.m} > M_{tab} = 45.78\text{KN.m}$

Donc l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

La section étudiée est assimilée à une section en T

$$\overline{M}_u = M_u - \frac{M_{tab}(b - b_0)}{b} = 9.973KN.m$$

Tableau V.19: récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M(KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$	$\alpha$	$Z_u(mm^2)$	$A_s(cm^2)$	$A_s^{min}$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
38.737	0.202	Oui	0	0.285	127.58	1.55	0.90	3T10	2.36

Condition de non-fragilité : [6] art A.4.2

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.90cm^2$$

$$A_s = Max(1.55 ; 0.90) = 1.55cm^2$$

On adopte 3T10  $A_s = 2.36cm^2$

Ferraillage sur appuis

On a  $M_{aMax} = 17.55KN.m < M_{tab} = 45.78KN.m$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple

Tableau V.20: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M(KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'$	$\alpha$	$Z_u(mm^2)$	$A_s(cm^2)$	$A_s^{min}$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
17.55	0.092	Oui	0	0.120	137	2.94	0.90	3T12	3.39

Condition de non-fragilité : [6] art A.4.2

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.90cm^2$$

$$A_s = Max(2.94 ; 0.90) = 2.94cm^2$$

On adopte 3T12  $A_s = 3.39cm^2$

- Vérfications

Effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$T_u^{max} = 32.24 \text{KN}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{tj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = 2.23 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.23 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

Au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie

Vérification de la compression du béton

$$\frac{T_u}{0.9 b_0 d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_b = 2.48 \text{MPa} \leq 6.66 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 3.39 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u \frac{M_a}{0.9d}}{\sigma_s} = 0.56 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification des contraintes

- Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- Vérification des contraintes du béton

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

Position de l'axe neutre :

$$\Rightarrow \frac{b}{2}y^2 + \eta A'_s(y - c') - \eta A_s(d - y)$$

Moment d'inertie :

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A'_s(y - c')^2 + \eta A_s(d - y)^2$$

Tableau V.21: Vérification de la contrainte de béton.

	$M_{ser}$	$A_s(\text{cm}^2)$	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	Vérification
Travée	48.72	2.36	2.32	5523.27	14.82	Vérifiée
Appuis	12.81	3.39	2.95	7244.02	5.216	Vérifiée

Evaluation de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{500} = 0.04 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée} \\ \frac{3.39}{10 \times 14.4} = 0.0235 \leq 0.0084 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée} \\ 0.04 \geq 0.0568 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(y_1 - h_0)^3 + 15A_s(d - y_1)^2$$

$$y_1 = \frac{bh_0 \times \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

Moment d'inertie fictive

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} ; I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s+f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 32164.20MPa ; E_v = 10818.87MPa$$

Tableau V.22: Vérification de la flèche.

$M_{ser}$	$A_s(cm^2)$	$\delta$	$\sigma_s(MPa)$	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0(cm^4)$	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$
48.72	3.39	0.0235	99.80	1.815	0.726	0.77	17012.04	7805.15	12003.21

Donc

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} = 0.48cm \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} = 0.93cm \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.45mm \leq \bar{f} = 1cm \dots \dots \text{Vérfié} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 1cm \end{cases}$$

Calcul des armatures transversales et l'espacement

L'acier choisi pour les armatures transversales est de types ronds lisse de nuance FeE24 ( $f_e = 235MPa$ )

BEAL 91 modifié 99

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.9f_e} ; K = 1 \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa) \end{cases}$$

RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} \frac{A_s}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi_l) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec

$$- \varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$\varphi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$- \varphi_t \leq \text{Min}(0.57\text{cm}; 1\text{cm}; 1\text{cm}) = 0,57\text{cm}$$

On adopte :  $\varphi_t = 6\text{mm}$

$$A_t = 2HA6 = 0.57\text{cm}^2$$

Donc

BEAL 91 modifié 99

$$\begin{cases} S_t \leq 76\text{cm} \\ S_t \leq 12.96\text{cm} \\ S_t \leq 54.4\text{cm} \end{cases}$$

RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} S_t \leq 19\text{cm} \\ S_t \geq 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \geq 10 \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Choix des armatures

$$\text{On adopte : } A_t = 2HA6 = 0.57\text{cm}^2$$

Choix des espacements

$$S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 10 \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Ferraillage de la table de compression

Selon le BEAL 91 modifié 99(B.6.8, 423) La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec

$L$  : distance entre axes des poutrelles

$A_1$  : armatures perpendiculaires aux poutrelles

$A_2$ : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que :

$$f_e = 235\text{MPa} ; L = 65\text{cm}$$

Donc

$$A_1 = \frac{4L}{f_e} = 1.106\text{cm}^2$$

On prend 5T6=1.41cm<sup>2</sup>

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.705\text{cm}^2$$

Soit 5T6=1.41cm<sup>2</sup>  $S_t = 20\text{cm}$

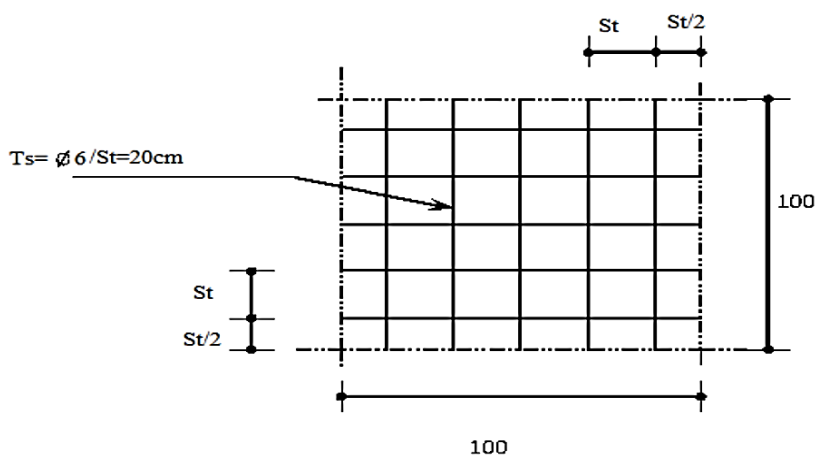


Figure V.20 : Ferrailage de la dalle de compression.



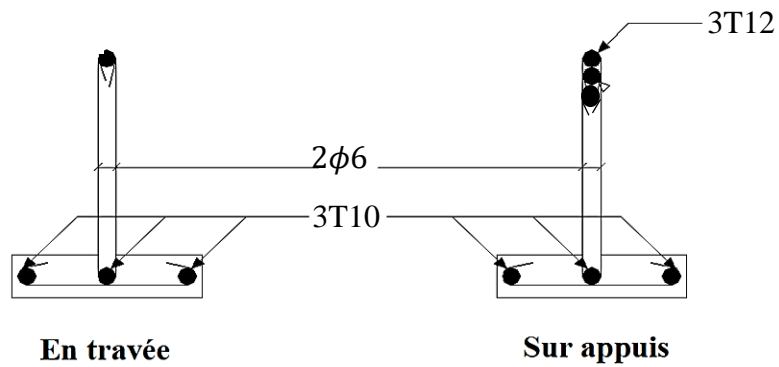


Figure V.21: Schéma de ferrailage des poutrelles.

### V.6. Conclusion

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

**Chapitre VI :**  
**Etude dynamique**

### **VI.1. Introduction**

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de la structure de ce projet (bloc parking et bloc administratif) a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS qui est un logiciel de calcul de structure.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et les critères de sécurité exigés par le RPA99/ version 2003.

### **VI.2. But de l'étude dynamique**

Le but de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **VI.3. Modélisation de la structure**

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

### VI.3.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le bâtiment est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type barre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont articulés.

### VI.3.2. Modélisation de la masse

- La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta Q)$  imposée par le RPA99/ version 2003 avec  $(\beta = 0,6$  (parking))  $(\beta = 0,2$  (bloc administratif))
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle d'Acier. (Bloc parking)
- La masse des planchers a été répartie pour chaque poutre porteuse.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.

### VI.4. Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure, il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/ version2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse dynamique par accéléro-gramme.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

### **VI.4.1. La méthode statique équivalente**

#### **VI.4.1.1. Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

#### **VI.4.1.2. Modélisation**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers e un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

### **VI.4.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes**

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformations pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol, elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent en compte des modifications du comportement des composants.

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone.

### **VI.4.3. La méthode modale spectrale**

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.

- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%.
- Ou que, tous les modes, ayant une masse modale effective supérieur à 5 % de la masse totale de la structure soie retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum, de mode à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimum à prendre en compte doit être tel que  $K \geq 3 \cdot \sqrt{N}$  et  $T_k \leq 0.2 \text{ sec}$  .....[1]

Avec

$N$ : le nombre de niveaux au-dessus du sol.

$T_k$ : la période du mode  $K$ .

## VI.5. Etude de bloc parking

### VI.5.1. Critères de classification selon RPA99V2003

- Classification de l'ouvrage selon son importance : groupe 2, ouvrage courant ou de moyenne importance (parking de stationnement publics)
- Classification de la zone sismique : Zone III (forte sismicité) BLIDA.
- Classification des sites : catégorie S3 (site meuble)
- Classification des systèmes de contreventement :
  - Sens x : 9b) ossature contreventée par palées triangulées en V.
  - Sens y : 9b) ossature contreventée par palées triangulées en V.

### VI.5.2. Vérification de la structure

#### VI.5.2.1 Vérification de la force sismique a la base

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \text{ ..... [1]}$$

- $A$  : coefficient d'accélération de la zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage du parking (tableau 4.1 [1]), notre structure est du groupe 2 en zone III.

→  $A = 0.25$

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

Avec

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3 \text{ sec} \end{cases} \quad (4.2) [1]$$

$T_1, T_2$  : période caractéristique associé a la catégorie du site (tableau 4.7 [1])

Tableau VI.1: valeurs de la périodes caractéristiques.

Site	$T_1$ (sec)	$T_2$ (sec)
S3	0.15	0.5

- Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = \min (T_1 ; T_{2i})$$

Avec

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; (4.6) [RPA]$$

$$T_{2i} = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D_i}} ; (4.7) [RPA]$$

$h_n$ : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 14 \text{ m}$$

$C_T$ : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, et il est donnée par (tableau 4.6 [1]). Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4)

$$\rightarrow C_T = 0.050.$$

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

$$T_1 = 0.05 \times (14)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T_1 = 0.362 \text{ sec}$$

$$\text{Sens } x : D_x = 38.75 \text{ m}$$

$$T_{2x} = 0.09 \times \frac{14}{\sqrt{38.75}} \rightarrow T_{2x} = 0.202 \text{ sec}$$

$$\text{Sens } y : D_y = 32 \text{ m}$$

$$T_{2y} = 0.09 \times \frac{14}{\sqrt{32}} \rightarrow T_{2y} = 0.223 \text{ sec}$$

$$\rightarrow T = \min (T_1 ; T_{2i}) = T_{2i}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = 0.202 \text{ sec} \\ T_y = 0.223 \text{ sec} \end{cases}$$

Selon [12], la période doit être comme suit :

Tableau VI.2: Choix de la période de calcul [12]

SI	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{\text{analytique}} \leq T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

Sens x-x

$$T_{\text{empirique}} = 0.202 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.202 = 0,263 \text{ sec}$$

Sens y-y

$$T_{\text{empirique}} = 0.223 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.223 = 0,29 \text{ sec}$$

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement avec  $\varepsilon$  (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif. (Tableau 4.2 [1])

Avec

$$\varepsilon = 4\% \text{ (Acier léger)}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 1.08 \quad [1]$$

R: coefficient de comportement global de la structure, donnée par (tableau 4.3 [1]) en fonction du système de contreventement ; notre structure est métallique ; durant le procédé de modélisation on a utilisé un système de contreventement par palées triangulées en V sur les deux sens.

→ D'où  $R=3$  pour les deux cas.

Q : facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments de la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

$P_q$ : est la pénalité a retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée dans [1].



Tableau VI.3: Facteur de qualité suivant les deux sens. (Tab 4.4 [1])

Critère q	Observée (O/N)	Pq / xx	Observée (O/N)	Pq / yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	/	1.15	/	1.2

$$Q_x = 0.05 + 0.10 + 1 \rightarrow Q_x = 1.15 .$$

$$Q_y = 0.05 + 0.05 + 0.10 + 1 \rightarrow Q_y = 1.2 .$$

W : poids total de la structure

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

Avec

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

$W_{Gi}$ : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaire a la structure.

$W_{Qi}$ : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas.

→ D'où  $\beta = 0.6$ . (Tableau 4.5 [1])

### VI.5.2.2. L'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

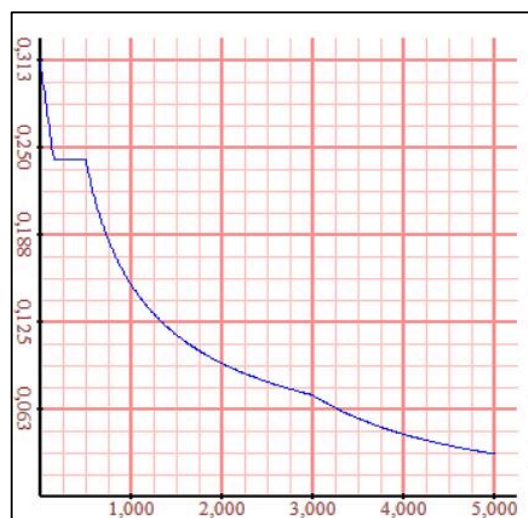
Ce type d'analyse peut être appliqué à tous type de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants, à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

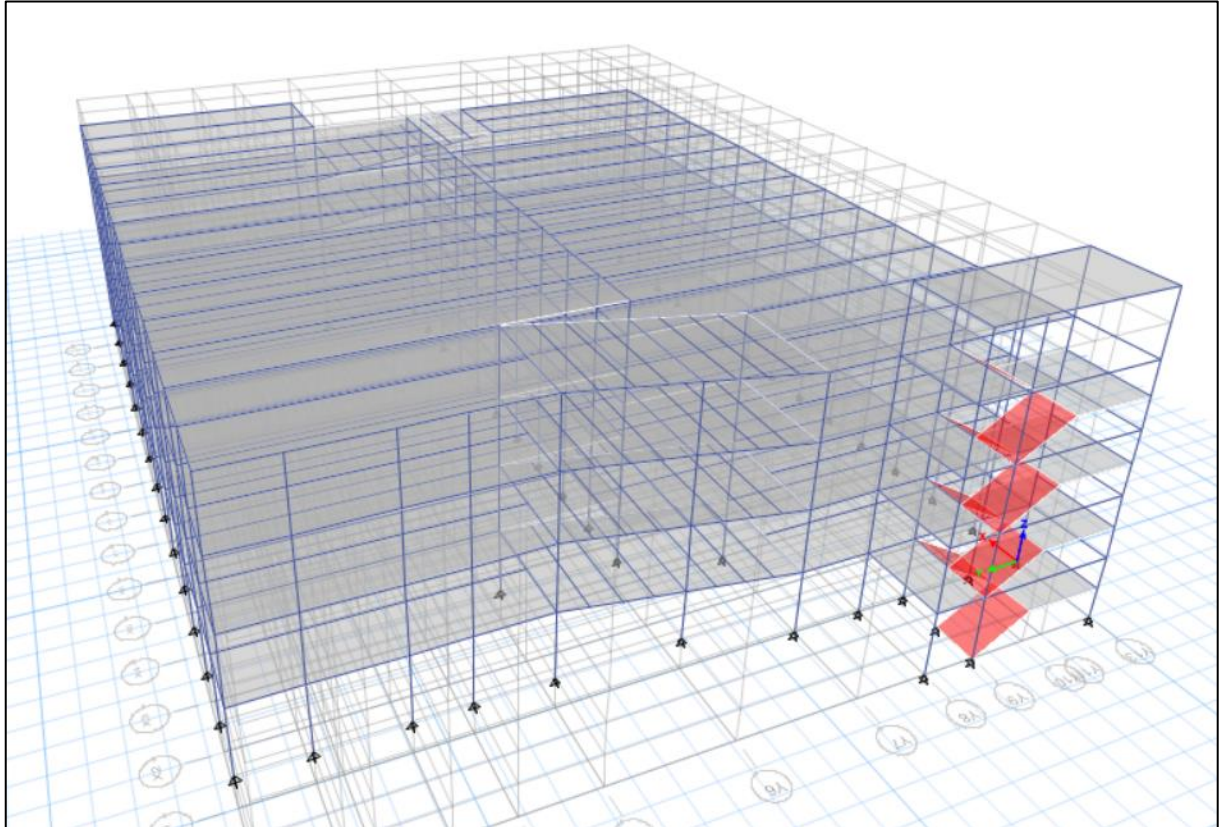
- Zone sismique III, BLIDA.
  - Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)
  - Pourcentage d'amortissement  $\varepsilon = 4\%$
  - Facteur de qualité  $\begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$
  - Coefficient de comportement pour chaque model on lui introduit son R correspondant.
- Le spectre est donné par la figure ci-dessous :



Figures VI.1: Spectre de réponse.

**VI.5.2.3. Résultat de l'analyse dynamique****VI.5.2.3.1. Modèle initiale**

Pour le premier modèle on a opté pour un système de contreventement portique ordinaire suivant les deux sens X et Y (portiques autostables ordinaires  $\rightarrow R = 4$ ).



Figures VI.2: vue en 3d du modèle initial.

Période et participation du model

Tableau VI.4: Pourcentage de participation massique.

Cas	Mode	Période	Masse modale UX	Masse modale UY	Masse modale RZ	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum R_z$
Modal	1	0,915	0,1284	0,2471	0,3639	0,1284	0,2471	0,3639
Modal	2	0,677	0,58	0,0121	0,1129	0,7085	0,2592	0,4768
Modal	3	0,583	0,028	0,4817	0,2599	0,7364	0,7408	0,7367
Modal	4	0,477	0,0191	0,0101	0,0309	0,7555	0,751	0,7676
Modal	5	0,381	0,0038	0,0005	0,0041	0,7594	0,7515	0,7716
Modal	6	0,372	0,0233	0,0628	0,021	0,7826	0,8143	0,7926
Modal	7	0,355	0,0009	0,0029	0,0012	0,7836	0,8172	0,7939
Modal	8	0,249	0,0011	0,0012	0,0734	0,7847	0,8184	0,8673
Modal	9	0,226	0,005	0,0184	0,0047	0,7897	0,8367	0,872
Modal	10	0,206	0,0356	0,0419	0,0202	0,8253	0,8786	0,8923
Modal	11	0,188	0,0976	0,0459	0,0068	0,9229	0,9245	0,8991

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale  $T = 0.915 \text{ s} > 1.3 \times C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.47 \text{ s}$ .
- Le premier mode est un mode de torsion autour de l'axe Z-Z.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- Le troisième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- La participation massique atteint les 90% à partir du mode 11 suivant l'axe X-X.
- La participation massique atteint les 90% à partir du mode 11 suivant l'axe Y-Y.

On a

Sens x-x

$$T_{\text{empirique}} = 0.202 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.202 = 0,263 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,677 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.2496 \text{ sec}$$

Sens y-y

$$T_{\text{empirique}} = 0.223 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.223 = 0,29 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,583 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.26 \text{ sec}$$

Selon [12] :

$$T = 1.3T_{\text{empirique}}$$

Avec

$$T_2 = 0.5 > T \rightarrow 0 \leq T \leq T_2$$

$$\rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7.$$

Donc

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots\dots\dots [1]$$

Tableau VI.5: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente.

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V <sub>stat</sub> (KN)
XX	0,25	2,7	1,15	4	34993,768	6790,978
YY	0,25	2,7	1,2	4	34993,768	7086,238

#### Vérification de l'effort tranchant a la base

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  $V_{stat}$ .

Si :  $V_{dyn} < 0.8V_{stat}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $0.8V_{stat}/V_{dyn}$ . [1]

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Tableau VI.6: Les forces sismiques suivant les deux sens.

	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)
Ex max	3127,22	1458,349
Ey max	2348,045	2245,432

$$V_{tx,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 3450,548 \text{ KN}$$

$$V_{ty,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 3248,889 \text{ KN}$$

Tableau VI.7: Comparaison de  $V_{dyn}$  et 80%V.

	V <sub>t,dyn</sub> (KN)	V <sub>stat</sub> (KN)	0.8V <sub>stat</sub> (KN)	V <sub>t,dyn</sub> > 0.80.8V <sub>stat</sub>
Direction x	3450,548	6790,978	5432,782	Non vérifiée
Direction y	3248,889	7086,238	5668,99	Non vérifiée

On a

$V_{t,dyn} < 0.8V_{stat} \rightarrow$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $0.8V_{stat}/V_{t,dyn}$ .

$$\rightarrow r_x = \frac{0.8 \cdot V_{x,stat}}{V_{tx,dyn}} \rightarrow r_x = 1,58$$

$$\rightarrow r_y = \frac{0.8 \cdot V_{y,stat}}{V_{ty,dyn}} \rightarrow r_y = 1,75$$

Vérification du déplacement inter étage

Dans notre cas, nous avons deux niveaux différents à chaque étage. Pour cela, nous allons supposer que nous avons deux blocs indépendants avec une hauteur d'étage 2.8m (bloc A et B).

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{eK} [1]$$

Avec

$\delta_{eK}$  : déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

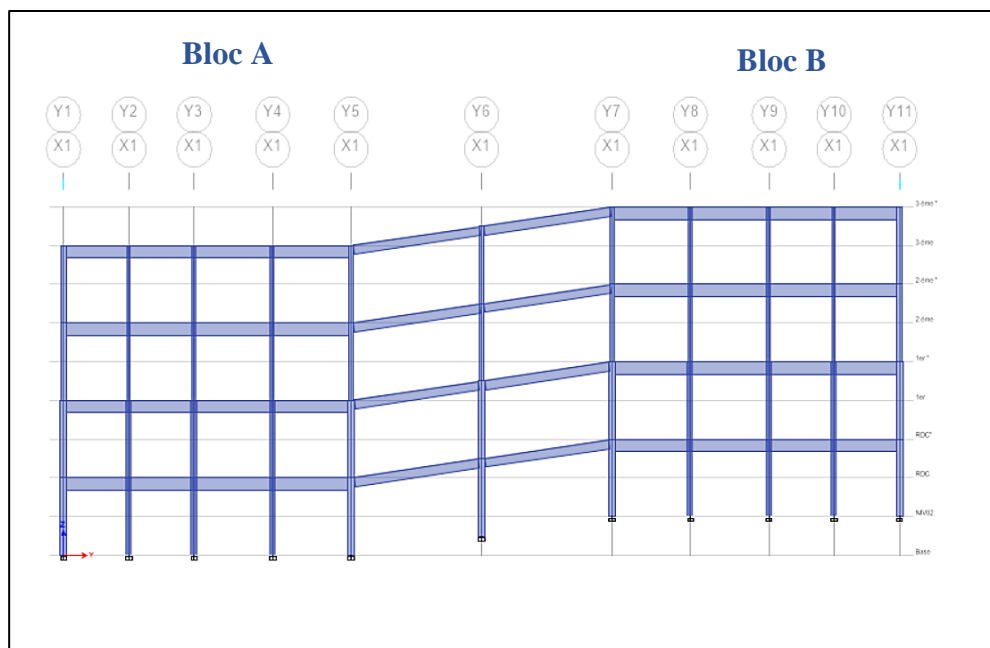
R : coefficient de comportement,  $R = 4$

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivant donnée par [5.10 RPA]

$$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}} \cdot$$



Figures VI.3: Coupe montrant la différence de niveau dans la structure étudiée.

Bloc ASens x-x

Tableau VI.8: Déplacement résultant (bloc A) suivant X.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{\text{étage}}$ (mm)	1% $h_{\text{étage}}$ (mm)	$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$
3	93,347	280,041	182,886	2800	28	Non vérifiée
2	32,385	97,155	32,742	2800	28	Non vérifiée
1	21,471	64,413	30,645	2800	28	Non vérifiée
RDC	11,256	33,768	25,443	2800	28	Vérifiée

Sens y-y

Tableau VI.9: Déplacement résultant (bloc A) suivant Y.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{\text{étage}}$ (mm)	1% $h_{\text{étage}}$ (mm)	$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$
3	40,63	121,89	33,882	2800	28	Non vérifiée
2	29,336	88,008	28,908	2800	28	Non vérifiée
1	19,7	59,1	23,25	2800	28	Vérifiée
RDC	11,95	35,85	18,951	2800	28	Vérifiée

Bloc BSens x-x

Tableau VI.10: Déplacement résultant (bloc A) suivant X.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{\text{étage}}$ (mm)	1% $h_{\text{étage}}$ (mm)	$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$
3	27,94	83,82	8,895	2800	28	Vérifiée
2	24,975	74,925	28,536	2800	28	Non vérifiée
1	15,463	46,389	26,238	2800	28	Vérifiée
RDC	6,717	20,151	20,151	2800	28	Vérifiée

Sens y-y

Tableau VI.11: Déplacement résultant (bloc A) suivant Y.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{\text{étage}}$ (mm)	1% $h_{\text{étage}}$ (mm)	$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$
3	42,677	128,031	41,463	2800	28	Non vérifiée
2	28,856	86,568	32,133	2800	28	Non vérifiée
1	18,145	54,435	28,713	2800	28	Non vérifiée
RDC	8,574	25,722	25,722	2800	28	Vérifiée

Observation

Ce modèle n'est pas vérifié, on doit procéder à l'ajout des contreventements, et voir le comportement de la structure.

**VI.5.2.3.2. Modèle 1**

Après que le modèle précédant est trop souple, contreventement avec palées triangulées en V (R=3) est ajouté au modèle initial, comme choix préliminaire que nous avons utilisé :

TUBO100×100×16 dans la direction X.

TUBO260×260×16 dans la direction Y.

Période et participation du modèle

Tableau VI.12: Pourcentage de participation massique.

Cas	Mode	Période	Masse modale UX	Masse modale UY	Masse modale RZ	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum R_z$
Modal	1	0,424	0,0071	0,7111	0,0012	0,0071	0,7111	0,0012
Modal	2	0,324	0,7631	0,002	0,0089	0,7702	0,7132	0,0089
Modal	3	0,273	0,0041	0,0086	0,6551	0,7743	0,7217	0,6551
Modal	4	0,245	0,0001	0	0,000009286	0,7744	0,7217	0,000009286
Modal	5	0,224	0,0002	0,0149	0,0451	0,7746	0,7366	0,0451
Modal	6	0,193	0,0189	0,08	0,0639	0,7936	0,8166	0,0639
Modal	7	0,149	0,0001	0,000006817	0,0001	0,7937	0,8166	0,0001
Modal	8	0,134	0,00003342	0,0064	0,0004	0,7937	0,823	0,0004
Modal	9	0,13	0	0	0	0,7937	0,823	0
Modal	10	0,13	0	0	0	0,7937	0,823	0
Modal	11	0,13	0	0	0	0,7937	0,823	0
Modal	12	0,13	0	0	0	0,7937	0,823	0
Modal	13	0,13	0	0	0	0,7937	0,823	0
Modal	14	0,13	0	0	0	0,7937	0,823	0
Modal	15	0,13	0	0	0	0,7937	0,823	0
Modal	16	0,13	0	0	0	0,7937	0,823	0
Modal	17	0,13	0	0	0	0,7937	0,823	0
Modal	18	0,126	0,0333	0,0763	0,0108	0,827	0,8993	0,0108
Modal	19	0,113	0,0343	0,0088	0,0139	0,8613	0,9081	0,0139
Modal	20	0,112	0,0576	0,0068	0,0173	0,9189	0,9149	0,0173



Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale  $T = 0.424 \text{ s} < 1.3 \times C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.47 \text{ s}$ .
- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de l'axe Z-Z.
- La participation massique atteint les 90% à partir du mode 20 suivant l'axe X-X.
- La participation massique atteint les 90% à partir du mode 19 suivant l'axe Y-Y.

On a

Sens x-x

$$T_{\text{empirique}} = 0.202 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.202 = 0,263 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,324 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0,263 \text{ sec}$$

Sens y-y

$$T_{\text{empirique}} = 0.223 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.223 = 0,29 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,424 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.29 \text{ sec}$$

Selon [Dr. Taleb Rafik] :

$$T = 1.3T_{\text{empirique}}$$

Avec

$$T_2 = 0.5 > T \rightarrow 0 \leq T \leq T_2$$

$$\rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7.$$

Donc

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \dots\dots\dots[\text{RPA}]$$

Tableau VI.13: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente.

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V <sub>stat</sub> (KN)
XX	0,25	2,7	1,15	3	35250,2021	9120,989793
YY	0,25	2,7	1,2	3	35250,2021	9517,554567

Vérification de l'effort tranchant a la base

Tableau VI.14: Les forces sismiques suivant les deux sens.

	Fx (KN)	Fy (KN)
Ex max	6194,2334	574,5174
Ey max	594,1982	4088,7572

$$V_{tx,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 6220,819693 \text{ KN}$$

$$V_{ty,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 4131,707509 \text{ KN}$$

Tableau VI.15: Comparaison de  $V_{dyn}$  et  $0.80V_{stat}$ .

	$V_{t,dyn}$ (KN)	$V_{stat}$ (KN)	$0.8V_{stat}$ (KN)	$V_{t,dyn} > 0.80.8V_{stat}$
Direction x	6220,8197	9120,989793	7296,79183	Non vérifiée
Direction y	4131,7075	9517,554567	7614,04365	Non vérifiée

On a

$V_{t,dyn} < 0.8V_{stat}$  → il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $0.8V_{stat}/V_{t,dyn}$ .

$$r_x = \frac{0.8.V_{x,stat}}{V_{tx,dyn}} \rightarrow r_x = 1,17$$

$$r_y = \frac{0.8.V_{y,stat}}{V_{ty,dyn}} \rightarrow r_y = 1,84$$

Après la modification sur l'ETABS on trouve :

Tableau VI.16: Les forces sismiques suivant le sens y-y.

	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)
Ex max	7309,1954	677,9305
Ey max	1099,2666	7564,2008

$$V_{tx,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 7340,567223 \text{ KN}$$

$$V_{ty,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 7643,658862 \text{ KN}$$

Tableau VI.17: Comparaison de  $V_{dyn}$  et  $0.80V_{stat}$  selon le sens y-y.

	$V_{t,dyn}$ (KN)	$V_{stat}$ (KN)	$0.8V_{stat}$ (KN)	$V_{t,dyn} > 0.80.8V_{stat}$
Direction x	7630,567223	9517,55457	7614,04365	Vérifiée
Direction y	7643,658862	9517,55457	7614,04365	Vérifiée

Après cette augmentation la condition de RPA ( $V_{t,dyn} > 0.8V_{stat}$ ) est vérifiée sur les deux sens donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

## Vérification du déplacement inter étage

## Bloc A

## Sens x-x

Tableau VI.18: Déplacement résultant (bloc A) suivant X.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{étage}$ (mm)	1% $h_{étage}$ (mm)	$\Delta K < 1\% h_{étage}$
3	10,829	32,487	5,988	2800	28	Vérifiée
2	8,833	26,499	7,773	2800	28	Vérifiée
1	6,242	18,726	7,716	2800	28	Vérifiée
RDC	3,67	11,01	6,846	2800	28	Vérifiée

## Sens y-y

Tableau VI.19: Déplacement résultant (bloc A) suivant Y.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{étage}$ (mm)	1% $h_{étage}$ (mm)	$\Delta K < 1\% h_{étage}$
3	33,101	99,303	33,048	2800	28	Non vérifiée
2	22,085	66,255	21,189	2800	28	Vérifiée
1	15,022	45,066	17,661	2800	28	Vérifiée
RDC	9,135	27,405	15,693	2800	28	Vérifiée

## Bloc B

## Sens x-x

Tableau VI.20: Déplacement résultant (bloc A) suivant X.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{étage}$ (mm)	1% $h_{étage}$ (mm)	$\Delta K < 1\% h_{étage}$
3	10,867	32,601	7,941	2800	28	Vérifiée
2	8,22	24,66	8,601	2800	28	Vérifiée
1	5,353	16,059	8,574	2800	28	Vérifiée
RDC	2,495	7,485	7,485	2800	28	Vérifiée

## Sens y-y

Tableau VI.21: Déplacement résultant (bloc A) suivant Y.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{étage}$ (mm)	1% $h_{étage}$ (mm)	$\Delta K < 1\% h_{étage}$
3	35,343	106,029	48,222	2800	28	Non vérifiée
2	19,269	57,807	20,565	2800	28	Vérifiée
1	12,414	37,242	19,833	2800	28	Vérifiée
RDC	5,803	17,409	17,409	2800	28	Vérifiée

Vérification de l'effet P-Delta ([1]/Art 5.9)

Il faut calculer le coefficient  $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$  et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

Si  $\theta < 0.1 \rightarrow$  les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si  $0.1 < \theta < 0.20 \rightarrow$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{1-\theta}$ .

$\theta > 0.20 \rightarrow$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

$h_k$ : hauteur de l'étage K.

Bloc ASens x-xTableau VI.22: L'effet P- $\Delta$  selon le sens x-x.

Étage	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (mm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (mm)	$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$	$\theta \leq 0.1$
3	140,2268	5,988	1145,7542	2800	0,000107102	Vérifié
2	132,4439	7,773	1003,3072	2800	0,000366462	Vérifié
1	108,7838	7,716	1559,3082	2800	0,000192225	Vérifié
RDC	1073,9836	6,846	2369,6802	2800	0,00110812	Vérifié

Sens y-yTableau VI.23: L'effet P- $\Delta$  selon le sens y-y.

Étage	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (mm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (mm)	$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$	$\theta \leq 0.1$
3	140,2268	33,048	221,0159	2800	0,0005911	Vérifié
2	132,4439	21,189	1142,5713	2800	0,0008772	Vérifié
1	108,7838	17,661	1223,5786	2800	0,00056078	Vérifié
RDC	1073,9836	15,693	5755,223	2800	0,00104588	Vérifié

Bloc BSens x-xTableau VI.24: L'effet P- $\Delta$  selon le sens x-x.

Étage	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (mm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (mm)	$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$	$\theta \leq 0.1$
3	136,9793	7,941	1204,725	2800	0,000294087	Vérifié
2	197,0062	8,601	734,3312	2800	0,000341794	Vérifié
1	239,0406	8,574	1353,7899	2800	0,000213422	Vérifié
RDC	218,1229	7,485	1655,4203	2800	0,000807564	Vérifié

Sens y-yTableau VI.25: L'effet P- $\Delta$  selon le sens y-y.

Étage	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (mm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (mm)	$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$	$\theta \leq 0.1$
3	136,9793	48,222	297,1674	2800	0,00052491	Vérifié
2	197,0062	20,565	507,9517	2800	0,00034153	Vérifié
1	239,0406	19,833	1621,4488	2800	0,00032457	Vérifié
RDC	218,1229	17,409	2011,5749	2800	0,0002545	Vérifié

Puisque tous les coefficients  $\theta$  sont inférieurs à 0.1, alors l'effet de P- $\Delta$  peut être négligé suivant les deux blocs et les deux directions.

Observation

Le déplacement inter-étages n'est pas vérifié, la valeur du déplacement est bien plus élevée que la valeur du déplacement admissible inter-étages, cela signifie que notre structure est trop souple.

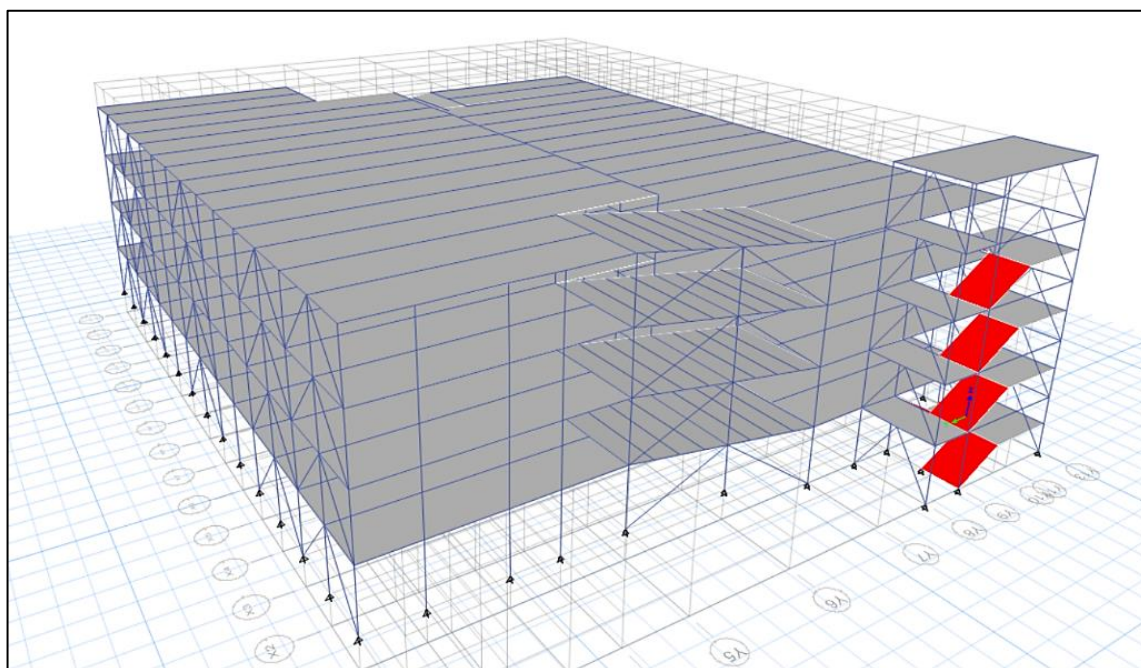
**VI.5.2.3.3. Modèle final**

- On change la section des poteaux pour augmenter la rigidité, on utilise pour tous les poteaux un HEA360.
- On change les sections des poutres :

Poutres principales (L=11m) pour tous les étages : IPE 500

Poutres secondaires au niveau de la rampe d'accès : IPE 330

Les poutres de la rampe d'accès : IPE 360



Figures VI.4: Modèle final de la structure en 3D.

Période et participation du modèle

Tableau VI.26: Pourcentage de participation massique.

Cas	Mode	Période	Masse modale UX	Masse modale UY	Masse modale RZ	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum R_z$
Modal	1	0,308	0,0037	0,7436	0,0006	0,0037	0,7436	0,0006
Modal	2	0,28	0,8055	0,0022	0,0066	0,8091	0,7458	0,0072
Modal	3	0,218	0,005	0,0061	0,7656	0,8141	0,7519	0,7728
Modal	4	0,192	0,000005219	0,00004674	0,0006	0,8141	0,7519	0,7734
Modal	5	0,136	0,0064	0,0885	0,0219	0,8205	0,8404	0,7953
Modal	6	0,107	0,003	0,0047	0,0095	0,8235	0,8451	0,8048
Modal	7	0,105	0,0002	0,00003287	0,00000311	0,8237	0,8451	0,8048
Modal	8	0,097	0,1111	0,0123	0,0013	0,9348	0,8574	0,8061
Modal	9	0,094	0	0	0	0,9348	0,8574	0,8061
Modal	10	0,094	0	0	0	0,9348	0,8574	0,8061
Modal	11	0,094	0	0	0	0,9348	0,8574	0,8061
Modal	12	0,094	0	0	0	0,9348	0,8574	0,8061
Modal	13	0,094	0	0	0	0,9348	0,8574	0,8061
Modal	14	0,094	0	0	0	0,9348	0,8574	0,8061
Modal	15	0,094	0	0	0	0,9348	0,8574	0,8061
Modal	16	0,094	0	0	0	0,9348	0,8574	0,8061
Modal	17	0,094	0	0	0	0,9348	0,8574	0,8061
Modal	18	0,091	0,0011	0,009	0,0001	0,9359	0,8664	0,8062
Modal	19	0,089	0,0086	0,0518	0,0447	0,9445	0,9182	0,8508

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale  $T = 0.308 \text{ s} < 1.3 \times C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0.47 \text{ s}$ .
- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de l'axe Z-Z.
- La participation massique atteint les 90% à partir du mode 8 suivant l'axe X-X.
- La participation massique atteint les 90% à partir du mode 19 suivant l'axe Y-Y.

Sens x-x :

- $T_{\text{empirique}} = 0.202 \text{ sec}$
- $1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.202 = 0.263 \text{ sec}$
- $T_{\text{analytique}} = 0.28 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.263 \text{ sec}$

Sens y-y :

- $T_{\text{empirique}} = 0.223 \text{ sec}$
- $1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.223 = 0.29 \text{ sec}$

$$T_{\text{analytique}} = 0.308 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 0.29 \text{ sec}$$

Alors notre facteur D est calculé avec la valeur de  $1.3T_{\text{empirique}}$  suivant les deux sens :

$$0 \leq 1.3T_{\text{empirique}} \leq T_2 = 0.5 \text{ sec} \rightarrow D_x = D_y = 2.5\eta$$

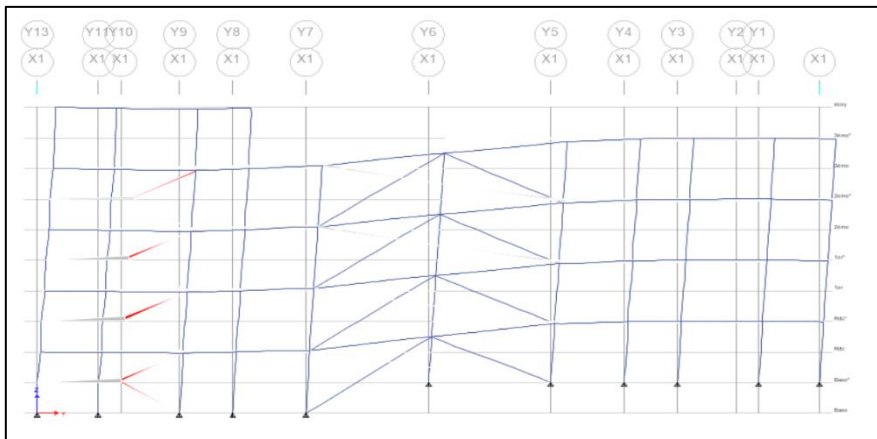
$$D_x = D_y = 2.7.$$

Réponse modale de la structure

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants

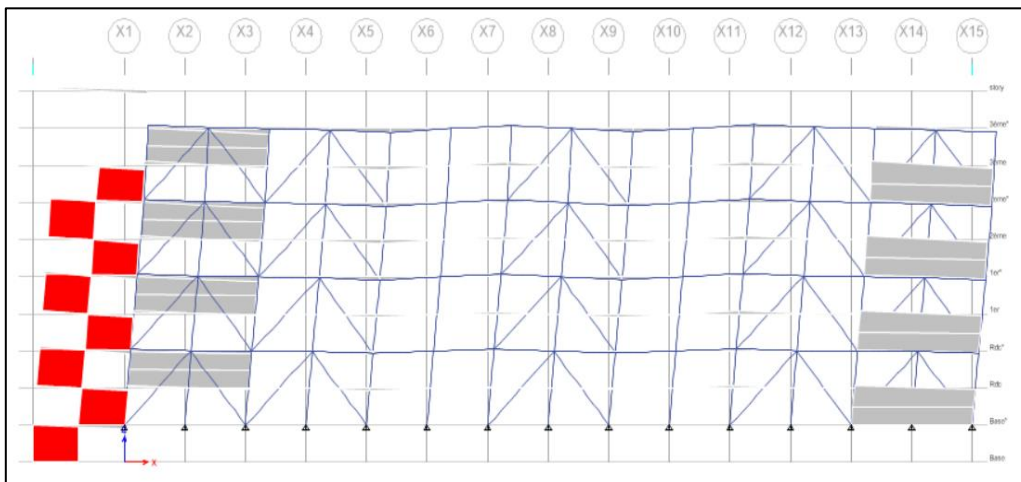
sont :

- 1<sup>er</sup> mode



Figures VI.5: Translation suivant l'axe y-y avec une période de 0,357 sec.

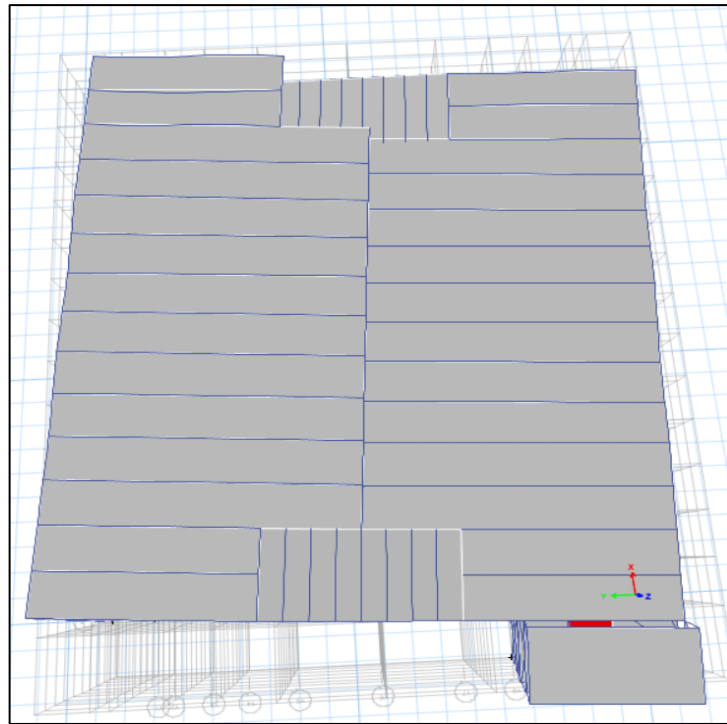
- 2<sup>ème</sup> mode



Figures VI.6: Translation suivant l'axe x-x avec une période de 0,281 sec.



- 3<sup>ème</sup> mode



Figures VI.7: Rotation autour de l'axe z-z avec une période de 0,228 sec.

Vérification de l'effort tranchant a la base

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots\dots\dots[RPA]$$

Tableau VI.27: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente.

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	V <sub>stat</sub> (KN)
XX	0,25	2,7	1,15	3	35776,1193	9257,070869
YY	0,25	2,7	1,2	3	35776,1193	9659,552211

Vérification de l'effort tranchant a la base

Tableau VI.28: Les forces sismiques suivant les deux sens.

	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>y</sub> (KN)
Ex max	8819,8984	633,4417
Ey max	548,3713	6536,5246

$$V_{tx,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 8842,615912 \text{ KN}$$

$$V_{ty,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 6559,486636 \text{ KN}$$

Tableau VI.29: Comparaison de  $V_{dyn}$  et  $80\% V$ .

	$V_{t,dyn}$ (KN)	$V_{stat}$ (KN)	$0.8V_{stat}$ (KN)	$V_{t,dyn} > 0.80.8V_{stat}$
Direction x	8842,6159	9257,070869	7405,6567	Vérifiée
Direction y	6559,4866	9659,552211	7727,64177	Non Vérifiée

On a

$V_{t,dyn} < 0.8V_{stat}$  (Direction y) → il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport  $0.8V_{stat}/V_{t,dyn}$ .

$$r_y = \frac{0.8.V_{y,stat}}{V_{ty,dyn}} \rightarrow r_y = 1.18 \rightarrow \text{Donc il faut augmenter tous les paramètres de la réponse.}$$

Après la modification sur l'ETABS on trouve :

Tableau VI.30: Les forces sismiques suivant le sens y-y.

	$F_x$ (KN)	$F_y$ (KN)
Ey max	647,0781	7713,099

Tableau VI.31: Comparaison de  $V_{dyn}$  et  $80\% V$  selon le sens y-y.

	$V_{t,dyn}$ (KN)	$V_{stat}$ (KN)	$0.8V_{stat}$ (KN)	$V_{t,dyn} > 0.80.8V_{stat}$
Direction y	7740,1942	9659,55221	7727,64177	Vérifiée

Après cette augmentation la condition de RPA ( $V_{t,dyn} > 0.8V_{stat}$ ) est vérifiée sur les deux sens donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

Vérification du déplacement inter étage

Bloc A

Sens x-x

Tableau VI.32: Déplacement résultant (bloc A) suivant X.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K$ = R. $\delta_{eK}$ (mm)	$\Delta$ = $\delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{étage}$ (mm)	1% $h_{étage}$ (mm)	$\Delta K$ < 1% $h_{étage}$
Terrasse	9,106	27,318	4,437	2800	28	Vérifiée
3	7,627	22,881	5,805	2800	28	Vérifiée
2	5,692	17,076	6,633	2800	28	Vérifiée
1	3,481	10,443	6,333	2800	28	Vérifiée
RDC	1,37	4,11	4,11	2800	28	Vérifiée

Sens y-y

Tableau VI.33: Déplacement résultant (bloc A) suivant Y.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K$ = R. $\delta_{eK}$ (mm)	$\Delta$ = $\delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{\text{étage}}$ (mm)	1% $h_{\text{étage}}$ (mm)	$\Delta K$ < 1% $h_{\text{étage}}$
Terrasse	12,407	37,221	6,786	2800	28	Vérifiée
3	10,145	30,435	8,553	2800	28	Vérifiée
2	7,294	21,882	8,097	2800	28	Vérifiée
1	4,595	13,785	7,698	2800	28	Vérifiée
RDC	2,029	6,087	6,087	2800	28	Vérifiée

Bloc BSens x-x

Tableau VI.34: Déplacement résultant (bloc B) suivant X.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{\text{étage}}$ (mm)	1% $h_{\text{étage}}$ (mm)	$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$
3	8,852	26,556	5,091	2800	28	Vérifiée
2	7,155	21,465	6,903	2800	28	Vérifiée
1	4,854	14,562	7,458	2800	28	Vérifiée
RDC	2,368	7,104	7,104	2800	28	Vérifiée

Sens y-y

Tableau VI.35: Déplacement résultant (bloc B) suivant Y.

Étage	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K = R. \delta_{eK}$ (mm)	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$ (mm)	$h_{\text{étage}}$ (mm)	1% $h_{\text{étage}}$ (mm)	$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$
3	15,481	46,443	20,112	2800	28	Vérifiée
2	8,777	26,331	8,763	2800	28	Vérifiée
1	5,856	17,568	9,051	2800	28	Vérifiée
RDC	2,839	8,517	8,517	2800	28	Vérifiée

Vérification de l'effet P-Delta ([1]/Art 5.9)

Il faut calculer le coefficient  $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$  et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

Si  $\theta < 0.1 \rightarrow$  les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si  $0.1 < \theta < 0.20 \rightarrow$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{1-\theta}$ .

$\theta > 0.20 \rightarrow$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

$h_k$ : hauteur de l'étage K.

#### Bloc A

##### Sens x-x

Tableau VI.36: L'effet P- $\Delta$  selon le sens x-x.

Étage	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (mm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (mm)	$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$	$\theta \leq 0.1$
3	107,6752	5,805	993,1637	2800	7,97263E-05	Vérifiée
2	77,8903	6,633	1428,7911	2800	0,000129142	Vérifiée
1	86,5893	6,633	1901,4046	2800	0,00010788	Vérifiée
RDC	1110,2523	4,11	2841,9067	2800	0,00057345	Vérifiée

##### Sens y-y

Tableau VI.37: L'effet P- $\Delta$  selon le sens y-y.

Étage	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (mm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (mm)	$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$	$\theta \leq 0.1$
3	107,6752	8,553	243,8724	2800	0,0001175	Vérifiée
2	77,8903	8,097	192,6438	2800	0,0011692	Vérifiée
1	86,5893	7,698	95,2779	2800	0,0024986	Vérifiée
RDC	1110,2523	6,087	4154,5782	2800	0,00058095	Vérifiée

#### Bloc B

##### Sens x-x

Tableau VI.38: L'effet P- $\Delta$  selon le sens x-x.

Étage	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (mm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (mm)	$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$	$\theta \leq 0.1$
3	134,0625	5,091	961,5331	2800	0,000294087	Vérifiée
2	167,7187	6,903	1139,8507	2800	0,000341794	Vérifiée
1	187,2847	7,458	1700,6827	2800	0,000213422	Vérifiée
RDC	190,7123	7,104	1984,0201	2800	0,000807564	Vérifiée

Sens y-y

Tableau VI.39: L'effet P- $\Delta$  selon le sens y-y.

Étage	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (mm)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (mm)	$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$	$\theta \leq 0.1$
3	134,0625	20,112	488,1387	2800	0,00052491	Vérifiée
2	167,7187	8,763	158,9933	2800	0,00034153	Vérifiée
1	187,2847	9,051	310,3495	2800	0,00032457	Vérifiée
RDC	190,7123	8,517	543,8032	2800	0,0002545	Vérifiée

Puisque tous les coefficients  $\theta$  sont inférieur à 0.1, alors l'effet de P- $\Delta$  peut-être négliger suivant les deux blocs et les deux directions.

#### VI.5.2.4. Récapitulatif

Tableau VI.40: Récapitulatif des éléments finaux.

Élément	Profilé
Tous les poteaux	HEA 360
Poutres principales (L=16m) pour tous les étages	IPEO 600
Poutres principales (L=11m) pour tous les étages	IPE 500
Poutres secondaires au niveau de la rampe d'accès	IPE 300
Toutes les autres poutres secondaires	IPE 220
Les solives au niveau de la rampe d'accès	IPE 180
Les poutres de la rampe d'accès	IPE 360
Contreventement sens X	TUBO 260×260×16
Contreventement sens Y	TUBO 120×120×16

**VI.6. Etude de bloc administratif**

**VI.6.1. Critères de classification selon RPA99V2003**

- Classification de l’ouvrage selon son importance : groupe 2, usage administrative
- Classification de la zone sismique : Zone III (forte sismicité) BLIDA.
- Classification des sites : catégorie S3 (site meuble)

**VI.6.2. Vérification de la structure**

**VI.6.2.1. Vérification de la force sismique a la base**

- Calcul de la force sismique totale [1] (art 4.2.3)

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

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R} . W \text{ et } V_y = \frac{A.D_y.Q_y}{R} . W$$

Avec

- **A : coefficient d’accélération de zone donne par le [1] tab 4.1**
  - Zone III
  - Groupe 2  $\Rightarrow A = 0,25$
- **D : facteur d’amplification dynamique moyen [1]**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

Tableau VI.41: valeurs de la périodes caractéristiques.

Site	T <sub>1</sub> (sec)	T <sub>2</sub> (sec)
S3	0.15	0.5

$\eta$  : facteur de correction d’amortissement  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

Tableau VI.42 : Valeurs de  $\xi$ . [1]

Remplissage	Portiques		Voiles ou Murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé/Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\Rightarrow \xi = 7 \Rightarrow \eta = 0,882$

T : période fondamentale suivant les deux directions, on utilise la formule :  $T = 0.09h_n/\sqrt{D}$

Où :

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

$h_n$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

Dans notre cas R+2 :

H étage = 2,8m ;  $h_n = 12.60m$

$$T = \min \left\{ T = C_T h_N^{3/3} \mid T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$C_T = 0.050$  (Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par [1] tableau 4.6.)

- $T = C_T h_N^{3/3} = 0.050 \times 12.60^{3/4} = 0.334s$
- $\begin{cases} T_x = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \frac{12.60}{\sqrt{15.90}} = 0.284s \\ T_y = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \frac{12.60}{\sqrt{7.30}} = 0.419s \end{cases}$

Sens (x-x) :  $T_x = \min\{0.334 ; 0.284\} = 0.284s$

Sens (y-y) :  $T_y = \min\{0.334 ; 0.419\} = 0.334s$

$$\text{Calcul de D} \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.284}\right)^{2/3} = 3.215 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \times \left(\frac{0.50}{0.334}\right)^{2/3} = 2.885 \end{cases}$$

Tableau VI.43 : La période dans les deux sens.

Lx (m)	15,90	Ly (m)	7,30
Tx (s)	0.284	Ty (s)	0.334
Dx	3.215	Dy	2.885

R : coefficient de comportement global de la structure donne par le [1] tab 4.3

⇒ R = 4 (Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide)

Q : facteur de qualité  $Q = 1 + \sum^6 P_q$

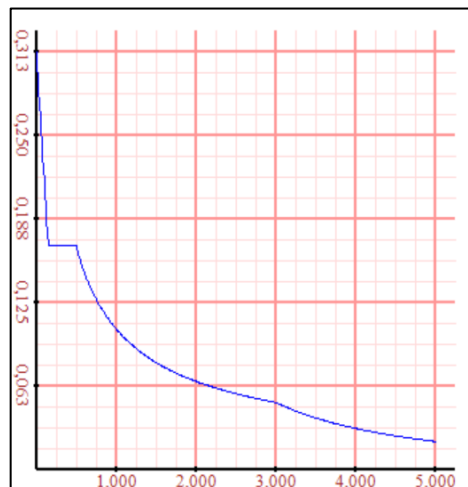
Tableau VI.44 : Facteur de qualité suivant les deux sens. (Tab 4.4 [1])

Critère q	Suivant x		Critère q	Suivant y	
	Observé	Non observé		Observé	Non observé
1 condition minimale sur les files de contreventement	0	-	1 condition minimale sur les files de contreventement	-	0,05
2 Redondances en plan	-	0,05	2 Redondances en plan	0	-
3 Régularité en plan	0	-	3 Régularité en plan	0	-
4 Régularité en élévation	0	-	4 Régularité en élévation	0	-
5 Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05	5 Contrôle de la qualité des matériaux	-	0,05
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10	6 Contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10
	0,2			0,2	

$$Q_x = 1 + \sum^6 P_q = 1,2$$

$$Q_y = 1 + \sum^6 P_q = 1,2$$

Représentation graphique du spectre de repense



Figures VI.8 : spectre de repense.



$W$  : poids total de la structure

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par RPA99 tableau 4.5  $\Rightarrow \beta = 0,20$

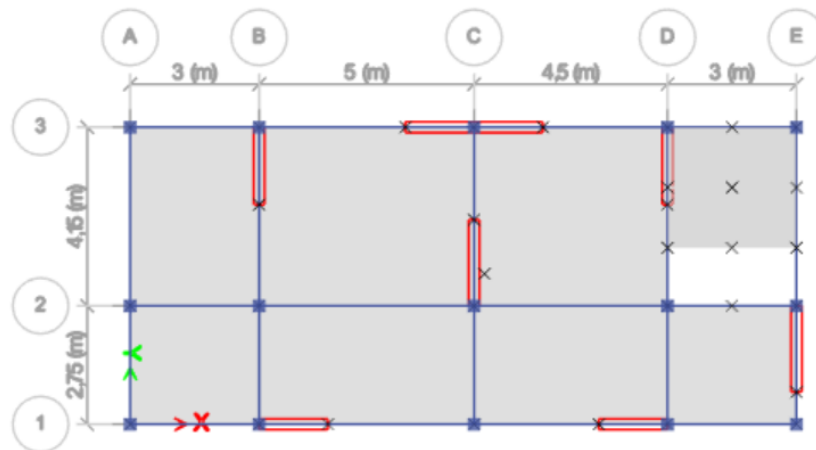
$$V_x = 0.24 \cdot W$$

$$V_y = 0.216 \cdot W$$

**VI.6.2.3. Résultat de l'analyse dynamique**

**VI.6.2.3.1. Modèle finale**

La disposition des voiles est représentée sur la figure suivante



Figures VI.9: Disposition finale des voiles.

Période et participation du modèle :

Tableau VI.45 : Pourcentage de participation massique.

Case	Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0,207	0,0242	0,5746	0,0242	0,5746
Modal	2	0,199	0,4267	0,0869	0,4509	0,6616
Modal	3	0,174	0,159	0,0497	0,6099	0,7112
Modal	4	0,127	0,1282	0,0117	0,7381	0,7229
Modal	5	0,104	0,0398	0,016	0,7778	0,739
Modal	6	0,059	0,0002	0,0049	0,778	0,7439
Modal	7	0,054	4,48E-06	0,1232	0,778	0,8671
Modal	8	0,052	0,0001	0,0042	0,7781	0,8713
Modal	9	0,051	0,0001	4,52E-05	0,7782	0,8713
Modal	10	0,049	0,0013	0,0121	0,7794	0,8834
Modal	11	0,048	0,0395	0,0085	0,819	0,8919
Modal	12	0,045	3,72E-05	0,0012	0,819	0,8931
Modal	13	0,043	1,47E-06	0,0012	0,819	0,8943
Modal	14	0,043	0,0571	0,0064	0,8761	0,9007
Modal	15	0,042	0,0013	0,0021	0,8774	0,9028
Modal	16	0,041	0,006	0,0005	0,8834	0,9033
Modal	17	0,041	0,0258	1,65E-05	0,9093	0,9033

#### Caractéristiques dynamique propres du modèle

L'analyse dynamique de structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0.207$  sec
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir 17 modes
- Le 1ere mode est translation parallèlement à y-y
- Le 1ere mode est translation parallèlement à x-x

#### Vérification de la période

Nous avons trouvé une période fondamentale  $T = 0.207\text{sec} < T_{\text{empirique}}$

On considèrera alors une période fondamentale avec une valeur  $T = T_{\text{Analytique}} = 0.207\text{sec}$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$\text{Calcul D : } \{D_x = D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.205$$

$$\left\{ V_x = V_y = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 1.20 \times 2.205}{4} W = 0.1654W \right.$$

Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats de ETABS on a

$$W_i = 4138,4775KN \Rightarrow V_{stat\ x} = V_{stat\ y} = 684.504KN$$

Vérification de Effort tranchant a la base

Tableau VI.46 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

	Fx (KN)	Fy (KN)
<b><math>E_x</math></b>	671,6014	141,368
<b><math>E_y</math></b>	141,3384	795,6029

$$V_{tx,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 686.319KN$$

$$V_{ty,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 808.059KN$$

Tableau VI.47 : Comparaison de  $V_{t,dyn}$  et 80% V.

	$V_{t,dyn}(KN)$	$V_{stat}(KN)$	$0.8V_{stat}(KN)$	$V_{t,dyn} > 0.8V_{stat}$
Selon x	686.319	684.504	547.603	Vérifiée
Selon y	808.059			Vérifiée

Vérification du déplacement inter étage

Sens x-x

Tableau VI.48 : Le déplacement inter étage sens x-x.

Etages	d (mm)	d x R (mm)	Delta (mm)	Admissible (mm)
3eme	4,659	18,636	10,384	28
2eme	2,063	8,252	3,432	28
1er	1,205	4,82	3,188	28
Rdc	0,408	1,632	1,632	28

Sens y-y

Tableau VI.49 : Le déplacement inter étage sens y-y.

Etages	d (mm)	d x R (mm)	Delta (mm)	Admissible (mm)
3eme	3,135	12,54	6,58	28
2eme	1,49	5,96	2,58	28
1er	0,845	3,38	2,28	28
Rdc	0,276	1,104	1,10	28

Vérification de l'effort normale réduit

$$V = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} = \frac{489438}{9000 \times 25} = 0.218 \leq 0.30 \text{ C'est vérifié.}$$

### VI.7. Conclusion

L'étude sismique de l'ouvrage a permis de vérifier la résistance de la structure aux sollicitations dues à l'action du séisme. On remarque que ces sollicitations sont nettement plus dominantes que l'action du vent dans les deux sens  $x$  et  $y$ . Par conséquent, elles sont considérées pour le dimensionnement final des éléments de l'ossature.

**Chapitre VII :**  
**Vérifications des éléments**

### VII.1. Introduction

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes les combinaisons d'actions possibles, définies par les règlements, la stabilité statique doit être assurée

- Tant globalement au niveau de la structure
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les sollicitations développer dans les éléments à cause des actions qui leur sont soumis, génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations de l'élément.

Afin de garantir le degré de sécurité souhaité, il faut vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristiques, appelé phénomène d'instabilités, qui sont :

- Le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement composé) qui est très dangereux
- Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies
- Le voilement, qui affecte les âmes des pièces fléchies.

Dans ce chapitre, nous allons procéder aux vérifications de ses phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, à savoir [CCM97] et [ERC 3].

### VII.2. Vérification des poteaux

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, ou chaque poteau est soumis à un effort normal  $N_{sd}$ , et deux moments fléchissant  $M_{y_{sd}}$  et  $M_{z_{sd}}$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlement CCM97 sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

- Vérification vis-à-vis du flambement [3]

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{y_{sd}}$  et  $M_{z_{sd}}$  correspondant.

Cas 2 :  $M_{y_{sd}}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{z_{sd}}$  correspondant.

Cas 3 :  $M_{zsd}^{\max}$ ;  $N_{sd}$  et  $M_{y,sd}$  correspondant.

- Les étapes de vérification au flambement

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, doivent satisfaire à diverses conditions selon la classe de leur section transversale :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$  ;  $K_y \leq 1.5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$  ;  $\mu_y \leq 0.90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$  ;  $K_z \leq 1.5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$  ;  $\mu_z \leq 0.90$
- $\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\beta_{M,y}$  et  $\beta_{M,z}$  sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

Le rapport précédant montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

### VII.2.1. Vérification du poteau de rive

- Exemple de calcul

Nos calculs vont être mené sur le poteau de rive du RDC d'un profilé HEA 360 et d'une hauteur de 2.80 m.

- $N_{sd}^{\max} = 976.9108$  KN (Compression)
- $M_{y,sd}^{\text{cor}} = 0$
- $M_{z,sd}^{\text{cor}} = 0$

Tableau VII.1: Caractéristiques de profilé HEA 360.

Profilé	A(cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
HEA 360	142.8	33090	7887	2088	1891	802.3	525.8	15.22	7.43

- Suivant l'axe y-y

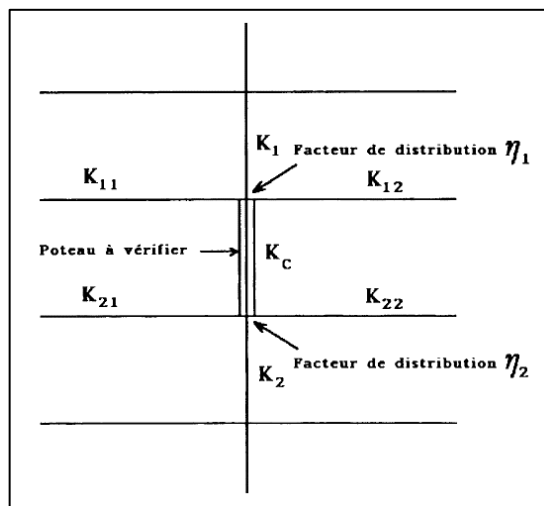
$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91 \cdot \varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fy}/i_y}{93.91 \times \varepsilon}; (f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92)$$

Pour un mode d'instabilité a nœuds fixe on a :

$$\frac{L_f}{H} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \times \eta_2)^2$$

Avec :

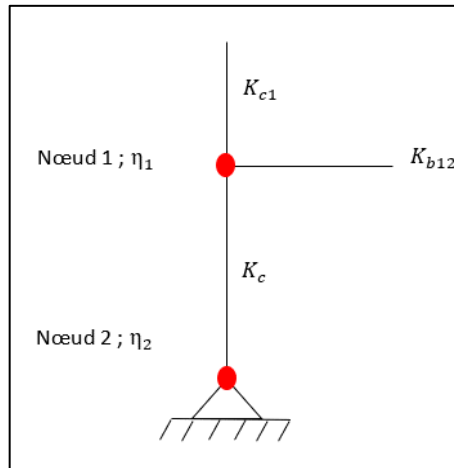
- $\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b11} + K_{b12}};$
- $\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{b21} + K_{b22}} \rightarrow \eta_2 = 1$  Car le poteau est articulé à la base.
- $K_{c1}$  et  $K_{c2}$  : la rigidité des poteaux adjacents
- $K_{pij}$  : la rigidité des poutres associées au nœud considéré



Figures VII.1: Facteurs de distribution pour poteaux continus. [3]



Pour l'exemple étudié :



Figures VII.2: Facteurs de distribution pour poteaux continus de l'exemple étudié.

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_{y(HEA360)}}{H} = 118178.57 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12} = \frac{I_{y(IPEO600)}}{L} = 73937,5 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{b12}} \rightarrow \eta_1 = 0.762$$

$$\eta_2 = 1$$

$$L_{fy} = 0.5 + 0.14(0.762 + 1) - 0.055(0.762 \times 1)^2 \times 2.8 \rightarrow L_{fy} = 2 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91 \cdot \varepsilon} \rightarrow \frac{2 \times 10^3 / 15.22 \times 10}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.152 < 0.2 \rightarrow \text{il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\rightarrow \chi_y = 1$$

- Suivant l'axe z-z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91 \cdot \varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz} / i_z}{93.91 \cdot \varepsilon}; (f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92)$$

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_z}{H} = \frac{33090 \times 10^4}{2.8 \times 10^3} = 28167.857 \text{ mm}^3$$

$$K_{b12} = \frac{I_z(IPEO600)}{L} = \frac{4521 \times 10^4}{16 \times 10^3} = 2825.625 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = 0.952$$

$$\eta_2 = 1$$

$$L_{fz} = 0.5 + 0.14(0.952 + 1) - 0.055(0.952 \times 1)^2 \times 2.8 \rightarrow L_{fz} = 2.025 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91 \cdot \varepsilon} \rightarrow \frac{2.029 \times 10^3 / 7.43 \times 10}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.316 > 0.2 \rightarrow \text{Il y a un risque de flambement}$$

$$\phi_z = 0.5(1 + 0.49(0.316 - 0.2) + 0.316^2) \rightarrow \phi_z = 0.578$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.578 + \sqrt{0.578^2 - 0.316^2}} = 0.941$$

D'après le logiciel ETABS, la combinaison la plu défavorable est : 1.35G+1.5Q

- Suivant l'axe y-y

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_{ymin}}{M_{ymax}} \begin{cases} M_{ymax} = 12.013 \text{ KN.m} \\ M_{ymin} = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ (Obtenu du logiciel ETABS)}$$

$$\psi = \frac{0}{12.013} = 0 \rightarrow \beta_{M,y} = 1.8$$

$$\mu_y = 0.152 \times (2 \times 1.8 - 4) + \left( \frac{2088 \times 10^3 - 1891 \times 10^3}{1891 \times 10^3} \right) \rightarrow \mu_y = 0.0433 \leq 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{0.0433 \times 976910.8}{1 \times 14280 \times 275} \rightarrow K_y = 0.989 \leq 1.5$$

- Suivant l'axe z-z

$$\beta_{M,z} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_{ymin}}{M_{ymax}} \begin{cases} M_{ymax} = -0.106 \text{ KN.m} \\ M_{ymin} = 0 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ (Obtenu du logiciel ETABS)}$$

$$\psi = \frac{0}{-0.106} = 0 \rightarrow \beta_{M,z} = 1.8$$

$$\mu_z = 0.316 \times (2 \times 1.8 - 4) + \left( \frac{2088000 - 525800}{525800} \right) \rightarrow \mu_z = 0.399 \leq 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{0.399 \times 976910.8}{0.941 \times 14280 \times 275} \rightarrow K_z = 0.894 \leq 1.5$$

On aura :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0.2907 \leq 1 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :** la procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux.

Les efforts internes du logiciel ETABS sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Cas 1 :**  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{ysd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.

Tableau VII.2: Efforts internes des poteaux sous  $N_{max}$  pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	$N_{sd}^{max}$ (KN)	$M_{ysd}$ (KN.m)	$M_{zsd}$ (KN.m)
3	ELU	-294,178	-23,926	-0,0696
2	ELU	-521,755	-18,083	-0,066
1	ELU	-749,332	-23,214	-0,128
RDC	ELU	-976.9108	0	0

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon [3].

Tableau VII.3: Vérifications au flambement par flexion.

Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
3 <sup>eme</sup>	HEA 360	1,905	2,014	0,942	0,985	0,975	0,132	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	HEA 360	1,945	2,019	0,941	0,983	1,005	0,189	
1 <sup>er</sup>	HEA 360	1,945	2,019	0,941	0,972	0,974	0,266	
RDC	HEA 360	2	2.025	0.941	0.989	0.894	0.290	

**Cas 2 :**  $M_{ysd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.

Les efforts internes sont extraits du logiciel ETABS, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.4: Efforts internes des poteaux sous  $M_{ysd}^{max}$  pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	$M_{ysd}^{max}$ (KN)	$N_{sd}$ (KN)	$M_{zsd}$ (KN.m)
3	ELU	-290.923	33.756	-0.015
2	ELU	-521.755	-18.084	-0.066
1	G+Q+Ey	-538.227	-33.087	-1.301
RDC	G+Q+Ey	-698.745	21.483	0.875

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon [3].

Tableau VII.5: Vérifications au flambement par flexion.

Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
3 <sup>eme</sup>	HEA 360	1,905	2,014	0,942	0,985	0,976	0,150	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	HEA 360	1,945	2,019	0,941	0,983	1	0,1896	
1 <sup>er</sup>	HEA 360	1,945	2,019	0,941	0,980	0,981	0,228	
RDC	HEA 360	2	2,025	0,941	0,992	0,924	0,252	

**Cas 3 :  $M_{zsd}^{max}$ ;  $N_{sd}$  et  $M_{y, sd}$  correspondant.**

Les efforts internes sont extraits du logiciel ETABS, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous

Tableau VII.6: Efforts internes des poteaux sous  $M_{zsd}^{max}$  pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	$M_{zsd}^{max}$ (KN)	$N_{sd}$ (KN)	$M_{sdy}$ (KN.m)
3	G+Q+Ex	-212.300	-19.303	-1.016
2	G+Q+Ex	-372.857	3.597	-0.929
1	G+Q+Ex	-538.230	-18.674	-2.472
RDC	G+Q+Ex	-698.782	6.982	-1.9336

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon [3].

Tableau VII.7: Vérifications au flambement par flexion.

Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
3 <sup>eme</sup>	HEA 360	1,905	2,014	0,942	0,989	0,982	0,104	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	HEA 360	1,945	2,019	0,941	0,988	1,004	0,122	
1 <sup>er</sup>	HEA 360	1,945	2,019	0,941	0,980	0,981	0,207	
RDC	HEA 360	2	2,025	0,941	0,992	0,924	0,230	

- **Vérification du poteau de rive vis-à-vis du déversement**

Les éléments à section transversale pour lesquelles le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \quad [3]$$

- **Cas 1 :  $N_{sd}^{\max}$  ;  $M_{ysd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.**

Exemple de calcul (Poteau de rive au niveau de RDC)

On doit d'abord vérifier que :  $\overline{\lambda}_{LT} < 0.4$

$$\text{Avec : } \overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\text{Sachant que : } \lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}}} ; \text{ formule simplifiée [3]}$$

$$\lambda_{LT} = 26.391$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.305 < 0.4 \rightarrow \text{Pas de risque de déversement.}$$

**Remarque :** on a vérifié tous les poteaux les plus sollicités de notre structure et on a trouvé que leur élancement réduit était  $\overline{\lambda}_{LT} < 0.4$ . Donc dans ce cas il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

### VII.2.2. Vérification du poteau central

- **Vérification du poteau central vis-à-vis du flambement**

**Cas 1 :  $N_{sd}^{\max}$  ;  $M_{ysd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.**

Tableau VII.8: Efforts internes des poteaux sous  $N_{\max}$  pour chaque niveau.

Niveau	H(m)	Combinaison	$N_{sd}^{\max}$ (KN)	$M_{ysd}$ (KN. m)	$M_{zsd}$ (KN. m)
3	11.2	ELU	-288,9644	12,1627	-5,9653
	9.8	ELU	-577,9809	-19,3356	7,0184
2	8.4	ELU	-801,0653	-5,4412	19,7994
	7	ELU	-1024,2017	-17,5265	4,1626
1	5.6	ELU	-1247,2861	18,0001	-3,446
	4.2	ELU	-1470,4226	-20,4182	2,3151
RDC	2.8	ELU	-1693,507	20,3136	-1,1835
	1.4	ELU	-1916,6435	0	0

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon [3].

Tableau VII.9: Vérifications au flambement par flexion.

Flambement									
Étage	H(m)	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
			$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
3 <sup>eme</sup>	11.2	HEA 360	2,945	4,992	0,676	1,022	1,006	0,114	Vérifiée
	9.8	HEA 360	2,945	4,992	0,676	1,044	0,953	0,234	
2 <sup>eme</sup>	8.4	HEA 360	2,945	4,992	0,676	1,062	0,688	0,389	
	7	HEA 360	2,945	4,992	0,676	1,079	0,602	0,401	
1 <sup>er</sup>	5.6	HEA 360	2,945	4,992	0,676	1,096	0,515	0,546	
	4.2	HEA 360	2,945	4,992	0,676	1,113	0,428	0,571	
RDC	2.8	HEA 360	2,945	4,992	0,676	1,130	0,342	0,744	
	1.4	HEA 360	4,398	7,201	0,473	1,255	0,920	1	

**Cas 2 :  $M_{ysd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.**Tableau VII.10: Efforts internes des poteaux sous  $M_{ysd}^{max}$  pour chaque niveau.

Niveau	H(m)	Combinaison	$N_{sd}$	$M_{ysd}^{max}$	$M_{zsd}$
3	11.2	G+Q+EY	-208,4921	91,8548	-1,5395
	9.8	G+Q+EY	-416,1535	-63,8244	-5,1292
2	8.4	G+Q+EY	-576,7148	24,0568	2,6872
	7	G+Q+EY	-736,446	-26,0831	-3,1384
1	5.6	G+Q+EY	-896,1376	28,5293	3,9359
	4.2	G+Q+EY	-1055,869	-25,0065	-5,2208
RDC	2.8	G+Q+EY	-1215,5604	28,2318	6,6244
	1.4	G+Q+EY	-1374,4223	-14,9325	-4,693

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon [3].

Tableau VII.11: Vérifications au flambement par flexion.

Flambement									
Étage	H(m)	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
			$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
3 <sup>eme</sup>	11.2	HEA	2,945	5,763	0,601	1,003	0,985	0,266	Vérifiée
	9.8	360	2,945	5,763	0,601	1,015	0,971	0,044	
2 <sup>eme</sup>	8.4	HEA	2,945	5,763	0,601	1,044	0,959	0,329	
	7	360	2,945	5,763	0,601	0,997	0,948	0,278	
1 <sup>er</sup>	5.6	HEA	2,945	5,763	0,601	1,029	0,936	0,492	
	4.2	360	2,945	5,763	0,603	1,034	0,925	0,418	
RDC	2.8	HEA	2,945	5,763	0,601	1,019	0,914	0,652	
	1.4	360	4,398	7,201	0,4728	1,0108	0,943	0,763	

**Cas 3 :  $M_{zsd}^{max}$ ;  $N_{sd}$  et  $M_{ysd}$  correspondant.**Tableau VII.12: Efforts internes des poteaux sous  $M_{zsd}^{max}$  pour chaque niveau.

Niveau	H(m)	Combinaison	$N_{sd}$	$M_{ysd}$	$M_{zsd}^{max}$
3	11.2	G+Q+EY	-208,4922	-74,2489	-7,0014
	9.8	G+Q+EY	-417,0227	-1,8615	13,3856
2	8.4	G+Q+EY	-576,7152	4,3027	-10,4679
	7	G+Q+EY	-736,4455	1,018	9,0866
1	5.6	G+Q+EY	-896,1382	-2,7877	-8,8607
	4.2	G+Q+EY	-1055,8682	-4,1993	8,5288
RDC	2.8	G+Q+EY	-1215,5611	0,836	-8,3167
	1.4	G+Q+EY	-1374,4223	-14,9325	-4,693

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon [3].

Tableau VII.13: Vérifications au flambement par flexion.

Flambement									
Étage	H(m)	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
			$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
3 <sup>eme</sup>	11.2	HEA	2,945	4,992	0,676	1,003	0,983	0,090	Vérifiée
	9.8	360	2,945	4,992	0,676	0,998	0,966	0,234	
2 <sup>eme</sup>	8.4	HEA	2,945	4,992	0,676	0,986	0,953	0,197	
	7	360	2,945	4,992	0,676	0,982	0,940	0,349	
1 <sup>er</sup>	5.6	HEA	2,945	4,992	0,676	0,979	0,928	0,325	
	4.2	360	2,945	4,992	0,676	0,975	0,915	0,4468	
RDC	2.8	HEA	2,945	4,992	0,676	0,922	0,902	0,467	
	1.4	360	4,398	7,200	0,473	1,011	0,943	0,763	

## VII.2.3. Vérification du poteau de rampe

- Vérification du poteau de rampe vis-à-vis du flambement

**Cas 1 :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{ysd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.**

Tableau VII.14: Efforts internes des poteaux sous  $N_{max}$  pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	$N_{sd}^{max}$ (KN)	$M_{ysd}$ (KN.m)	$M_{zsd}$ (KN.m)
3	ELU	-224.153	-33.402	41.627
2	G+Q+Ey	-624.618	-83.839	15.858
1	G+Q+Ey	-1161.947	-80.168	20.53
RDC	G+Q+Ey	-1818.138	-18.486	2.319

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon [3].

Tableau VII.15: Vérifications au flambement par flexion.

Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
3 <sup>eme</sup>	HEA 360	1.747	1.904	0.951	0.977	0.961	0.201	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	HEA 360	1.797	1.863	0.954	0.958	0.892	0.1	
1 <sup>er</sup>	HEA 360	1.797	1.863	0.954	1.139	0.793	0.247	
RDC	HEA 360	1.898	1.83	0.921	0.847	0.755	0.531	

**Cas 2 :  $M_{ysd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.**

Tableau VII.16: Efforts internes des poteaux sous  $M_{ysd}^{max}$  pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	$N_{sd}$	$M_{ysd}^{max}$	$M_{zsd}$
3	G+Q+Ey	-210.434	102.391	24.504
2	G+Q+Ey	-624.618	-83.839	15.858
1	G+Q+Ey	-1161.942	-80.168	20.53
RDC	G+Q+Ey	666.177	29.094	-8.844

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon [3].



Tableau VII.17: Vérifications au flambement par flexion.

Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
3 <sup>eme</sup>	HEA 360	1.747	1.904	0.951	0.977	0.953	0.370	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	HEA 360	1.797	1.863	0.954	1.051	0.892	0.085	
1 <sup>er</sup>	HEA 360	1.797	1.863	0.954	0.920	0.793	0.281	
RDC	HEA 360	1.898	1.832	0.921	0.943	0.910	0.215	

**Cas 3 :  $M_{zsd}^{max}$ ;  $N_{sd}$  et  $M_{ysd}$  correspondant.**

Tableau VII.18: Efforts internes des poteaux sous  $M_{zsd}^{max}$  pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	$N_{sd}$	$M_{ysd}$	$M_{zsd}^{max}$
3	ELU	-220.735	31.479	43.239
2	ELU	-390.007	-25.281	27.518
1	ELU	-589.929	-22.996	32.463
RDC	ELU	-800.881	11.626	-14.992

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon [3].

Tableau VII.19: Vérifications au flambement par flexion.

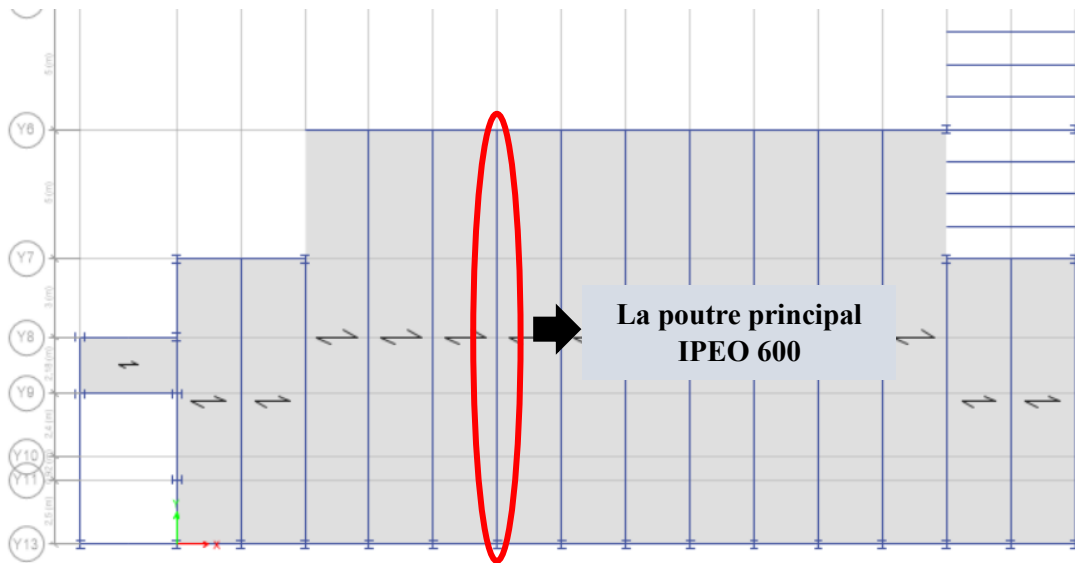
Flambement								
Étage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale	Condition $\leq 1$
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\chi_{min}$	$K_y$	$K_z$		
3 <sup>eme</sup>	HEA 360	1.747	1.905	0.951	0.977	0.952	0.329	Vérifiée
2 <sup>eme</sup>	HEA 360	1.797	1.863	0.954	0.973	0.933	0.195	
1 <sup>er</sup>	HEA 360	1.797	1.863	0.954	0.956	0.896	0.276	
RDC	HEA 360	1.898	1.832	0.922	0.954	0.891	0.198	

Tableau VII.20: Choix final des poteaux.

Étages	Profilés
3	HEA 360
2	HEA 360
1	HEA 360
RDC	HEA 360

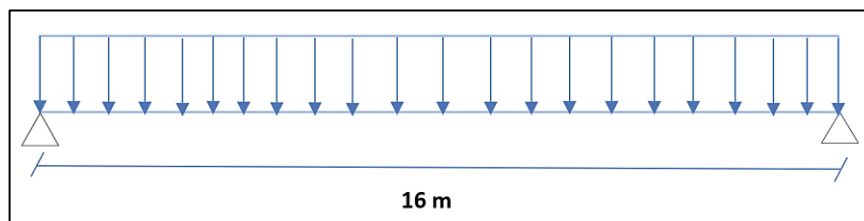
## VII.3. Vérification des poutres [3]

## VII.3.1. Vérification de la poutre principale (IPEO 600)



Figures VII.3: La poutre principal IPEO 600.

Les calculs seront faits sur une poutre principale du RDC de profilé IPEO 600 et de longueur  $L=16\text{m}$ .



Figures VII.4: Schéma statique de la poutre principale.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est :  $1.35G+1.5Q$

$$M_{sd} = 844.212 \text{ KN.m} ; V_{sd} = 215.773 \text{ KN}$$

- Vérification du moment fléchissant

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

- Position de l'axe neutre

La force dans la section de béton

$$R_b = 0.57 \times f_{c28} \times (b_{eff} \times h_c)$$

Avec

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$h: \text{ l'épaisseur de la dalle } \rightarrow h = 150 \text{ mm}$$

$$h_p: \text{ hauteur du bac d'acier } \rightarrow h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_c: \text{ hauteur de la dalle en béton } \rightarrow h_c = h - h_p$$

$$h_c = 150 - 55 = 95 \text{ mm}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (2500 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_b = 3384.375 \text{ KN.}$$

- La force de la section d'acier

$$R_a = 0.95 \times A_a \times f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 196.8 \times 10^2 \times 275$$

$$R_a = 5141.4 \text{ KN}$$

- La force de l'âme

$$R_w = 0.95 \times t_w \times (h - 2t_f) \times f_y$$

$$R_w = 0.95 \times 15 \times (610 - 2 \times 24) \times 275 \times 10^{-3}$$

$$R_w = 2202.338 \text{ KN}$$

$R_a > R_b$  et  $R_b > R_w \rightarrow$  L'axe neutre est dans la semelle supérieure du profilé

Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \times \left( \frac{h_c}{2} + h_p \right)$$

$$M_{plrd} = 5141.4 \times \frac{610}{2} + 3384.375 \times \left( \frac{95}{2} + 55 \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 1915 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 844.212 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 1915 \text{ KN.m} \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérfication au déversement

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad [3]$$

Le déversement est pris en considération que si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$  [3]

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

Section transversale de classe 1,2  $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon ; \text{ avec } \varepsilon = 0.92 \rightarrow \lambda_1 = 86.397$$

Puisque les poutres sont articulées dans les deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et  $K_w$  sont pris égale à 1, et donc la formule  $\lambda_{LT}$  est de la forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \cdot L \left( \frac{W_{ply}^2}{I_w \cdot I_z} \right)^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}} = 49.096$$

D'après le tableau B.1.1 du [3], on prend pour  $K = 1$  un coefficient  $C_1 = 1.132$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.568 > 0.4 \text{ il y a un risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \rightarrow \phi_{LT} = 0.7$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.901$$

On aura :

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq M_{sd}$$

$$M_{brd} = 0.901 \times 1 \times \frac{4471 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{brd} = 1007.795 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 1007.795 \text{ KN.m} > M_{sd} = 844.212 \text{ KN.m} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

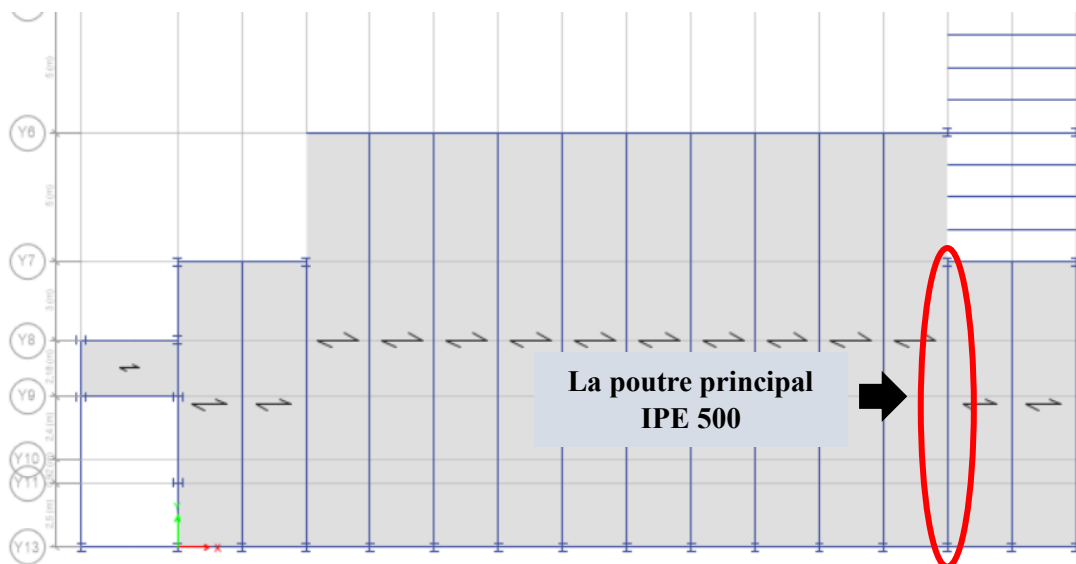
$$- V_{plrd} = \frac{104.4 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{plrd} = 1506.884 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 215.773 \text{ KN} < V_{plrd} = 1506.884 \text{ KN}$ . ...condition vérifiée.

$$V_{sd} = 215.773 < 0.5 V_{plrd} = 753.442$$

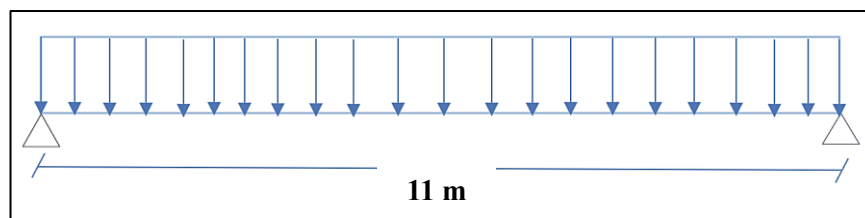
→ Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

### VII.3.2. Vérification de la poutre principale (IPE 500)



Figures VII.3: La poutre principale IPEO 600.

Les calculs seront faits sur une poutre principale du RDC de profilé IPEO 600 et de longueur  $L = 11 \text{ m}$ .



Figures VII.4: Schéma statique de la poutre principale.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est :  $1.35G + 1.5Q$

$$M_{sd} = 155.73 \text{ KN.m} ; V_{sd} = 143.94 \text{ KN}$$

- Vérfication du moment fléchissant

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

- Position de l'axe neutre

La force dans la section de béton

$$R_b = 0.57 \times f_{c28} \times (b_{eff} \times h_c)$$

Avec

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$h: \text{l'épaisseur de la dalle} \rightarrow h = 150 \text{ mm}$$

$$h_p: \text{hauteur du bac d'acier} \rightarrow h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_c: \text{hauteur de la dalle en béton} \rightarrow h_c = h - h_p$$

$$h_c = 150 - 55 = 95 \text{ mm}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (2500 \times 95) \times 10^{-3}$$

$$R_b = 3384.375 \text{ KN.}$$

- La force de la section d'acier

$$R_a = 0.95 \times A_a \times f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 116 \times 10^2 \times 275$$

$$R_a = 3030.5 \text{ KN}$$

$$R_b > R_a \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la dalle de béton}$$

Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_a \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_a}{R_b} \times \frac{h_c}{2} \right]$$

$$M_{plrd} = 3030.5 \left[ \frac{500}{2} + 95 + 55 - \frac{3030.5}{3384.375} \times \frac{95}{2} \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 1083.303 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 155.73 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 1083.303 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification au déversement

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad [3]$$

Le déversement est pris en considération que si  $\overline{\lambda}_{LT} \geq 0.4$  [3]

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

Section transversale de classe 1,2  $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon ; \text{ avec } \varepsilon = 0.92 \rightarrow \lambda_1 = 86.397$$

Puisque les poutres sont articulées dans les deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et  $K_w$  sont pris égale à 1, et donc la formule  $\lambda_{LT}$  est de la forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \cdot L \left( \frac{W_{ply}^2}{I_w \cdot I_z} \right)^{0.25}}{C_1^{0.5} \left[ 1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}} = 35.863$$

D'après le tableau B.1.1 du [3], on prend pour  $K = 1$  un coefficient  $C_1 = 1.132$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \rightarrow \overline{\lambda}_{LT} = 0.415 > 0.4 \text{ il y a un risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha(\overline{\lambda}_{LT} - 0.2) + \overline{\lambda}_{LT}^2) \rightarrow \phi_{LT} = 0.608$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = 0.95$$

On aura :

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \geq M_{sd}$$

$$M_{brd} = 0.95 \times 1 \times \frac{2194 \times 10^3 \times 275}{1.1} \times 10^{-6} \rightarrow M_{brd} = 521.075 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 521.075 \text{ KN.m} > M_{sd} = 155.73 \text{ KN.m} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$- V_{plrd} = \frac{59.9 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} \rightarrow V_{plrd} = 864.58 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 143.94 \text{ KN} < V_{plrd} = 864.58 \text{ KN}$ . ...condition vérifiée.

$$V_{sd} = 143.94 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 432.29 \text{ KN}$$

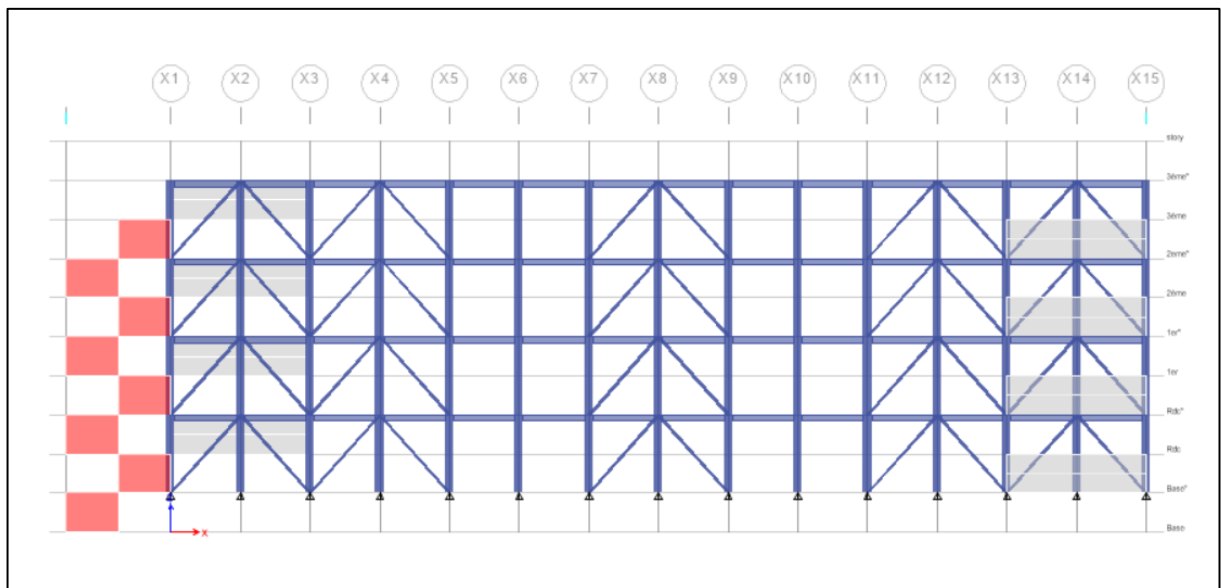
→ Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

#### VII.4. Vérification du système de contreventement

##### VII.4.1. Généralités

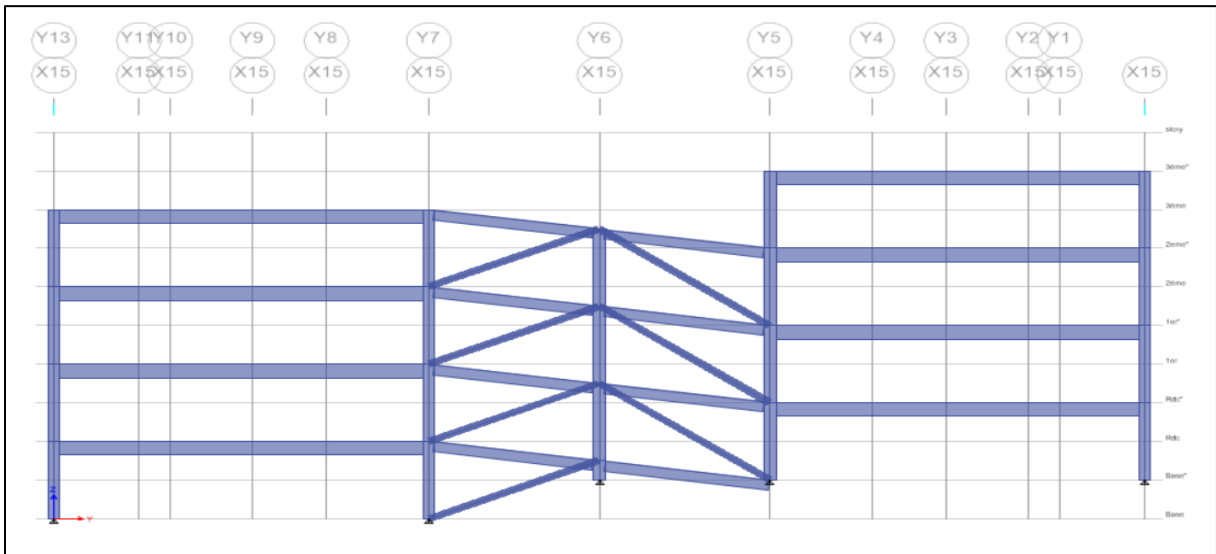
Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature, on peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter les déformations.
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.



Figures VII.5: Contreventement en V dans le sens X.





Figures VII.6: Contreventement en V dans le sens Y.

**VII.4.2. Vérifications des contreventements**

**VII.4.2.1. Suivant la direction X-X**

Les contreventements sont tubulaires 120X120X16 de longueur  $L = 3.754 \text{ m}$ .

D’après le logiciel ETABS :

La combinaison de charge la plus défavorable est  $G + Q + 1.25E_x$

$$N_{sd}^{max} = 318.931 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd}^{max} = 556.189 \text{ KN (Compression)}$$

Tableau VII.21: Caractéristiques géométriques du profilé tube 120X120X16.

Profilé	A(cm <sup>2</sup> )	t (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)
Tube 120X120X16	66.6	16	1228	1228	261.6	261.6	43	43

- Vérification à la traction [3]

$$N_{sd}^{max} = 318.931 \text{ (traction)}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} ; \text{ Avec } N_{t,rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 66.6 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} = 1657.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 318.931 \text{ KN} < N_{t,rd} = 1657.5 \text{ KN} \dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

- Vérification à la compression [9]

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd}^{max} \leq N_{b,rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \text{ avec } \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\text{La longueur de la barre : } L_0 = 3.754 \text{ m et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

### Exemple de calcul

$$N_{sd}^{max} = 556.189 \text{ KN (Compression)}$$

- Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{y,z}$

$$l_{fy,z} = l_0 = 3.754 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3.754 \times 10^3}{43} = 87.302 \dots\dots \bar{\lambda}_y = \frac{87.302}{93.91\varepsilon} = 1.010 > 0.2 \text{ alors il y a risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3.754 \times 10^3}{43} = 87.302 \dots\dots \bar{\lambda}_z = \frac{87.302}{93.91\varepsilon} = 1.010 > 0.2 \text{ alors il y a risque de flambement.}$$

On a section tubulaire donc courbe de flambement = courbe C  $\rightarrow \alpha_z = \alpha_y = 0.49$

$$\phi = 0.5[1 + 0.49(1.010 - 0.2) + 1.010^2] = 1.208$$

$$\chi = \frac{1}{1.208 + \sqrt{1.208^2 - 1.010^2}} = 0.535 \leq 1$$

$$N_{b,rd} = 0.535 \times 1 \times 66.6 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} = 890.775 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^{\max} = 556.189 \text{ KN} < N_{b,rd} = 890.775 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

#### VII.4.2.2. Suivant la direction Y-Y

Les contreventements sont tubulaires 260X260X16 de longueur  $L = 5.423 \text{ m}$

D'après le logiciel ETABS :

La combinaison de charge la plus défavorable est  $G + Q + 1.25E_y$

$$N_{sd}^{\max} = 1307.917 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{sd}^{\max} = 1390.462 \text{ KN (Compression)}$$

Tableau VII.22: Caractéristiques géométriques du profilé tube 260X260X16.

Profilé	A(cm <sup>2</sup> )	t (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)
Tube 260X260X16	156.2	16	15560	15560	1431	1431	99.8	99.8

- Vérification a la traction [3]

$$N_{sd}^{\max} = 1307.917 \text{ (traction)}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} ; \text{ Avec } N_{t,rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 156.2 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} = 3905 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1307.917 \text{ KN} < N_{t,rd} = 3905 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à la compression [9]

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd}^{\max} \leq N_{b,rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \text{ avec } \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\text{La longueur de la barre : } L_0 = 5.423 \text{ m et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$$

#### Exemple de calcul

$$N_{sd}^{\max} = 1390.462 \text{ KN (Compression)}$$

- Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{y,z}$

$$l_{fy,z} = l_0 = 5.423 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{5.423 \times 10^3}{99.8} = 54.338 \dots\dots \bar{\lambda}_y = \frac{54.338}{93.91\varepsilon} = 0.628 > 0.2 \text{ alors il y a risque de flambement.}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{5.423 \times 10^3}{99.8} = 54.338 \dots\dots \bar{\lambda}_z = \frac{87.302}{93.91\varepsilon} = 0.628 > 0.2 \text{ alors il y a risque de flambement.}$$

On a section tubulaire donc courbe de flambement = courbe C  $\rightarrow \alpha_z = \alpha_y = 0.49$

$$\phi = 0.5[1 + 0.49(0.628 - 0.2) + 0.628^2] = 0.802$$

$$\chi = \frac{1}{0.802 + \sqrt{0.802^2 - 0.628^2}} = 0.768 \leq 1$$

$$N_{b,rd} = 0.768 \times 1 \times 156.2 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} \times 10^{-3} = 2999.04 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^{\max} = 1390.462 \text{ KN} < N_{b,rd} = 2999.04 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

## **Chapitre VIII :**

### **Etude des assemblages (Bloc parking)**

**VIII.1. Introduction**

Un assemblage a pour but la transmission des efforts internes de manière à assurer la rigidité voulue d'une construction, tout en permettant certains mouvements (sans générer des efforts parasites : torsion). On peut distinguer trois types d'assemblages dans les ossatures métalliques à savoir :

- Assemblages rigides
- Assemblages semi rigides
- Assemblages articulés

Ces différents types d'assemblages peuvent-être réalisés par les procédés suivants

- Procédés de soudage
- Procédés de boulonnage (ordinaires et H.R)

**VIII.2. Modes d'assemblages**

Les principaux modes d'assemblages sont les suivants

- **Boulonnage**

Il s'agit du moyen d'assemblage mécanique le plus employé en construction métallique. Le boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté et un écrou hexagonal. Ces éléments travaillent soit en traction ou en cisaillement, et leur serrage est effectué manuellement ou à l'aide d'un appareillage pneumatique. Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires.
- Les boulons à haute résistance.

La différence entre ces deux types de boulons réside dans leur nuance d'acier.

Tableau VIII.1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Valeur de la limite d'élasticité $f_{yb}$ et de la résistance à la traction $f_{ub}$ des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(MPa)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(MPa)$	400	400	500	500	600	800	1000

- **Soudage**

Ce procédé consiste à fondre l'acier localement avec ou sans apport métallique de manière à ce que la continuité des deux pièces doit être reconstituée le plus homogènement possible. Le procédé le plus employé est la soudure à l'arc électrique.

### VIII.3. Choix du type d'assemblage

Le choix d'assemblage est fait en fonction du :

- Critère structurel : résistance, comportement
- Critère de fabrication : faisabilité
- Critère propre au montage sur site : possibilité de réglages, faisabilité
- Critère économique

Dans ce chapitre, 3 types d'assemblages sont traités :

- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage poteau-poteau.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4<sup>ème</sup> année, et des documentation basés sur les normes des EUROCODES3.

Les assemblages a été fait par le logiciel IDEA StatiCa

**VIII.4. Assemblage poteau-poutre**

Les assemblages a été fait par le logiciel IDEA StatiCa (Annexe E)

- Données de calcul

Les données sont tirées du logiciel ETABS.

- Efforts sollicitant

$$M = 18.4 \text{ KN.m}$$

$$T = 9.3 \text{ KN}$$

$$N = 959.3 \text{ KN}$$

- Dimensionnement des boulons

Le choix se fait suivant l'épaisseur des pièces assemblées et selon le type de profilés, on choisit 16 boulons de diamètre M20 de classe 8.8

- Caractéristiques des boulons

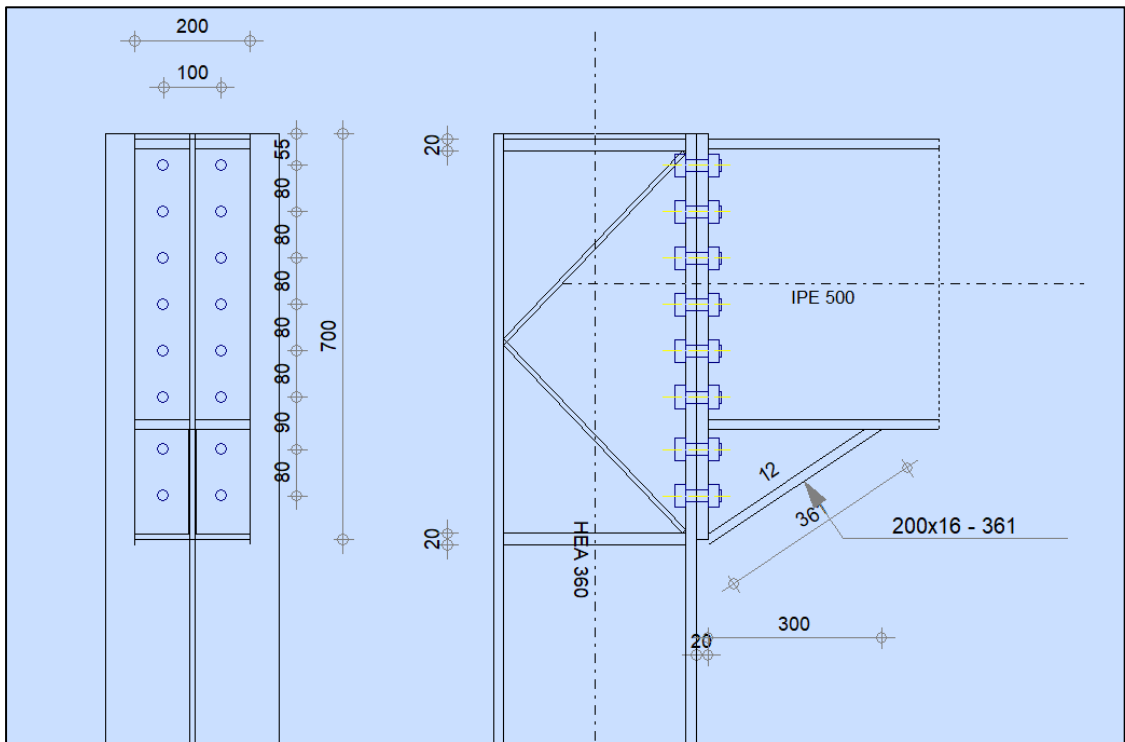
Boulons HR

$$\text{Classe 8.8} \rightarrow f_{ub} = 800 \text{ MPA}$$

$$M_{20} \rightarrow d = 20 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2; \gamma_{Mb} = 1.25 \text{ (cisaillement)}; \gamma_{Mb} = 1.5 \text{ (traction)}$$





Figures VIII.1: Représentation de l'assemblage poteau-traverse.

- Disposition des boulons

- Entre axe des boulons

Avec :  $d_0 = 22 \text{ mm}$   $t = 20 \text{ mm}$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq \min(28t, 400)$$

$$48.4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 400 \text{ mm}$$

On prend :  $P_1 = 80 \text{ mm}$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t, 200)$$

$$66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm}$$

On prend :  $P_2 = 100 \text{ mm}$

- Pince longitudinale

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \min(12t, 150)$$

$$26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$$

On prend :  $e_1 = 55 \text{ mm}$

Pince transversale

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \min(12t, 150)$$

$$33\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

On prend :  $e_2 = 50\text{mm}$

- Vérification de la résistance

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction et cisaillement) Il faut vérifier que :

- Calcul des efforts

$$F_{vsd} = \frac{V}{n_b} = \frac{9.3}{16} = 0.58\text{KN}$$

Chaque boulon reprend un effort de cisaillement  $F_{vsd} = 0.58\text{KN}$

- Calcul  $F_{tsd}$

$$- F_{tsd} = F_{tsdN} + F_{tsdM}$$

$$- F_{tsdN} = \frac{N}{n_b} = \frac{959.3}{16} = 59.95\text{KN}$$

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$d_1 = 645 \text{ mm}$$

$$d_2 = 565 \text{ mm}$$

$$d_3 = 485 \text{ mm}$$

$$d_4 = 405 \text{ mm}$$

$$d_5 = 355 \text{ mm}$$

$$d_6 = 245 \text{ mm}$$

$$d_7 = 155 \text{ mm}$$

$$d_8 = 75 \text{ mm}$$

$$- F_{tsdM} = \frac{M \times d_1}{n_f \times \sum d_i^2} = \frac{18.4 \times 645}{2(645^2 + 565^2 + 485^2 + 405^2 + 335^2 + 245^2 + 155^2 + 75^2)} = 0.044\text{KN}$$

$$- F_{tsd} = F_{tsdN} + F_{tsdM} = 60\text{KN}$$

Le boulon extrême reprend un effort de traction

$$F_{tsd} = 60\text{KN}$$

- Calcul  $F_{SRd}$ ;  $F_{pcd}$ ; et  $B_{Prd}$

$$F_{SRd} = K_s \times n \times \mu \times \frac{f_{pcd}}{\gamma_{Mc}} = 1 \times 2 \times 0.5 \times \frac{0.7 \times 800 \times 245}{1.25} = 109.73KN$$

$$F_{pcd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 800 \times 245 = 137.2KN$$

$$B_{Prd} = \frac{0.6 \times \pi \times dm \times t \times f_u}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \times \pi \times 32.4 \times 20 \times 360}{1.25} = 351.77KN$$

- Vérification

Résistance des boulons

$$F_{SRd} = K_s \times n \times \mu (F_{pCsd} - 0.8F_{tsd}) = 89.2KN$$

$$F_{vSd} = 0.58KN \leq F_{SRd} = 89.2KN \text{ C'est vérifié}$$

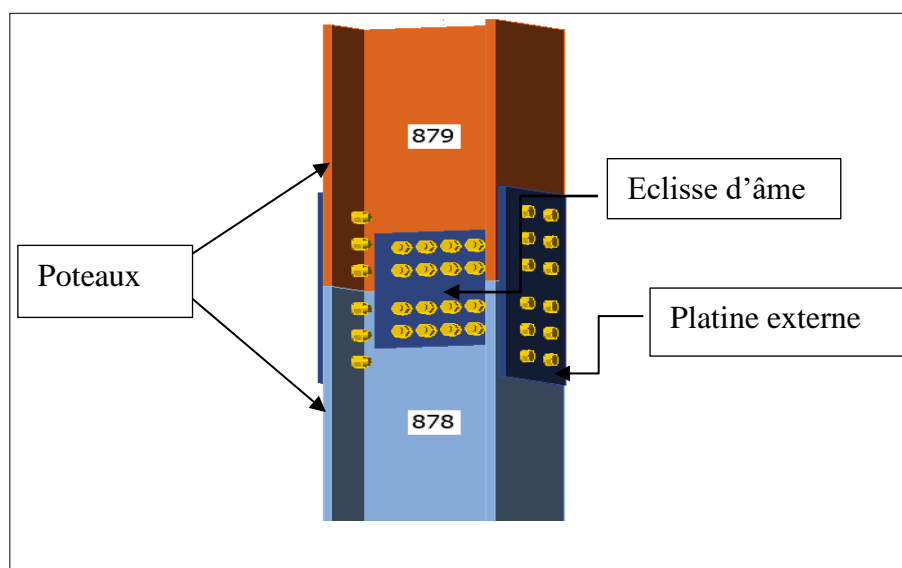
Résistance des pièces

$$F_{tsd} = 60KN \leq B_{Prd} = 351.77KN \text{ C'est vérifié}$$

**VIII.5. Assemblage poteau-poteau (HEA360 -HEA360)**

Les assemblages a été fait par le logiciel IDEA StatiCa (Annexe F)

L'assemblage de continuité de poteau est une technique utilisée dans la construction pour assurer la continuité structurale d'un poteau lorsque celui-ci doit être prolongé ou réparé.



Figures VIII.2: Assemblage poteau-poteau (HEA360 -HEA360)

- Caractéristiques et dispositions constructives

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes

Eclisse d'âme

- Longueur  $L = 271 \text{ mm}$ .
- Largeur  $l = 300 \text{ mm}$ .
- Epaisseur  $t = 8 \text{ mm}$ .
- Résistance de calcul  $f_y = 275 \text{ MPa}$

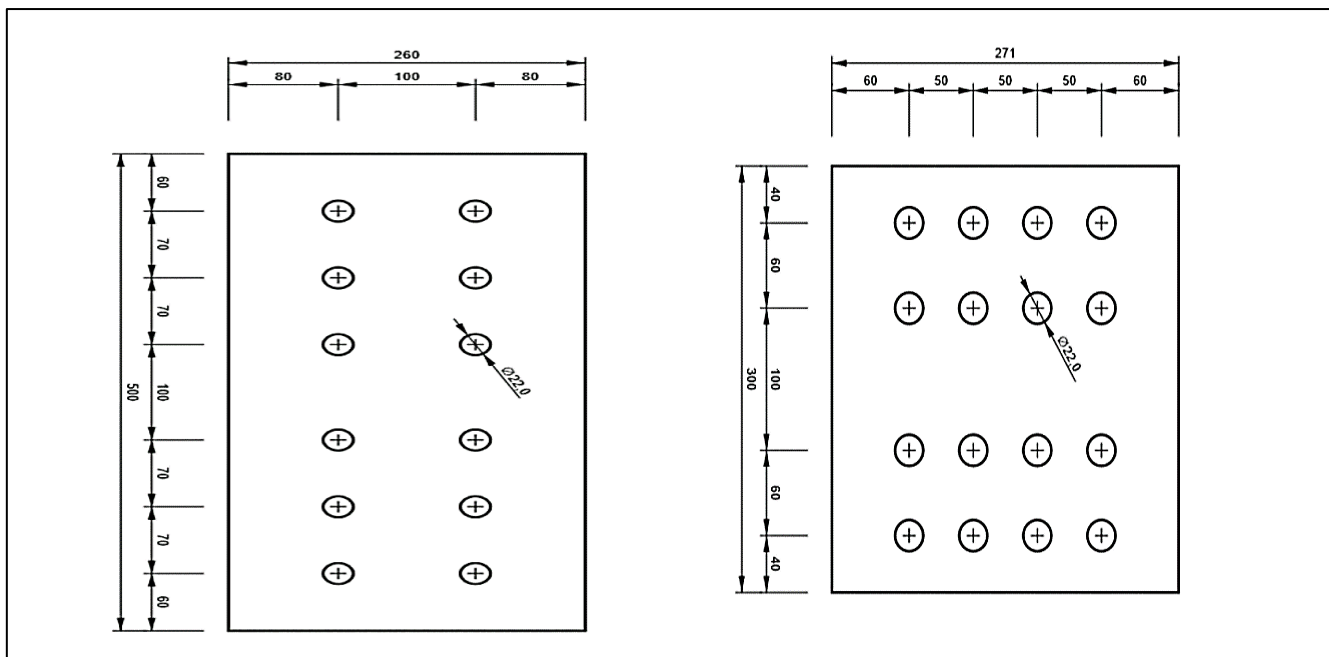
Platines externes

- Longueur  $L = 500 \text{ mm}$ .
- Largeur  $l = 260 \text{ mm}$ .
- Epaisseur  $t = 12 \text{ mm}$ .
- Résistance de calcul  $f_y = 275 \text{ MPa}$

Boulons

Tableau VIII.2: Caractéristiques des boulons d'assemblage poteau-poteau (HEA360 -HEA360).

	Classe	Diamètre(mm)	$A_s(\text{mm}^2)$	$f_{ub}(\text{MPa})$	Nombre de colonnes	Nombre de rangées
Éclisse l'âme	8.8	20	245	800	4	4
Éclisse semelle	8.8	20	245	800	6	2



Figures VIII.3: Schéma d'assemblage poteau HEA360 -poteau HEA360.

- Résistance des boulons

$$N = 49.8KN$$

$$V = 15.4KN$$

$$M = 12.1KN.m$$

- Vérification des boulons de la semelle

$$F_{Vsd} = \frac{N_{eclisse}}{n_b} = 3KN \leq F_{vRd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 94.08$$

Avec

$$N_{eclisse} = \frac{A_{semelle} \times N_{sd}}{A_{profil}} + \frac{M}{d} = 18.35KN$$

$$n_b = 6$$

- Vérification des boulons de l'âme

$$- F_{Vsd} = \sqrt{(F_{VsdN} + F_{VsdMx})^2 + (F_{VsdV} + F_{VsdMZ})^2} = 2.65KN \leq F_{vRd} = K_s \cdot n \cdot \mu \cdot \frac{F_{pc}}{\gamma_{Mb}} = 137.2KN$$

Avec

- $F_{VsdN} = \frac{N_{AME}}{n_b} = 1.64KN$
- $N_{AME} = N_{sd} - 2N_{semelle} ; n_b = 8$
- $F_{VsdV} = \frac{V}{n_b} = 2KN$
- $F_{VsdMx} = \frac{M_{torsion \times x}}{(x^2 + z^2)} = 0.04$
- $F_{VsdMZ} = \frac{M_{torsion \times Z}}{(x^2 + z^2)} = 0.017$

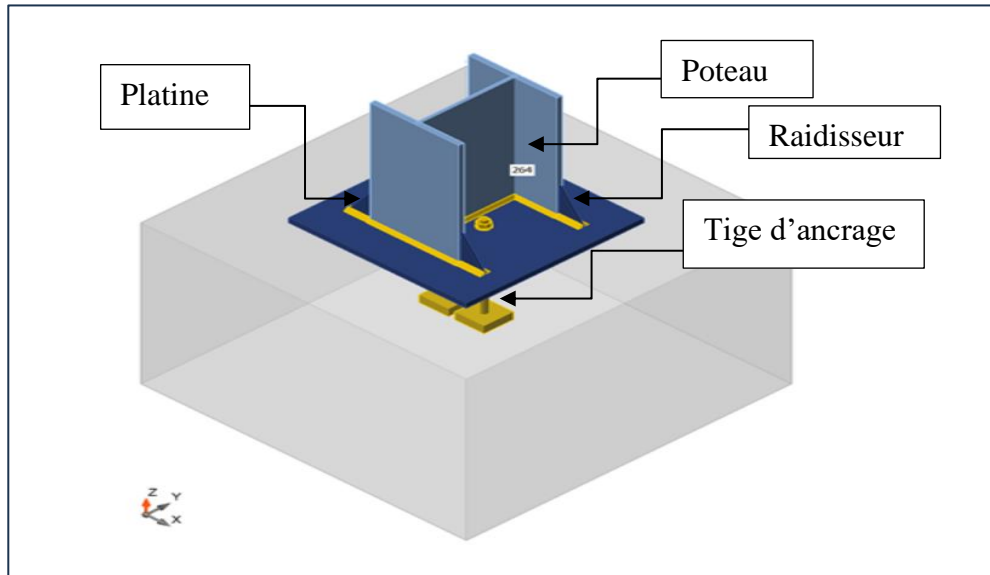
- Vérification de la pièce (pression diamétrale)

$$F_{Vsd} = 3KN \leq F_{brd} = \frac{2.5 \times \alpha \times d \times t \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 187.82kN \quad \dots\dots \text{C'est vérifié}$$

### VIII.6. Assemblage pied de poteau

Les assemblages a été fait par le logiciel IDEA StatiCa (Annexe G)

L'assemblage au pied du poteau est crucial pour assurer la stabilité et la transmission des charges au sol ou à la fondation.



Figures VIII.4: Assemblage pied de poteau HEA360.

- Caractéristiques et dispositions constructives

Les caractéristiques de cet assemblage sont les suivantes

#### Platine de présellement

- Longueur  $L = 600 \text{ mm}$ .
- Largeur  $l = 600 \text{ mm}$ .
- Epaisseur  $t = 25 \text{ mm}$ .
- Résistance de calcul  $f_y = 275 \text{ MPa}$

#### Raidisseurs

- Largeur  $l = 80 \text{ mm}$ .
- Hauteur  $H = 150 \text{ mm}$ .
- Epaisseur  $t = 10 \text{ mm}$ .
- Résistance de calcul  $f_y = 275 \text{ MPa}$ .

Tiges d'ancrage

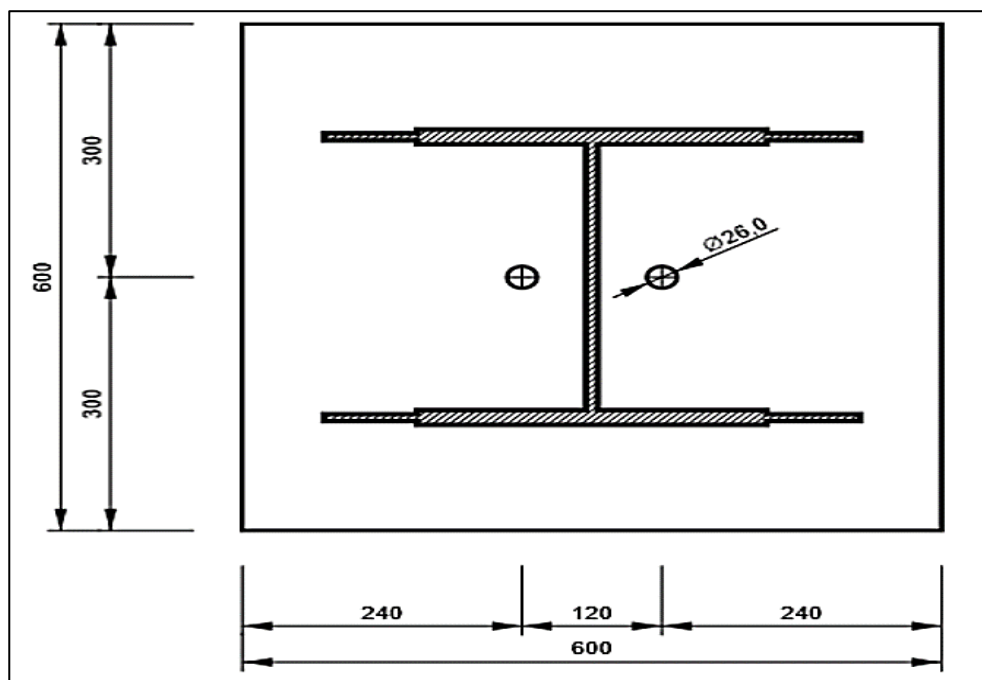
Tableau VIII.3: Caractéristiques des boulons d'assemblage pied de poteau

Classe	Diamètre(mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{ub}$ (MPa)	Nombre de colonnes	Nombre de rangées
8.8	24	353	800	2	1

Fondation en béton

- Classe C25/30
- $f_{cK}=25N/mm^2$
- $f_{c28} = 25 N/mm^2$
- Dimension (1100× 1100 × 800) mm<sup>3</sup>
- Mortier de calage :  $e_m = 30mm$  ;  $f_{c28} = 25 N/mm^2$
- 

Le schéma de l'assemblage est comme suit



Figures VIII.4: Schéma d'assemblage pied de poteau HEA360.

- Vérification

$$N = - 481,749KN$$

$$V = 6,78KN$$

Détermination de la largeur d'appui additionnelle C des tronçons en T comprimés

$$C = t_p \times \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 f_{jd} \gamma_{Mb}}} = 64 \text{ mm}$$

Avec

- $f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 14.2 \text{ MPa}$
- $\beta_j = \frac{2}{3}$  : Coefficient du matériau de scellement
- $f_{cd} = f_{c28} = 25$  : La résistance de calcul de béton

$$d = \frac{h_p - h_c}{2} = 125 \text{ mm}$$

On a  $C < d$

$$\text{Donc } \beta_c = c = 64 \text{ mm}$$

Calcul de la section efficace  $A_{eff}$ 

$$A_{eff} = 2 \cdot A_{eff1} + A_{eff2}$$

$$A_{eff1} = (d + c + t_f) \times b_{plaque}$$

$$A_{eff1} = 128400 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff2} = (h_{pot} - 2t_f - 2c)(2c + t_w)$$

$$A_{eff2} = 25806 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = 154206 \text{ mm}^2$$

- Vérification du béton sous la base du poteau (fut)

$$\sigma_{moy} = N_{sdc}^{max} = \frac{N_{sdc}}{A_{eff}} = 3.12 \leq f_{jd} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

- Vérification de la plaque d'assise

Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{f_{jd} \times b_p \times c^2}{2} = 17.177 \text{ MPa} \leq M_{Rd} = \frac{w_{ely} f_y}{\gamma_{M0}} = 17.2 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

Calcul de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise

Cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{vRd}$$



$$F_{vRd} = F_{fRd} = C_f \cdot d \times N_{sd} = 240.87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 6,78 \text{ KN} < F_{vRd} = 240.87 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- Vérification de la résistance des tiges d'ancrage

$$F_{tsd} \leq \min ( F_{t,Rd} ; F_{b,rd} )$$

- $F_{b,rd} = \pi \times \emptyset \times (L_1 + 6.4c_r + 3.5L_2) \times f_{bd}$

$L_1$  : longueur droite noyée dans le béton

$c_r$ : rayon moyen de courbure de la tige  $\geq 3.\emptyset$

$L_2$ : longueur de retour de la tige ([1.5 $\emptyset$ ;2 $\emptyset$ ])

$f_{bd}$ : Contrainte ultime d'adhérence  $f_{bd} = \frac{0.36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = 1.2 \text{ Mpa}$

$$F_{b,rd} = \pi \times 26 \times (400 + 6.4 \times 81 + 3.5 \times 50) \times 1.2 = 107.2 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{1.5} = \frac{0.9 \times 800 \times 353}{1.5} = 169.44 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = \frac{N_{s,dtmax}}{n_{tige}} = 24.9 \text{ KN} \leq \min ( F_{t,Rd} ; F_{b,rd} ) = 107.2 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

- La résistance de frottement entre le béton et l'acier dans le cas d'une compression

$$V_{sdmax} = 6,78 \text{ KN} \leq F_{t,Rd} = 240.87 \text{ KN} \text{ Vérifiée}$$

Donc on n'a pas besoin des bâches

## **Chapitre IX :**

### **Ferraillage des éléments structuraux**

**(Bloc administratif)**

### IX. 1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations. La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

### IX. 2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

#### Selon le Règlement BAEL 91

Ceux sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

- $1,35 G + 1,5Q$  à l'E.L. U
- $G + Q$  à l'E.L. S

#### Selon le Règlement RPA99

Ceux sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N^{max} ; M^{corr}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant  $N^{min} ; M^{corr}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant  $N^{corr} ; M^{max}$

Tableau IX. 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

	$\gamma_s$	$\gamma_b$	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$f_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	500	333.33
Situation accidentelle	1.15	1.00	25	18.48	500	434.78

Pour le calcul de la section du ferrailage, on utilise les caractéristiques des matériaux représentées dans le tableau suivant :

#### Recommandations du RPA99/version 2003

##### a) Armatures longitudinales

D'après le [1] (**article 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

$$A_s > 0,9\% b_a.$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing l$ .
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales

##### b) Armatures transversales [6] (art A.8.1,3)

1) Le diamètre des armatures transversales :  $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_l}{3}$

2) leur espacement :  $St \leq \min(15 \varnothing_l ; 40cm ; a + 10 cm)$

3) La quantité des armatures transversales  $AtStb1$  en % est donnée comme suit :

Si  $\lambda g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$

Si  $\lambda g \leq 5 \rightarrow 0,8\%$

Si  $3 < \lambda g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda g$ : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = (0.7l)$ )

### Calcul de ferrailage

$$C = C' = 3cm ; d = h - c = 30 - 3 = 27cm$$

Tableau IX. 2 : Résume les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison.

ELU		G + Q + E		0.8G + E		ELS	
$N^{max}$	$M^{corr}$	$M^{MAX}$	$N^{corr}$	$N^{min}$	$M^{corr}$	$N^{max}$	$M^{corr}$
489,438	4,8553	48,0095	42,1721	-74,0243	13,9443	349,0811	3,4635

### Ferrailage longitudinal

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b.d^2} ; \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; Zu = d(1 - 0.4 \alpha) ; A_s = \frac{M}{Zu \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

### Vérification des sections : RPA (99ver2003)

D'après [1] on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{min} = A_s > 0.9\% b \times h$$

$$A_{min} = A_s > 0.9\%(30 \times 30) = 8.1cm^2$$

#### Zone courante

$$A_{max} = 4\% b \times h = 4\%(30 \times 30) = 36cm^2$$

#### Zone de recouvrement

$$A_{max} = 6\% b \times h = 6\%(30 \times 30) = 54cm^2$$

### Condition de non-fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{500} = 0,78cm^2$$

$$A_{cal} = \max(A_{S1}; A_{S2}; A_{S3}; A_{min}) = 6.14cm^2$$

On adopte : 4HA14 = 6.16cm<sup>2</sup>

Tableau IX. 3 : Ferrailages des poteaux carrés

	Section	Sollicitations	$A_{sCal}(cm^2)$	$A'_S(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix des armatures	$A_{s\ adpt}(cm^2)$
1	30 × 30	$N^{max}; M^{corr}$	6.14	0	8.1	4HA14	6.16
2	30 × 30	$M^{MAX}; N^{corr}$	5.177	0	8.1	4HA14	6.16
3	30 × 30	$N^{min}; M^{corr}$	2.508	0	8.1	4HA14	6.16

Vérification à L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service. Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de  $(N_{ser}, M_{ser})$ .

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 349,0811\text{KN}, M_{ser} = 3,4635\text{KN.m}$$

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) = 30 \times 30 + 15(5.177 + 6.14) = 1069.755\text{cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1 \cdot C + A_2 \cdot d) \right]$$

$$v_1 = \frac{1}{1069.75} \left[ \frac{30 \times 30^2}{2} + 15(5.177 \times 27 + 6.14 \times 3) \right] = 14.83\text{cm}^2$$

$$v_2 = h - v_1 = 15.17\text{cm}$$

$$I_{XX} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} = \frac{30}{3}(14.83^3 + 15.17^3) + 15(6.14(14.83 - 3)^2 + 5.177(15.17 - 3)^2)$$

$$I_{XX} = 91916.70\text{cm}^4$$

Vérification des contraintesEn béton

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} = \frac{349,0811}{1069.755} = 3.263\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 3.263\text{MPa} < \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$$

En acier :

$$\sigma_s = \frac{15N_{ser}}{I} = \frac{15 \times 349,0811}{91916.70} = 0.0569\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 0.0569\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 500\text{MPa}$$

Vérification de la contrainte tangentielle

$$T_u^{max} = 40,706 \text{KN}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{tj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \Rightarrow \tau_u = \frac{40.706 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.367 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.366 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du [7] et celles du [1], elles sont données comme suit :

Selon CBA 93

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{MPa} \right) \end{cases}$$

Avec

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$b$  : Largeur de la section droite.

$h$  : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\varphi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varphi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \rightarrow \text{si } \lambda g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \rightarrow \text{si } \lambda g \leq 3$$

L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale (Zone III)}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_l\right) \dots\dots \text{Zone courante (Zone III)}$$

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau IX. 4 : Espacements et choix d'armatures transversales de poteau.

Section(cm <sup>2</sup> )	$L_f$ (m)	$\lambda$	$\rho_a$	$Tu$ (KN)	Zone	$S_t$ (cm)	$A_{t\text{ cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{t\text{ adpt}}$ (cm <sup>2</sup> )
30 × 30	1.96	6.53	2.5	40.706	ZN	10	0.678	4T8	2.01
					ZC	15	1.02	4T8	2.01

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\varphi_l$  en zone III

Pour  $\varphi_l = 14 \dots L_r = 70\text{cm}$

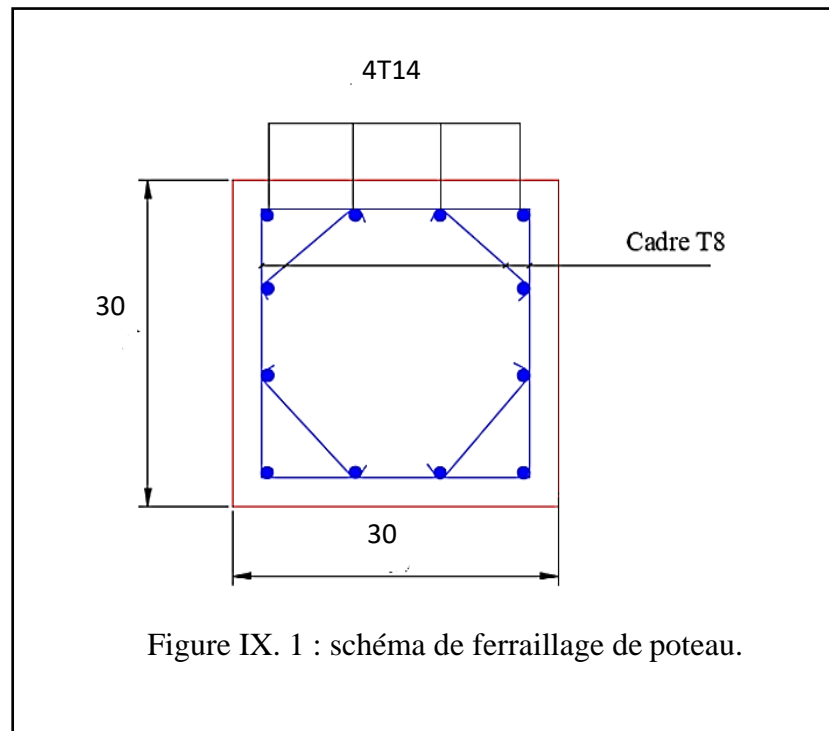


Figure IX. 1 : schéma de ferraillage de poteau.



### IX. 3. Ferrailage des poutres

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux. Les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'ELS

- Combinaisons d'actions

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes

#### Selon BAEL91

ELU :  $1.35G+1.5Q$  en travée.

ELS :  $G+Q$  en travée.

#### Selon le RPA 99/version 2003

$G + Q \pm E$  sur appuis.

$0,8G \pm E$  sur appuis.

#### Ferrailage longitudinal

#### Terrasse

Tableau IX. 5 : Combinaison de calcul de la poutre plancher Terrasse.

	ELU		ELS		G+Q+E		0.8G+E	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
Poutre P	39,6299	-71,2006	27,7513	-50,7008	30,2884	-59,6862	20,6724	-42,5602
Poutre S	7,7527	-11,5034	5,6077	-8,269	34,8342	-47,0697	37,0427	-44,8612

Tableau IX. 6 : Calcul de Ferrailage a ELU.

		M(KN.m)	$\mu$	$\mu_R$	$\alpha$	$Z_u$	$A_s(\text{cm}^2)$
Poutre P	En travée	39,6299	0.0679	0.391	0.088	356.96	2.553
	Sur appui	71,2006	0.122	0.391	0.163	345.836	4.735
Poutre S	En travée	7,7527	0.017	0.391	0.0224	317.13	5.622
	Sur appui	11,5034	0.0264	0.391	0.0334	315.724	8.380

Tableau IX. 7 : Calcul de Ferrailage  $G + Q + E$ .

		M(KN.m)	$\mu$	$\mu_R$	$\alpha$	$Z_u$	$A_s(\text{cm}^2)$
Poutre P	En travée	30,2884	0.0399	0.371	0.051	362.464	1.9219
	Sur appui	59,6862	0.0273	0.371	0.0345	364.89	1.304
Poutre S	En travée	34,8342	0.0614	0.371	0.0792	309.861	2.586
	Sur appui	47,0697	0.0829	0.371	0.108	306.13	3.536

Tableau IX. 8 : Calcul de Ferrailage  $0.8G + E$ .

		M(KN.m)	$\mu$	$\mu_R$	$\alpha$	$Z_u$	$A_s(\text{cm}^2)$
Poutre P	En travée	20,6724	0.0273	0.371	0.0345	364.891	1.303
	Sur appui	42,5602	0.0561	0.371	0.0722	359.316	2.724
Poutre S	En travée	37,0427	0.065	0.371	0.0844	309.195	2.755
	Sur appui	44,8612	0.0790	0.371	0.103	306.98	3.363

Etage courante

Tableau IX. 9 : Combinaison de calcul de la poutre plancher Etage courante.

	ELU		ELS		$G + Q + E$		$0.8G + E$	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
Poutre P	38,475	-71,2006	27,4195	-50,724	29,0728	-61,4063	15,8092	-37,5515
Poutre S	6,2467	-10,6625	4,434	-7,5371	43,1479	-51,056	45,2653	-48,9386

Tableau IX. 10 : Calcul de Ferraillage à ELU.

		M(KN.m)	$\mu$	$\mu_R$	$\alpha$	$Z_u$	$A_s(\text{cm}^2)$
Poutre P	En travée	38,475	0.0659	0.391	0.0854	357.363	2.476
	Sur appui	-71,2006	0.122	0.391	0.163	345.836	4.435
Poutre S	En travée	6,2467	0.0143	0.391	0.018	317.692	4.522
	Sur appui	-10,6625	0.0244	0.391	0.031	316.04	7.759

Tableau IX. 11 : Calcul de Ferraillage à  $G + Q + E$

		M(KN.m)	$\mu$	$\mu_R$	$\alpha$	$Z_u$	$A_s(\text{cm}^2)$
Poutre P	En travée	29,0728	0.0512	0.371	0.0657	311.584	1.866
	Sur appui	61,4063	0.081	0.371	0.1056	354.372	3.465
Poutre S	En travée	43,1479	0.076	0.371	0.0989	307.338	2.807
	Sur appui	51,056	0.0899	0.371	0.118	304.897	3.349

Tableau IX. 12 : Calcul de Ferrailage à  $0.8G + E$ .

		M(KN.m)	$\mu$	$\mu_R$	$\alpha$	$Z_u(mm^2)$	$A_s(cm^2)$
Poutre P	En travée	15,8092	0.0208	0.371	0.0263	366.105	0.863
	Sur appui	-37,5515	0.049	0.371	0.063	360.608	2.083
Poutre S	En travée	45,2653	0.0797	0.371	0.104	306.688	2.95
	Sur appui	-48,9386	0.086	0.371	0.113	305.55	3.203

Choix des armatures

Tableau IX. 13 : les armatures adoptées Etage courante.

		Mu (KN. m)	$A_{sCal}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{sCal}$
PP	En travée	38,475	2.476	1.072	6	6HA12	6.79
	Sur appui	-71,2006	4.435	1.072	6	6HA12	6.79
PS	En travée	6,2467	4.522	0.927	5.25	6HA12	6.79
	Sur appui	-10,6625	7.759	0.927	5.25	6HA14	9.24

Tableau IX. 14 : les armatures adoptées plancher terrasse.

		Mu (KN .m)	$A_{sCal}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (Cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (Cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_{sCal}$ (Cm <sup>2</sup> )
PP	En travée	39,6299	2.553	1.072	6	6HA12	6.79
	Sur appui	-71,2006	4.735	1.072	6	6HA12	6.79
PS	En travée	7,7527	5.622	0.927	5.25	6HA12	6.79
	Sur appui	-11,5034	8.380	0.927	5.25	6HA14	9.24

Vérification de la flèche : [6] (art. B.6.5.1)

Les Poutres Principales :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{500} = 0.08 > \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{30 \times 37} = 0.0061 < \frac{4.2}{500} = 0.0084$$

Condition vérifiée

Les Poutres Secondaires :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{415} = 0.084 > \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{30 \times 32} = 0.0071 < \frac{4.2}{500} = 0.0084$$

Condition vérifiée

Vérification De La Contrainte De Cisaillement : [6] (art. A.5.1.1)

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Les Poutres Principales

$$T_u^{max} = 75,5786 \text{KN}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{tj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \Rightarrow \tau_u = \frac{75,5786 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.681 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.681 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

Les Poutres Secondaires

$$T_u^{max} = 55.205 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \Rightarrow \tau_u = \frac{55.205 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.575 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.575 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)}$$

Vérification vis-à-vis de l'ELS

Comme la fissuration est peu préjudiciable donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants : Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous  $M_{ser}$ , puis elles sont comparées aux contraintes admissibles. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Béton :

$$\text{Pour } \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Une fissuration très préjudiciable } \sigma_{st} = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left( \frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\}$$

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable. On doit vérifier que

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

Tableau IX. 15 : Vérification a l'ELS.

Usage	Position	$M_{ser}$	$\sigma_{bc}$	$M_{ser}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_b$	Vérification
		(KN.m)	(MPa)	(KN.m)	(MPa)		
		Poutre (40 × 30)		Poutre (35 × 30)			
Etage courant	En travée	27,4195	4.356	4,434	0.969	15	Vérifiée
	Sur appui	-50,724	8.059	-7,5371	1.648		Vérifiée
Terrasse	En travée	27,7513	4.409	5,6077	1.226	15	Vérifiée
	Sur appui	-50,7008	8.056	-8,269	1.805		Vérifiée

Les Armatures TransversalesLes Poutres Principales :

En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq \min (h/4; 12\phi; 30cm) = 10cm.$$

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

En zone courante : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq h/2 \rightarrow St \leq 20cm \rightarrow St = 15 cm$$

h: la hauteur de la poutre.

St ≤ min (0, 9.d; 40cm) St ≤ min (33.3cm ; 40cm) la condition est vérifiée

Section minimale des armatures transversales : BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t 0.4b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{10 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.510 \text{ cm}^2$$

Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Les Poutres secondaires :

En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi; 30\text{cm}) = 8.75\text{cm}. \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales.

En zone courante : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$h$ : la hauteur de la poutre.

$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm})$   $S_t \leq \min (28.8\text{cm} ; 40\text{cm})$  la condition est vérifiée

Section minimale des armatures transversales : BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t 0.4b_0}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{10 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.510 \text{ cm}^2$$

Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

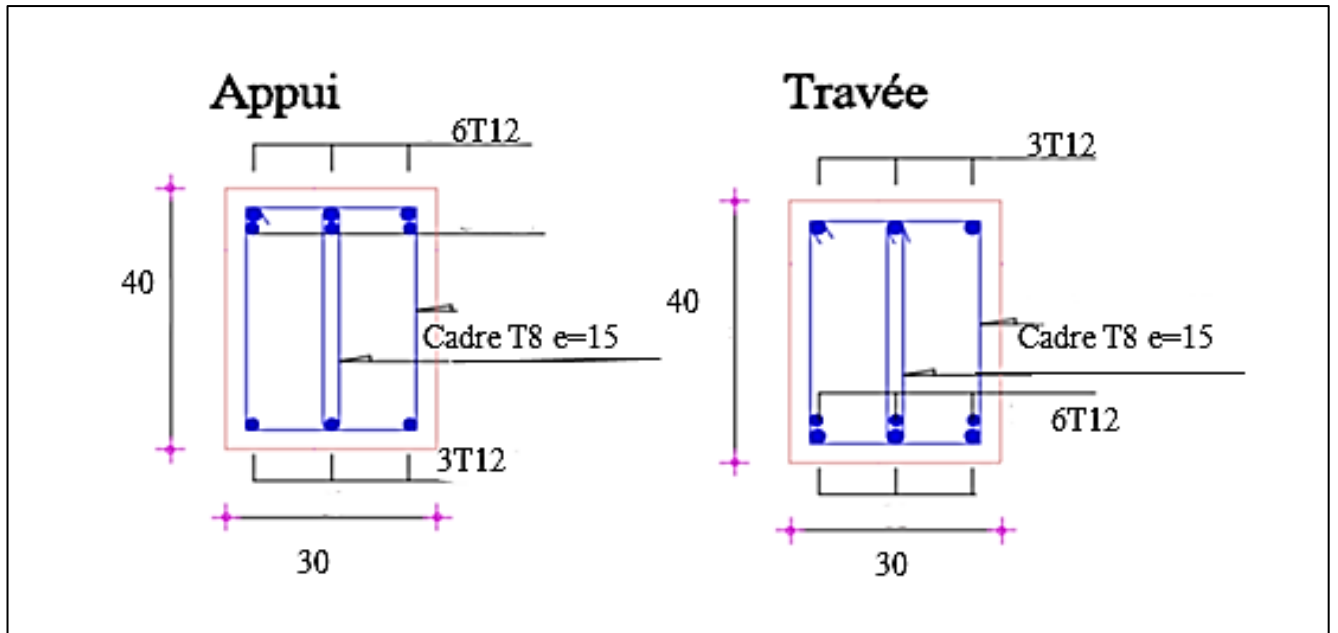


Figure IX. 2 : schéma de ferrailage poutre 40 × 30.

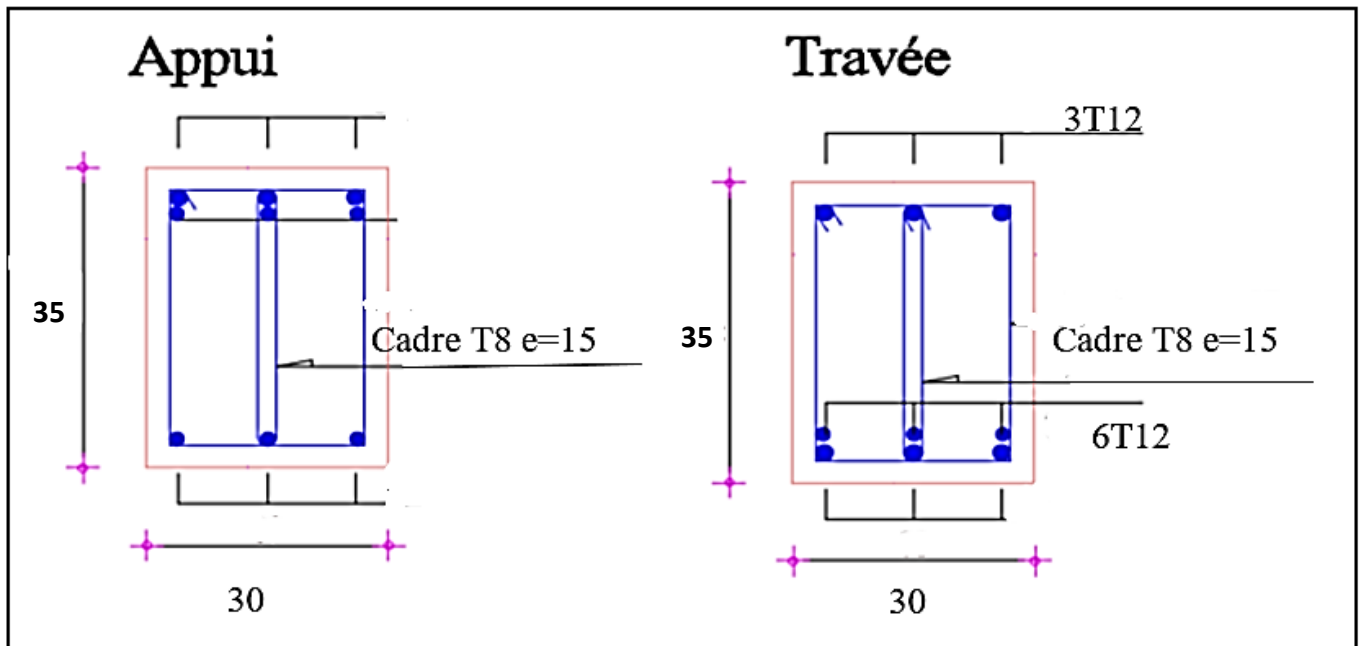


Figure IX. 3 : schéma de ferrailage poutre 35 × 30.



**IX. 3. Ferrailage des voiles**

Leur étude consiste à les considérer comme des consoles sollicitées suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

Calcul voile d'épaisseur  $e = 15$

Armatures verticales

Soit le voile V5 épaisseur 15 niveau RDC

$$M = 719.781 \text{KN.m}$$

$$N = -506.247 \text{KN}$$

$$h = 2.45 \text{m}; c = 5 \text{cm}$$

$$d = h - c = 2.3 \text{m}; a = 0,15 \text{m}$$

Détermination de l'excentricité  $e$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a = \frac{719.781}{506.247} + 0.02 = 1.442 \text{m}$$

$$e_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{cm} \\ \frac{H}{250} \end{array} \right. \rightarrow e_a = 2 \text{cm} = 0.02 \text{m}$$

$$a = (0.337h - 0.81c'). b. h \sigma_b$$

$$a = (0.337 \times 2800 - 0.81 \times 500) 150 \times 2800 \times 18.5 = 4184922 \text{KN}$$

$$b = N(d - c') - M_{ua} = 506.247(2.4 - 0.05) - 1314.621 = -124.94 \text{KN}$$

$$M_{ua} = M + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 719.781 + 506.247 \left( 2.4 - \frac{2.45}{2} \right) = 1314.621 \text{KN.m}$$

$a > b$  ..... Donc la section est partiellement comprimée

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left( 15; \frac{20e_1}{h} \right)$$

$$\frac{20e_1}{h} = \frac{20 \times 1.442}{2.45} = 11.77$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.81 < 15 \dots\dots\dots CV$$

### Calcul de ferrailage

#### Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_{ua} + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1314.621 + 506.247 \left( 2.4 - \frac{2.45}{2} \right) = 1909.46 KN.M$$

$$\sigma_b = 18.48 MPa \text{ Cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 500 MPa$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b b.d^2} = \frac{1909.46 \times 10^3}{18.48 \times 15 \times 240^2} = 0.119 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ (Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.158$$

$$Zu = d(1 - 0.4 \alpha) = 234.832 mm$$

$$A_f = \frac{M_A}{Zu \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1909.46 \times 10^6}{234.832 \times 500} = 1706.54 mm^2 = 17.06 cm^2$$

#### Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 17.06 - \frac{506.247 \times 10^3}{100 \times 500} = 6.935 cm^2$$

#### L'armature verticale minimale

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{506.247 \times 10^3}{150 \times 2450} + \frac{6 \times 1909.46 \times 10^6}{150 \times 2450^2} = 14.2 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{506.247 \times 10^3}{15 \times 2450} - \frac{6 \times 1909.46 \times 10^6}{15 \times 2450^2} = -11.346 MPa$$

$$\sigma_1 > 0 ; \sigma_2 < 0 ; l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 2.45 \times \frac{11.346}{11.346 + 14.2} = 1.2 m$$

$$l_c = l - l_t = 0.78 m$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.002 \times 122 \times 15 = 3.66 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.005 \times b \times h$$

$$A_{min}^g = 0.005 \times 15 \times 245 = 5.52 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$\text{Dans la zone tondue : } A = \max(A_{min}^{RPA}; A_{cal}) \rightarrow A = \max(3.66; 6.935) = 6.935 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$h' = h - l_t = 12.3 \text{ cm}$$

$$A_{min2} = 0.001 \times b \times l_t$$

$$A_{min2} = 0.001 \times 15 \times 12.3 = 0.185 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 \times A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 6.935 + 0.185 = 14.06 \text{ cm}^2 > A_{min}^g = 5.52 \text{ cm}^2 \dots \text{ CV}$$

$$\text{Donc : } A_{adop} = 6.935 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 8T12 \rightarrow 9.05 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

- D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5a; 30 \text{ cm}) = \min(22.5; 30) \text{ cm} \text{ On prendre } S=20 \text{ cm}$$

- Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

Les espacements suivant le [6] sont négligés par rapport ceux donnés par le [1]

Choix d'armature

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adp}}{2} = \frac{9.05}{2} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \begin{cases} A_{nap1} \\ A_{nap2} \end{cases} = 4T12 = 4.52cm^2$$

### Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement est :  $\tau_b = 1.4 \times \frac{T_{calcul}}{b_0 d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

$b_0$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{257,296 \times 10^3}{150 \times 2450} = 0.980MPa$$

La contrainte limite est :  $\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$

$$\tau_b = 0.980MPa \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

### Armatures horizontales

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

### Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1 = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25cm^2$$

### En zone courante

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5cm^2$$

Donc on prend :  $A_{hor} = 8T6=2.26cm^2$

### L'espace des barres

### Armatures Horizontales

On a pour chaque nappe 4T6 par ml, donc on prend St = 20 cm.

Les Armatures Transversales : (armatures perpendiculaires aux faces du mur) D'après les [1], les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, on prendra 05 épingle/m<sup>2</sup>

Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

Il faut que :  $\sigma_e \leq \bar{\sigma}_b = 18.5MPa$

La vérification se fait pour la combinaison suivante :  $G + Q + E$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{506.247 \times 10^3}{150 \times 2450} + \frac{6 \times 1909.46 \times 10^6}{150 \times 2450^2} = 14.2MPa \leq \bar{\sigma}_b$$

$$= 18.5MPa$$

$\sigma_e = 14.2MPa \leq \bar{\sigma}_b = 18.5MPa$  Vérifiée

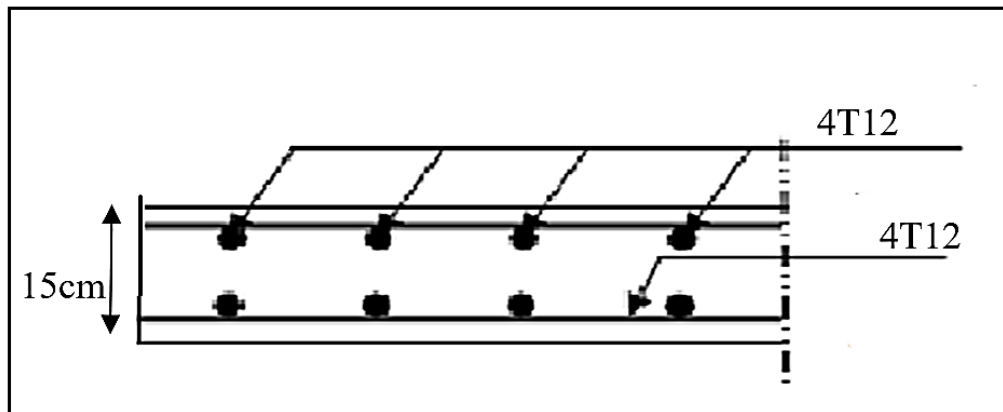


Figure IX. 4 : Coupe horizontale du ferrailage du voile.

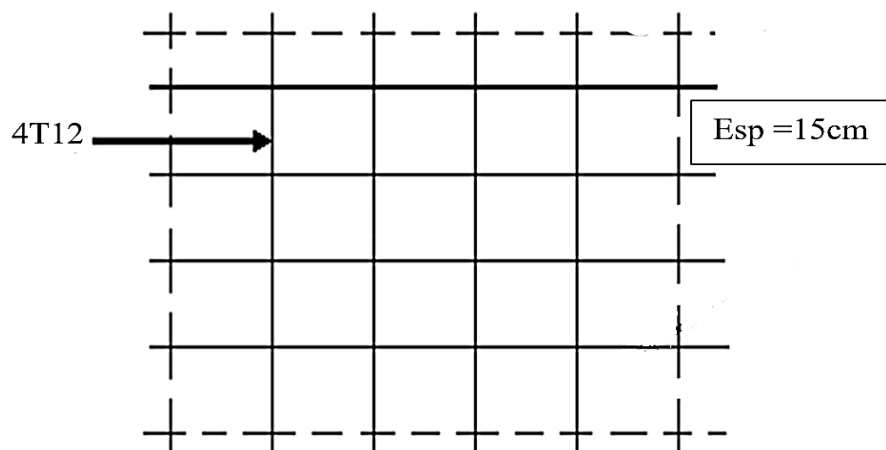


Figure IX. 5 : La disposition du ferrailage du voile 15cm.

## **Chapitre X :**

### **Etude de l'infrastructure**

### X.1. Introduction

Les fondations sont les éléments de la construction qui assurent la transmission et la répartition des charges de la superstructure au sol d'assise, et qui sont essentielles pour la stabilité et la durabilité de la construction.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- Facilité d'exécution et l'aspect économique.

### X.2. Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier. D'après le rapport géotechnique on a

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} .$$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure pour cela, une couche de béton (béton de propreté) est posée sur le sol qui est dosée à  $150 \text{ Kg/m}^3$  et de  $10 \text{ cm}$  d'épaisseur.

### X.3. Choix du type de fondation

On commence le choix des fondations par des semelles isolées, filante et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

#### X.3.1. Semelles isolées sous poteaux

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité afin d'assurer la validité de la semelle isolée :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_{ser} = 1369.125 \text{ KN}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{1369.125}{200} \rightarrow S = 6.8456 \text{ m}^2 .$$

$$A = B = \sqrt{S} = 2.616 \text{ m}$$

$$A = 3.00 \text{ m}$$

Il faut aussi vérifier que :  $L_{\min} \geq 1.5 \times B$  [11]

Tel que :  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

Dans notre cas,  $L_{\min} = 2.18 \text{ m} < 1.5 \times 3 = 4.5 \text{ m}$  non vérifié

### Remarque

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles pour notre cas d'étude donc on passe alors au choix des semelles filantes.

### X.3.2. Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres, de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

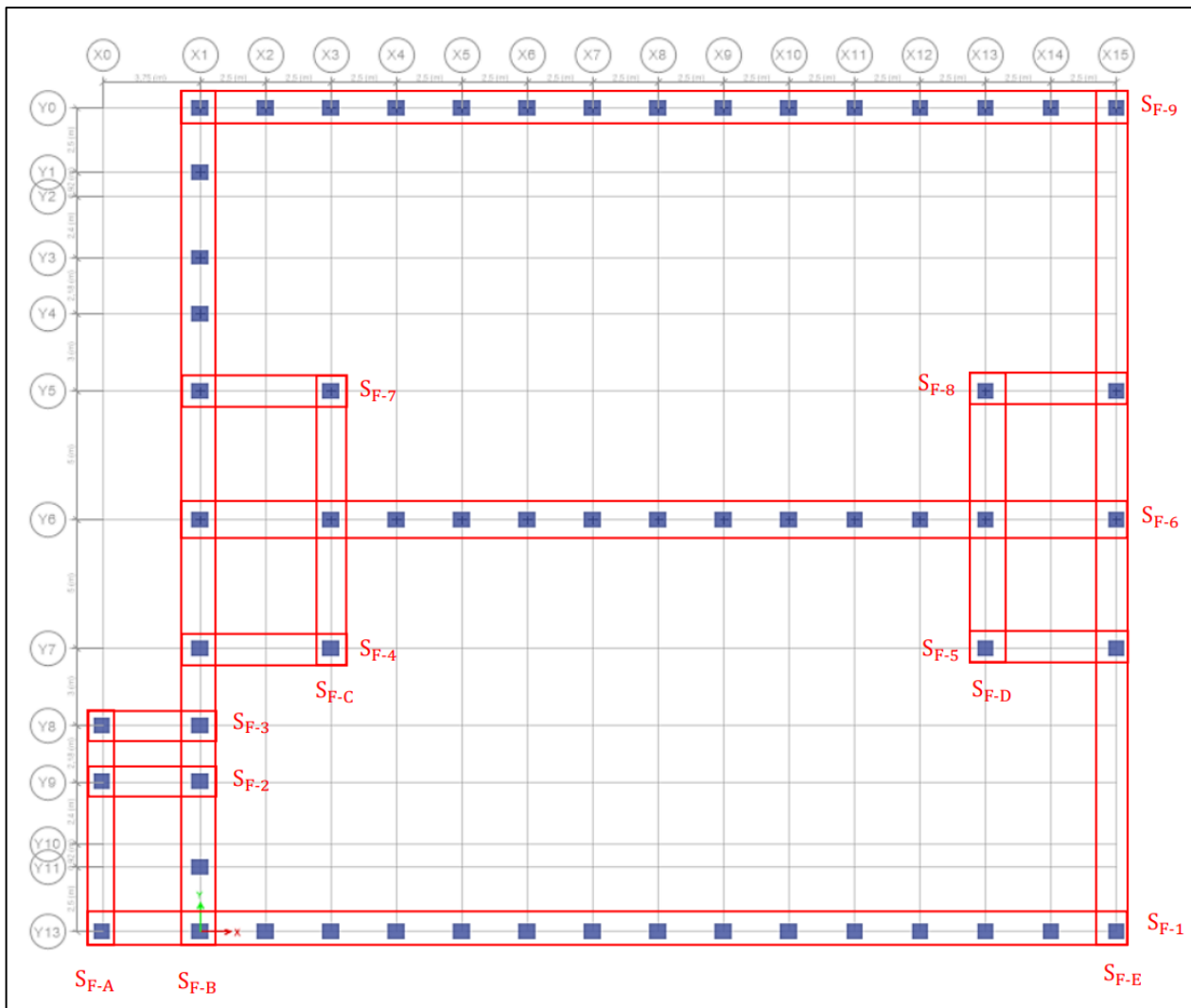
L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

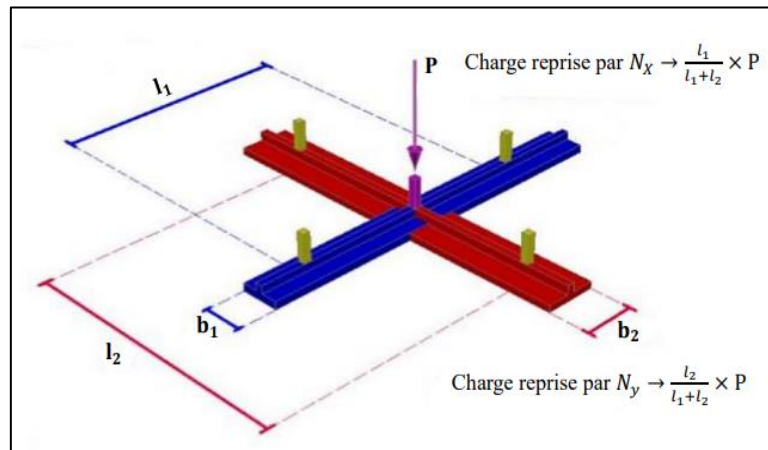
$$\frac{S_f (\text{m}^2)}{S_{\text{tot}} (\text{m}^2)} < 50\% .$$



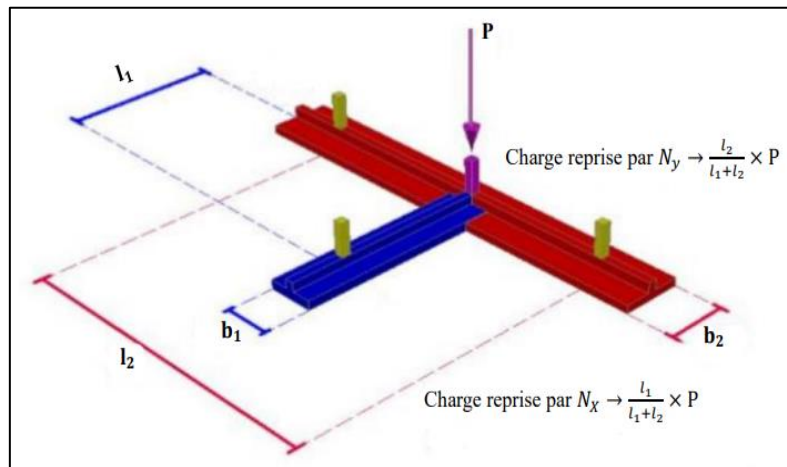


Figures X.1: Schéma des semelles filantes.

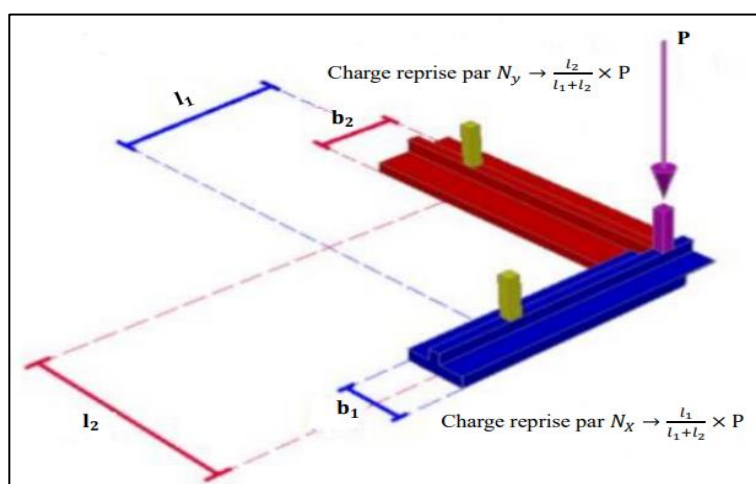
- Détermination des coefficients de répartition



Figures X.2: Répartition des charges pour les poteaux centraux.



Figures X.3: Répartition des charges pour les poteaux de rives.



Figures X.4: Répartition des charges pour les poteaux d'angle.

Exemple de calcul

Le poteau de rive ( $X_1 - Y_0$ ):  $P = 267.577$  KN

$$(X_1 - Y_0)_x = \frac{2.5}{2.5 + 2.5} \times 267.577 = 0.5 \times 267.577 = 133.788 \text{ KN}$$

$$(X_1 - Y_0)_y = \frac{2.5}{2.5 + 2.5} \times 267.577 = 0.5 \times 267.577 = 133.788 \text{ KN}$$

Tableau X.1: Répartition des charges à ELS pour les poteaux d'angle.

Poteaux	Coeff % (x-x)	Coeff % (y-y)	P(KN)	N <sub>x</sub> (KN)	N <sub>y</sub> (KN)
( $X_1 - Y_0$ )	0.5	0.5	267.577	133.788	133.788
( $X_0 - Y_8$ )	0,632	0,368	185.631	117,318	68,312
( $X_0 - Y_{13}$ )	0,392	0,628	260.905	102,274	163,848
( $X_3 - Y_5$ )	0,5	0,5	849.938	424,969	424,969
( $X_3 - Y_7$ )	0,5	0,5	1016.655	508,327	508,327
( $X_{13} - Y_5$ )	0,5	0,5	1024.013	512,006	512,006
( $X_{13} - Y_7$ )	0.5	0.5	1016.655	508.327	508.327
( $X_{15} - Y_0$ )	0,185	0,8148	1022,61	189,182	833,236
( $X_{15} - Y_{13}$ )	0,185	0,8148	894,8	165,538	729,096

Tableau X.2: Répartition des charges à ELS pour les poteaux centraux.

Poteaux	Coeff % (x-x)	Coeff % (y-y)	P(KN)	N <sub>x</sub> (KN)	N <sub>y</sub> (KN)
( $X_3 - Y_6$ )	0,333	0,667	597.314	198,905	398,408
( $X_{13} - Y_6$ )	0,432	0,658	639.835	276,408	421,011

Tableau X.3: Répartition des charges à ELS pour les poteaux de rive.

Poteaux	Coeff % (x-x)	Coeff % (y-y)	P(KN)	N <sub>x</sub> (KN)	N <sub>y</sub> (KN)
(X <sub>1</sub> - Y <sub>5</sub> )	0.625	0.615	491.865	307.415	302.683
(X <sub>1</sub> - Y <sub>6</sub> )	0.5	0.667	399.347	199.673	266.364
(X <sub>1</sub> - Y <sub>7</sub> )	0.385	0.8	638.716	245.905	510.972
(X <sub>1</sub> - Y <sub>8</sub> )	0.435	0.58	245.477	106.782	142.376
(X <sub>1</sub> - Y <sub>9</sub> )	0.405	0.595	341.934	138.483	203.450
(X <sub>1</sub> - Y <sub>13</sub> )	0.714	0.285	408.396	291.594	116.392
(X <sub>0</sub> - Y <sub>9</sub> )	0,319	0,68	499.007	159,183	339,324
(X <sub>15</sub> - Y <sub>5</sub> )	0.119	0.762	1482.995	176.547	1129.9
(X <sub>15</sub> - Y <sub>6</sub> )	0,333	0.667	946.738	315.579	631.1586
(X <sub>15</sub> - Y <sub>7</sub> )	0.238	0,762	1260.482	300.114	960.367

On a considéré que les efforts revenant aux poteaux (X<sub>15</sub> - Y<sub>0</sub>), (X<sub>15</sub> - Y<sub>13</sub>),

(X<sub>15</sub> - Y<sub>5</sub>), (X<sub>15</sub> - Y<sub>6</sub>), (X<sub>15</sub> - Y<sub>7</sub>) Sont multipliés foi deux car on a deux blocks séparés par un joint de dilatation.

- Calcul les efforts de la structure dans la semelle filante

**Suivant X**

Tableau X.4: Sections initial des semelles filantes sens x-x.

Files	N <sub>x</sub> (KN)	L(m)	B(m)	S(m <sup>2</sup> )
1	9113,163	38,75	1,2	46,5
2	297,666	3,75	0,4	1,5
3	224,101	3,75	0,3	1,125
4	754,233	5	0,8	4
5	738,01	5	0,75	3,75
6	13154,338	35	1,9	66,5
7	732,384	5	0,75	3,75
8	882,755	5	0,9	4,5
9	8560,05	35	1,25	43,75

## Suivant Y

Tableau X.5: Sections initial des semelles filantes sens y-y.

Files	$N_y$ (KN)	L(m)	B(m)	S(m <sup>2</sup> )
A	378,776	8	0,25	2
B	2075,682	32	0,35	11,2
C	1132,202	10	0,6	6
D	1211,304	10	0,65	6,5
E	4283,757	32	0.7	22.4

Surface de la semelle filante  $S_{sem} = 205.575 \text{ m}^2$

$$\frac{S_f (m^2)}{S_{tot}(m^2)} = \frac{223.475}{1240} = 18.022 \% < 50 \%$$

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment, pour cela on a opté pour des semelles filantes comme type de fondation.

**X.3.2.1. Calcul des semelles filantes**

On suppose que le poids propre de la semelle et des nervures est pris en compte en majorant de 10 % la charge permanente G revenant des poteaux.

Tableau X.6: Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux d'angle.

Poteaux	G (kN)	Q (kN)	$N_{ser}$ (KN) (1.10G + Q)	$N_x$ (KN)	$N_y$ (KN)
(X <sub>1</sub> - Y <sub>0</sub> )	190,195	77,381	286,596	143,298	143,298
(X <sub>0</sub> - Y <sub>8</sub> )	135,249	50,381	199,156	125,866	73,289
(X <sub>0</sub> - Y <sub>13</sub> )	188,437	72,467	279,748	109,661	175,682
(X <sub>3</sub> - Y <sub>5</sub> )	596,675	253,262	909,605	454,802	454,802
(X <sub>3</sub> - Y <sub>7</sub> )	714,746	301,908	1088,129	544,064	544,064
(X <sub>13</sub> - Y <sub>5</sub> )	723,530	300,482	1096,365	548,182	548,182
(X <sub>13</sub> - Y <sub>7</sub> )	597,038	248,741	905,483	452,741	452,741
(X <sub>15</sub> - Y <sub>0</sub> )	367,927	143,377	1096,194	202,796	893,179
(X <sub>15</sub> - Y <sub>13</sub> )	320,489	126,910	958,898	177,396	781,310

Tableau X.7: Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux centraux.

Poteaux	G (kN)	Q (kN)	$N_{ser}(KN)$ (1.10G + Q)	$N_x(KN)$	$N_y(KN)$
$(X_3 - Y_6)$	421,116	176,197	639,425	212,928	426,496
$(X_{13} - Y_6)$	451,653	188,181	684,999	295,9199	450,729
$(X_4 - Y_6)$	971,312	397,812	1466,256	1466,256	1466,256
$(X_5 - Y_6)$	971,255	397,812	1466,193	1466,193	1466,193
$(X_6 - Y_6)$	971,255	397,812	1466,193	1466,193	1466,193
$(X_7 - Y_6)$	971,255	397,812	1466,193	1466,193	1466,193
$(X_8 - Y_6)$	971,255	397,812	1466,193	1466,193	1466,193
$(X_9 - Y_6)$	971,255	397,812	1466,193	1466,193	1466,193
$(X_{10} - Y_6)$	971,255	397,812	1466,193	1466,193	1466,193
$(X_{11} - Y_6)$	971,255	397,812	1466,193	1466,193	1466,193
$(X_{12} - Y_6)$	971,312	397,812	1466,256	1466,256	1466,256

Tableau X.8: Répartition des efforts à l'ELS pour les poteaux de rive.

Poteaux	G (kN)	Q (kN)	$N_{ser}(KN)$ (1.10G + Q)	$N_x(KN)$	$N_y(KN)$
$(X_1 - Y_5)$	355,255	136,609	527,390	329,619	324,345
$(X_1 - Y_6)$	286,356	112,991	427,982	213,991	285,464
$(X_1 - Y_7)$	454,997	183,719	684,2162	263,423	547,372
$(X_1 - Y_8)$	175,317	70,159	263,008	114,408	152,545
$(X_1 - Y_9)$	227,056	114,878	364,640	147,679	216,960
$(X_1 - Y_{13})$	291,543	116,853	437,550	312,410	124,701
$(X_0 - Y_9)$	330,774	168,232	532,084	169,735	361,817
$(X_{15} - Y_5)$	530,338	211,159	1589,062	189,098	1210,865
$(X_{15} - Y_6)$	338,357	135,011	1014,409	337,798	676,611
$(X_{15} - Y_7)$	451,402	178,838	1350,762	321,481	1029,281
$(X_2 - Y_0)$	209,464	92,033	322,444	322,444	322,444
$(X_3 - Y_0)$	490,642	205,481	745,188	745,188	745,188
$(X_4 - Y_0)$	300,465	123,352	453,864	453,864	453,864
$(X_5 - Y_0)$	590,001	237,307	886,309	886,309	886,309
$(X_6 - Y_0)$	493,732	200	743,105	743,105	743,105
$(X_7 - Y_0)$	549,694	220,467	825,130	825,130	825,130
$(X_8 - Y_0)$	325,675	131,774	490,018	490,018	490,018

$(X_9 - Y_0)$	621,2128	247,7583	931,09238	931,09238	931,09238
$(X_{10} - Y_0)$	493,7326	200	743,10586	743,10586	743,10586
$(X_{11} - Y_0)$	510,3063	205,2243	766,56123	766,56123	766,56123
$(X_{12} - Y_0)$	293,7458	119,3882	442,50858	442,50858	442,50858
$(X_{13} - Y_0)$	511,3669	205,1584	767,66199	767,66199	767,66199
$(X_{14} - Y_0)$	238,9739	97,9952	360,86649	360,86649	360,86649
$(X_2 - Y_{13})$	223,6934	92,4695	338,53224	338,53224	338,53224
$(X_3 - Y_{13})$	502,6858	202,5055	755,45988	755,45988	755,45988
$(X_4 - Y_{13})$	299,8862	122,1708	452,04562	452,04562	452,04562
$(X_5 - Y_{13})$	549,1355	221,8355	825,88455	825,88455	825,88455
$(X_6 - Y_{13})$	498,9848	202,1875	751,07078	751,07078	751,07078
$(X_7 - Y_{13})$	598,0939	237,9207	895,82399	895,82399	895,82399
$(X_8 - Y_{13})$	329,0931	133,216	495,21841	495,21841	495,21841
$(X_9 - Y_{13})$	585,1524	235,4259	879,09354	879,09354	879,09354
$(X_{10} - Y_{13})$	498,9848	202,1875	751,07078	751,07078	751,07078
$(X_{11} - Y_{13})$	563,3025	224,1145	843,74725	843,74725	843,74725
$(X_{12} - Y_{13})$	301,0111	122,0279	453,14011	453,14011	453,14011
$(X_{13} - Y_{13})$	513,2841	206,05	770,66251	770,66251	770,66251
$(X_{14} - Y_{13})$	234,4536	96,5907	354,48966	354,48966	354,48966
$(X_1 - Y_1)$	112,381	42,00	165,625	165,625	165,625
$(X_1 - Y_3)$	89,098	31,871	129,879	129,879	129,879
$(X_1 - Y_4)$	108,455	39,116	158,417	158,417	158,417
$(X_1 - Y_{11})$	166,515	62,596	245,762	245,762	245,762

**X.3.2.2. Dimensionnement des semelles filantes**

- La largeur de la semelle filante  $B_{SF}(m)$

Condition de contrainte à l'ELS :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} = \frac{N}{B_{SF} \times L_{SF}} \leq \sigma_{sol}$$

On prend le débord :  $d = \frac{B_{SF}}{2}$

$$\rightarrow L_{SF} = \sum L_i + B_{SF}$$

On a :

$$(\sum L_i + B_{SF}) \times (B_{SF}) \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\rightarrow B_{SF}^2 + (\sum L_i + B_{SF})B_{SF} - \frac{N}{\sigma_{sol}} = 0$$

Avec

$B_{SF}(m)$  : la largeur de la semelle filante.

$L_{SF}(m)$  : la longueur de la semelle filante.

$\sum L_i(m)$  : la longueur de fil considéré.

- La longueur de la semelle filante  $L_{SF}(m)$

$$L_{SF} = \sum L_i + B_{SF}$$

- La hauteur de la semelle filante  $h_{SF}(m)$

$$h_{SF}(m) \geq \frac{B_{SF} - b_{pot}}{4} + 5 \text{ cm}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux qui suit pour les deux sens :

Tableau X.9: Dimensions des semelles filantes sens x-x.

Semelle	$N_x(KN)$	$\sum L_i(m)$	$B_{calc}(m)$	$B_{SF}(m)$	$L_{SF}(m)$	$h_{calc}(m)$	$h_{SF}(m)$
1	9165,708	38,75	1,148	1,95	40,7	0,45	0,45
2	317,414	3,75	0,384	1,95	5,7	0,45	0,45
3	240,275	3,75	0,297	1,95	5,7	0,45	0,45
4	807,488	5	0,707	1,95	6,95	0,45	0,45
5	774,223	5	0,681	1,95	6,95	0,45	0,45
6	14256,50	35	<b>1,930</b>	1,95	36,95	0,45	0,45
7	784,422	5	0,689	1,95	6,95	0,45	0,45
8	737,281	5	0,652	1,95	6,95	0,45	0,45
9	8823,951	35	1,218	1,95	36,95	0,45	0,45

Tableau X.10: Dimensions des semelles filantes sens y-y.

Semelle	$N_y(KN)$	$\sum L_i(m)$	$B_{calc}(m)$	$B_{SF}$	$L_{SF}$	$h_{calc}$	$h_{SF}(m)$
A	610,789	8	0,365	1,95	9,95	0,45	0,45
B	2494,374	32	0,385	1,95	33,95	0,45	0,45
C	1425,364	10	0,668	1,95	11,95	0,45	0,45
D	1451,654	10	0,679	1,95	11,95	0,45	0,45



### X.3.2.3. Dimensionnement des nervures

#### Largeur des nervures

$$\text{Condition de coffrage : } b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

On opte pour :  $b_N = 55 \text{ cm}$

#### Hauteur des nervures

- Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a  $L_{max} = 5m \rightarrow 33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 50 \text{ cm}$

- Condition de la raideur du sol

Pour étudier la raideur d'une nervure, on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante :  $L_{max} \leq \left(\frac{\pi}{2}\right) \times l_e + a$

Avec

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{B_{SF} \times K}}$$

I : inertie de la semelle ;  $I = \frac{b \cdot h_2^3}{12}$

E : module d'élasticité du béton (20000 Mpa)

K : coefficient de raideur du sol

b : largeur de semelle en contact avec le sol

Voici nos paramètres :

$E = 20000 \text{ Mpa}$  ;  $B_{SF} = 1.95 \text{ m}$  ;  $a = 35 \text{ cm}$  ;  $K = 40 \text{ MPa/m}$  (sol de densité moyenne)

AN :  $h_2 = 120 \text{ cm}$

$h = \max(h_1; h_2)$  On opte pour :  $h_n = 120 \text{ cm}$

**X.3.2.4. Vérification de la portance du sol avec le poids exact de la semelle et des nervures**

Tableau IX.11: Vérification de la portance du sol sens x-x.

Semelle	G(KN)	Q(KN)	G <sup>nervure+semelle</sup> (KN)	N <sub>ser</sub> (KN)	σ(Kpa)	σ <sub>sol</sub> (Kpa)	Vérification
1	6516,1	2623,033	1564,406	10703,540	134,864	200	Vérifiée
2	557,831	283,110	219,093	1060,035	95,369	200	Vérifiée
3	310,568	120,541	219,093	650,202	58,497	200	Vérifiée
4	1169,74	485,628	267,140	1922,508	141,856	200	Vérifiée
5	1048,44	427,579	267,140	1743,160	128,62	200	Vérifiée
6	10125,4	2192,694	1420,265	13738,359	190,671	200	Vérifiée
7	951,931	389,872	267,140	1608,944	118,719	200	Vérifiée
8	1253,87	511,641	267,140	2032,652	149,983	200	Vérifiée
9	6187,14	2506,700	1420,265	10114,106	140,371	200	Vérifiée

Tableau IX.12: Vérification de la portance du sol sens y-y.

Semelle	G(KN)	Q(KN)	G <sup>nervure+semelle</sup> (KN)	N <sub>ser</sub> (KN)	σ(Kpa)	σ <sub>sol</sub> (Kpa)	Vérification
A	654,462	291,081	307,5	1253,043	80,323	200	Vérifiée
B	2457,17	988,182	1230	4675,352	74,925	200	Vérifiée
C	1732,54	731,369	384,375	2848,284	146,065	200	Vérifiée
D	1772,22	737,405	384,375	2894,000	148,410	200	Vérifiée

**X.3.2.5. Vérification de la stabilité au renversement**

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :  $e_0 = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$

Avec

M<sub>r</sub> : Moment de renversement dû aux forces sismique

$$M_r = \sum V_0 h + M_0$$

M<sub>0</sub> : Moment à la base de la structure ; M<sub>0</sub> = 0.00 KN (la structure est articulé à la base)

V<sub>0</sub>: L'effort tranchant à la base de la structure.

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure.

N<sub>r</sub> : Poids de la structure (y compris les semelles).

Tableau X.13: Vérification de la stabilité au renversement sens x-x.

Semelle	B(m)	$N_r$	$M_0$ (KN. m)	$V_0$ (KN)	$M_r$ (KN. m)	$e_0$ (m)	$\frac{B}{4}$ (m)	Vérification
1	40,7	10703,540	0.00	459,395	1148,487	0,107	10,175	Vérifiée
2	5,7	1060,035	0.00	81,579	203,948	0,192	1,425	Vérifiée
3	5,7	650,202	0.00	6,159	15,399	0,023	1,425	Vérifiée
4	6,95	1922,508	0.00	9,019	22,5495	0,011	1,737	Vérifiée
5	6,95	1743,160	0.00	6,570	16,4265	0,009	1,737	Vérifiée
6	36,95	13738,359	0.00	7,392	18,481	0,001	9,237	Vérifiée
7	6,95	1608,944	0.00	9,450	23,626	0,014	1,737	Vérifiée
8	6,95	2032,652	0.00	24,811	62,029	0,030	1,737	Vérifiée
9	36,95	10114,106	0.00	462,009	1155,022	0,114	9,237	Vérifiée

Tableau X.14: Vérification de la stabilité au renversement sens y-y.

Semelle	B(m)	$N_r$	$M_0$ (KN. m)	$V_0$ (KN)	$M_r$ (KN. m)	$e_0$ (m)	$\frac{B}{4}$ (m)	Vérification
A	9,95	1253,043	0.00	158,471	396,19	0,31618	2,4875	Vérifiée
B	33,95	4675,352	0.00	136,785	341,96	0,0731	8,4875	Vérifiée
C	11,95	2848,284	0.00	155,900	389,75	0,13683	2,9875	Vérifiée
D	11,95	2894,00	0.00	2142,241	5355,6	1,85058	2,9875	Vérifiée

### Conclusion

La condition est vérifiée dans les deux sens, donc le bâtiment est stable vis-à-vis au renversement.

### X.3.2.6. Ferrailage des semelles filantes (annexe D)

Tableau X.15: Ferrailage des semelles filantes sens x-x.

Semelle	B(m)	$N_{ELU}$ (KN)	$p_{ELU}$ (KN/ml)	$S_t$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix(cm <sup>2</sup> )	$A_r$ (cm <sup>2</sup> )	Choix(cm <sup>2</sup> )
1	40.7	12695.012	311.916	20	4.483	8HA12 = 9.05	2.185	8HA8 = 4.02
2	5,7	1177,737	206,620	20	2,970	8HA12 = 9.05	1.447	8HA8 = 4.02
3	5,7	600,077	105,276	20	1,513	8HA12 = 9.05	0.737	8HA8 = 4.02
4	6,95	2307,595	332,028	20	4,772	8HA12 = 9.05	2.326	8HA8 = 4.02
5	6,95	2056,764	295,937	20	4,254	8HA12 = 9.05	2.073	8HA8 = 4.02
6	36,95	20111,547	544,290	20	<b>7,824</b>	8HA12 = 9.05	3.814	8HA8 = 4.02
7	6,95	1869,915	269,052	20	3,867	8HA12 = 9.05	1.885	8HA8 = 4.02
8	6,95	2460,185	353,983	20	5,088	8HA12 = 9.05	2.480	8HA8 = 4.02
9	36,95	12112,685	327,812	20	4,7123	8HA12 = 9.05	2.297	8HA8 = 4.02

Tableau X.16: Ferrailage des semelles filantes sens y-y.

Semelle	B(m)	N <sub>ELU</sub> (KN)	p <sub>ELU</sub> (KN/ml)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix(cm <sup>2</sup> )	A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix(cm <sup>2</sup> )
A	9,95	1320,145	132,677	20	1,907	8HA12 = 9.05	0,92978	8HA8 = 4.02
B	33,95	4799,454	141,368	20	2,032	8HA12 = 9.05	0,9906	8HA8 = 4.02
C	11,95	3435,980	287,529	20	4,133	8HA12 = 9.05	2,0149	8HA8 = 4.02
D	11,95	3498,607	292,770	20	4,208	8HA12 = 9.05	2,05168	8HA8 = 4.02

**X.3.2.7. Ferrailage des nervures (annexe C)**

Pour le calcul des efforts on utilise la méthode forfaitaire [6], les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau X.17: Ferrailage des nervures sens x-x.

Semelle		q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>u</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>S</sub> <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> min (cm <sup>2</sup> )
1	Travée	311,916	548,289	466,046	12,742	8HA16	16.08	7.173
	Appui			274,144	7,411	4HA16	8.04	7.173
2	Travée	206,62	363,199	308,719	8,362	5HA14	7.7	7.173
	Appui			181,599	4,883	5HA14	7.7	7.173
3	Travée	105,276	185,055	157,297	4,224	5HA14	7.7	7.173
	Appui			92,5277	2,475	5HA14	7.7	7.173
4	Travée	332,028	1037,587	881,949	24,743	8HA20	25.13	7.173
	Appui			518,793	14,228	8HA16	16.08	7.173
5	Travée	295,937	924,803	786,082	21,918	8HA20	25.13	7.173
	Appui			462,401	12,639	8HA16	16.08	7.173
6	Travée	544,29	1700,906	1445,77	42,160	6HA25+ 4HA20	42.02	7.173
	Appui			850,453	23,811	8HA20	25.13	7.173
7	Travée	269,052	840,7875	714,669	19,838	8HA16+ 4HA12	20.6	7.173
	Appui			420,393	11,462	8HA14	12.32	7.173
8	Travée	353,983	1106,196	940,267	26,479	6HA20+ 4HA16	26.89	7.173
	Appui			553,098	15,201	8HA16	16.08	7.173
9	Travée	327,812	256,1031	217,687	5,866	5HA14	7.7	7.173
	Appui			128,051	3,433	5HA14	7.7	7.173

Tableau X.18: Ferrailage des nervures sens y-y.

Semelle		$q_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_u$ (KN.m)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_S^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{S\ min}$ (cm <sup>2</sup> )
A	Travée	132,677	233.221	198,238	5,336	5HA14	7.7	7.173
	Appui			116,610	3,124	5HA14	7.7	7.173
B	Travée	141,368	248.498	211,223	5,689	5HA14	7.7	7.173
	Appui			124,249	3,330	5HA14	7.7	7.173
C	Travée	287,529	505.422	429,608	11,720	8HA14	12.32	7.173
	Appui			252,711	6,823	6HA14	9.24	7.173
D	Travée	292,770	914.906	777,670	21,672	8HA20	25.13	7.173
	Appui			457,453	12,500	4HA20	12.57	7.173

**X.3.2.7.1. Vérification des contraintes à l'ELS (annexe H)**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Tableau X.19: Vérification des contraintes à l'ELS sens x-x.

Semelle		$q_{ser}$ (KN/m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	$A_S'$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
1	Travée	225.202	336,482	16.08	6.03	6,220	15	170,53	201.633	Vérifiée
	Appui			197,931	8.04	4.39	6,466	15	201,66	201.633
2	Travée	55.687	83,2037	7.7	2.89	2,201	15	94,151	201.633	Vérifiée
	Appui			48,9433	7.7	2.89	1,295	15	55,382	201.633
3	Travée	42.153	62,9832	7.7	2.89	1,666	15	71,270	201.633	Vérifiée
	Appui			37,0489	7.7	2.89	0,980	15	41,923	201.633
4	Travée	116.185	308,617	25.13	8.04	4,391	15	88,563	201.633	Vérifiée
	Appui			181,539	16.08	6.03	3,356	15	92,007	201.633
5	Travée	111.399	295,903	25.13	8.04	4,210	15	84,914	201.633	Vérifiée
	Appui			174,060	16.08	6.03	3,217	15	88,216	201.633
6	Travée	385.832	1024,86	42.2	16.08	11,81	15	171,00	201.633	Vérifiée
	Appui			602,862	25.13	8.04	8,577	15	173,0	201.633
7	Travée	112.866	299,801	20.6	7.72	4,909	15	115,02	201.633	Vérifiée
	Appui			176,353	12.32	4.62	3,710	15	119,95	201.633
8	Travée	106.084	281,784	26.89	9.24	2,356	15	99,170	201.633	Vérifiée
	Appui			165,755	16.08	6.03	3,064	15	84,007	201.633
9	Travée	238.808	158,583	7.7	2.89	4,196	15	179,44	201.633	Vérifiée
	Appui			93,2843	7.7	2.89	2,468	15	105,55	201.633

Tableau X.20: Vérification des contraintes à l'ELS sens y-y.

Semelle		q <sub>ser</sub> (KN/m)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>S</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>S</sub> (MPa)	σ̄ <sub>S</sub> (MPa)	Vérification
A	Travée	61.385	220,924	7.7	2.89	5,845	15	200,74	201.633	Vérifiée
	Appui		129,955	7.7	2.89	3,438	15	147,05	201.633	Vérifiée
B	Travée	73.472	195,159	7.7	2.89	5,1638	15	201,36	201.633	Vérifiée
	Appui		114,799	7.7	2.89	3,037	15	129,90	201.633	Vérifiée
C	Travée	119.277	316,830	12.32	4.62	6,666	15	200,17	201.633	Vérifiée
	Appui		186,370	9.24	3.46	4,508	15	173,15	201.633	Vérifiée
D	Travée	121.477	322,674	25.13	8.04	4,591	15	92,597	201.633	Vérifiée
	Appui		189,808	12.57	4.7	3,951	15	126,09	201.633	Vérifiée

**X.3.2.7.2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0.1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}.$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = 1360 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1055.75}{0.55 \times 1.08} \times 10^{-3} = 2.17 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**X.3.2.7.3. Armatures transversales**

Le calcul se fait selon [1] et [6], les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X.21: Calcul des armatures transversales.

Sens	T <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (Mpa)	S <sub>t</sub> (cm) [BAEL]	Ø <sub>l</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm) [RPA]		S <sub>t</sub> <sup>adop</sup> (cm)		A <sub>t min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
					ZC	ZN	ZC	ZN		
x-x	1360	2.17	37.5	25	30	24	20	15	3.3	4HA12
y-y	731.925	1.23	30	20	30	24	20	15	3.3	4HA12

## X.3.2.7.4. Armatures de peau

Le règlement BAEL91 modifier 99 prévoit des armatures de peau dès que l'on dépasse une hauteur de 60cm.

Pour les bâtiments cas générale on a  $3 \text{ cm}^2$  (Fissuration préjudiciable)

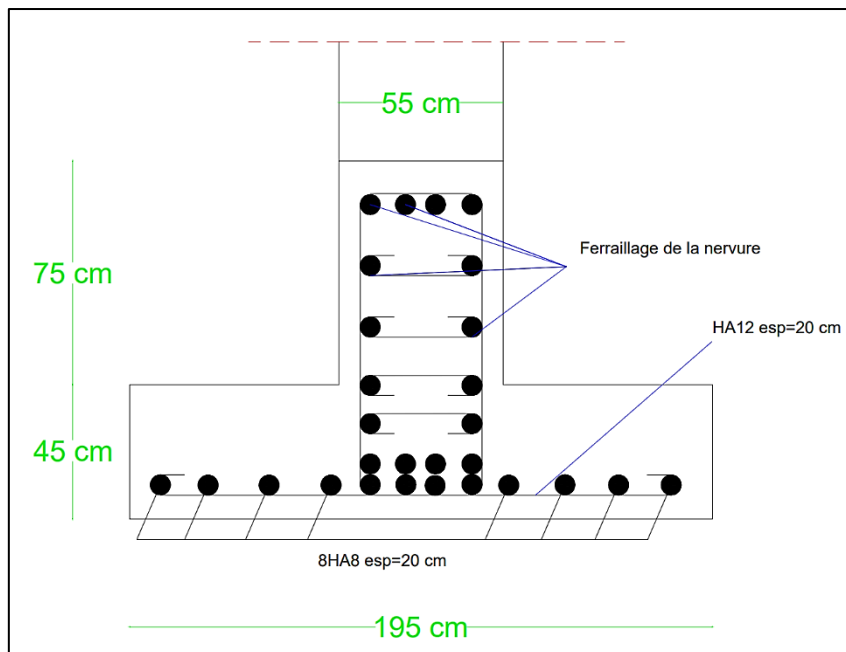
$$A_p = (3 \text{ cm}^2/\text{m}) \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA12 =  $4.52 \text{ cm}^2$

Pour la semelle de joint :

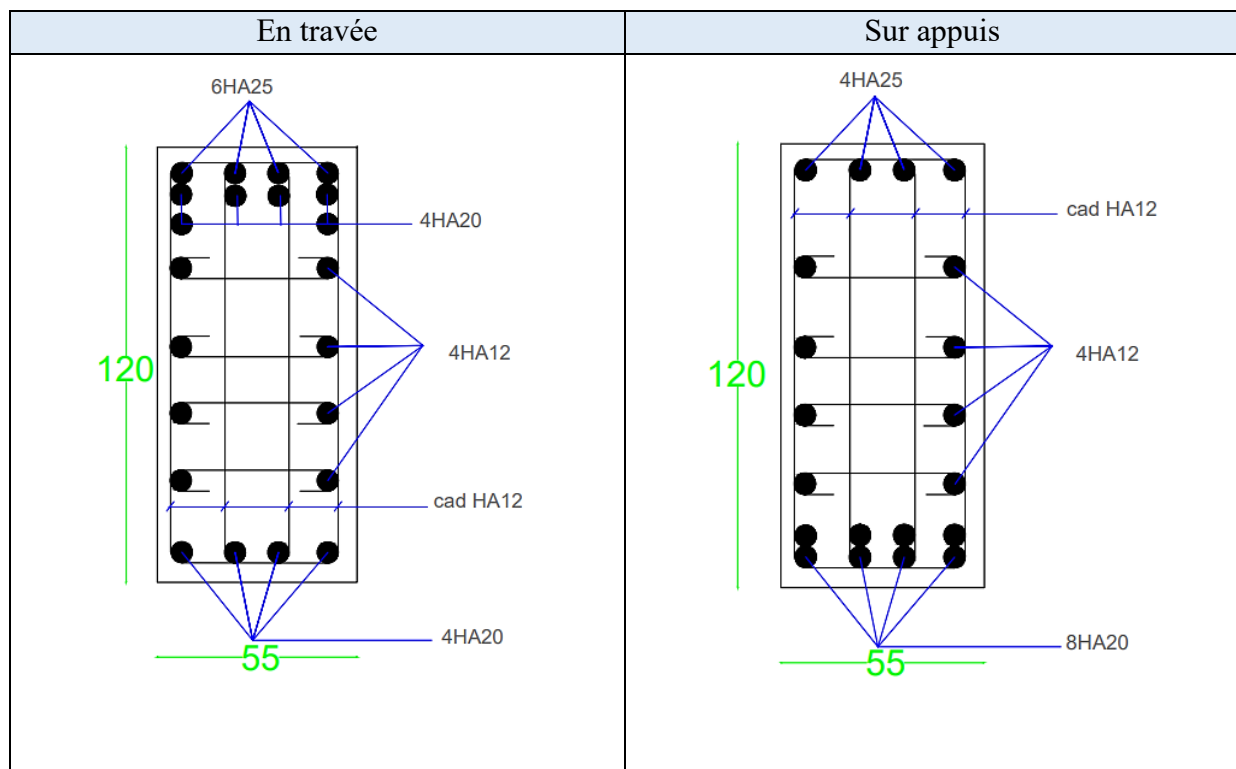
$$A_p = (3 \text{ cm}^2/\text{m}) \times 2.35 = 7.05 \text{ cm}^2$$

On prend 8HA12 =  $9.05 \text{ cm}^2$



Figures X.5: Schéma de ferrailage des semelles.

Tableau X.22: Ferrailage des nervures dans le fil 6.



#### X.4. Etude du voile périphérique

##### X.4.1. Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

##### X.4.2. Prédimensionnement de voile périphérique

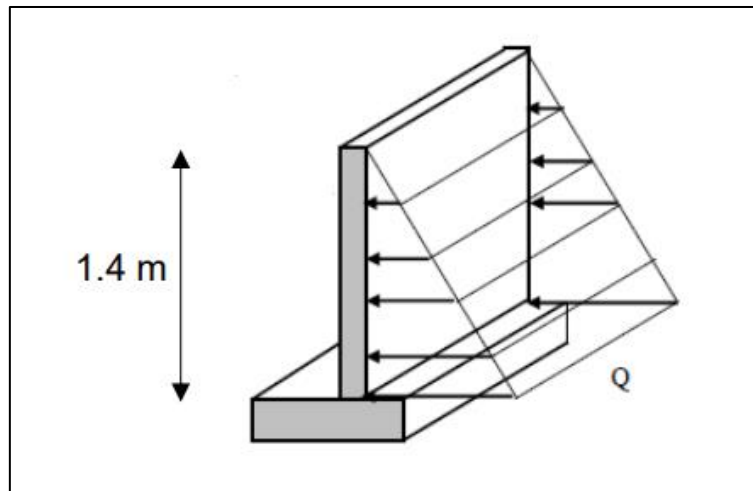
Pour le prédimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15cm$
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.



- Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :  $B=20$  cm (Section du voile).



Figures X.5: Schéma de ferrailage des semelles.

#### X.4.3. Évaluation des Charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 1.4 \text{ m} ; L_y = 2.5 - 0.55 = 1.95 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A. \gamma. h$$

Avec

$Q$  : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 21.9 \text{ KN/m}^3$ ).

$h$  : Hauteur de voile.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 22^\circ \rightarrow A = f(\phi) = t_g^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\phi}{2} \right) \right] = 0.454$$

$$Q = A \cdot \gamma \cdot h = 13.92 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_u = 1.35 \times 13.92 = 18.792 \text{ KN/ml}$$

#### X.4.4. Effort dans le voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q \times L^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [6]

$$\rho = 0.71 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0683 \\ \mu_y = 0.4388 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0683 \times 18.792 \times 1.4^2 = 2.516 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.4388 \times 2.516 = 1.104 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0.75 \cdot M_x = 1.887 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \cdot M_y = 0.828 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \cdot M_x = 1.258 \text{ KN.m}$$

**X.4.5. Calcul du Ferrailage**

$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13.5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X.23: Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	$M_u(KN.m)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	$A_s^{min}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adop}(cm^2)$	$E_{sp}(cm)$
Travée	x-x	1.887	0.3226	1.3	4T12	4.52	25
	y-y	0.828	0.142	1.3	4T10	3.14	25
Appuis	x-x	1.258	0.215	1.3	4T10	3.14	25
	y-y						

$$A_s^{min}(cm^2) = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{tj}}{f_e}\right) = 1.3 \text{ cm}^2$$

**X.4.6. Conditions exigées par le RPA99/version 2003**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0.1 \times 25 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T \geq 0.1 \times 25 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

**IX.4.7. Vérification de l'Effort Tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u' < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_x \times +} = 10.80 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 8.77 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 10.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{10.8 \times 1000}{1000 \times 135} = 0.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

**X.4.8. Vérification à l'ELS**

- Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q_{ser} = 13.92 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.71 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 2.027 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1.179 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0.75.M_x = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75.M_y = 0.884 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5.M_x = 1.014 \text{ KN.m}$$

**X.4.9. Vérification des contraintes**

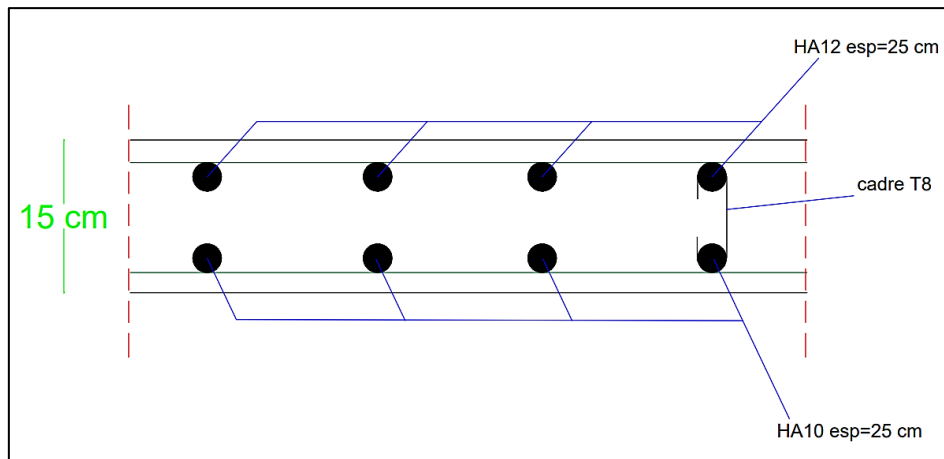
Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

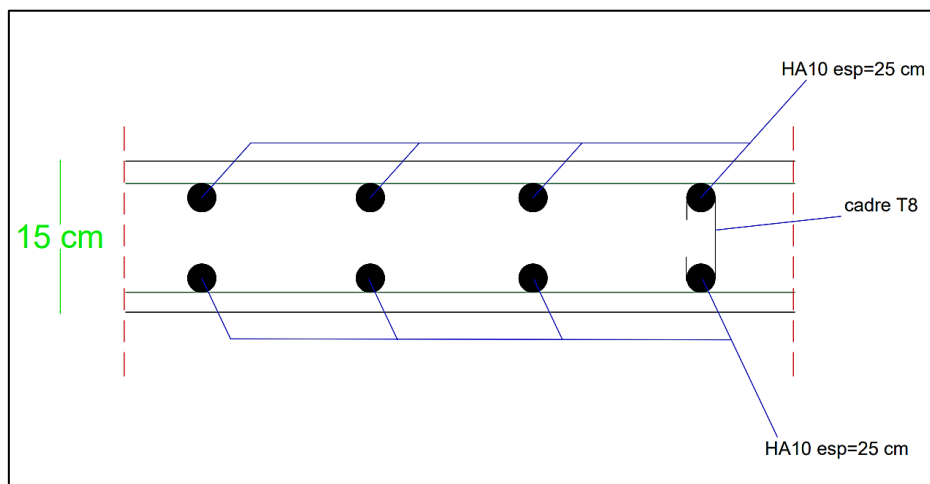
Tableau X.24: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	$M_{ser}(\text{KN.ml})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Vérification
Travée	x-x	1.52	0.27	1.75	15	109.034	201.1	Oui
	y-y	0.884	0.15	0.938	15	63.432	201.1	Oui
Appuis	x-x	1.014	0.173	1.158	15	74.432	201.1	Oui
	y-y							

La contrainte d'acier est vérifiée.



Figures X.7: Schéma du voile périphérique sens x.



Figures X.8: Schéma du voile périphérique sens y.

## CONCLUSION GENERALE

Ce projet nous a permis de mettre en œuvre toutes les connaissances acquises dans le cursus, vu que l'étude comporte une partie en charpente, une autre en béton armé. Ce dernier nous a permis d'améliorer notre maîtrise des logiciels à savoir ETABS, AutoCad, mais aussi des différentes règles de calcul et de conception qu'on retrouve dans les règlements tels que le RPA 99/2003, les Eurocodes ainsi que le D.T.R.

Cette étude nous a permis de conclure que :

- Le prédimensionnement est une étape essentielle, doit être soigneusement réfléchi pour faciliter l'analyse dynamique.
- Pour gagner du temps et obtenir des résultats justifiés et proches de la réalité, la maîtrise des logiciels de calcul est primordiale.
- L'analyse dynamique est une étape importante dans la conception parasismique des structures, car elle permet d'apporter des modifications aux éléments structuraux.
- L'acier permet de réaliser de grands ouvrages constitués de poutres ayant de très grandes portées.
- Le comportement de la structure est influencé par la disposition des palées de stabilité.
- Ce projet nous a familiarisé avec les notions de calcul et méthodologies de dimensionnement et de ferrailages des fondations.
- Ce projet de fin d'étude nous a permis d'échanger entre futurs ingénieurs ainsi que d'être en contact avec plusieurs professionnels dans le domaine du génie civil, ce qui fut une chance d'un début d'immersion dans le milieu professionnel.

Enfin, le but ultime de ce projet est d'obtenir une structure solide qui garantisse avant tout la sécurité de la vie humaine.

## REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire **(D.T.R-B.C.2.48)**).
- [2] : Document technique réglementaire Algérienne D.T.R-C2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT **RNV99** version 2003.
- [3] : Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [4] : Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- [5] : Calcul de l'effet du vent Eurocode 1 ; annexe B de l'Eurocode1 .1.
- [6] : Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [7] : Norme de calcul algérienne en béton année 1993 CBA 93.
- [8] : EC4, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [9] : EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [10] : Recommandation professionnelles pour la conception et la réalisation de planchers collaborant acier béton juillet 2020.
- [11] : Mémoires des années passées (2020 ; 2019 ; 2018).
- [12] : Le journal des matériaux et des structures d'ingénierie 4 (2017) 139-154 règles parasismiques algériennes **RPA 99 - version 2003** pour les structures de bâtiment en béton armé : interprétations et propositions du Dr. TALEB Rafik".

# **Annexes**



## Fiche technique HI-BOND55

# Avis Technique 3/05-436

Révision de l'Avis Technique 3/04-394

Annule et remplace l'Avis Technique 3/03-394

Plancher  
Floor  
Fußboden

## HI-BOND 55

**Titulaire :** CORUS Bâtiments et systèmes  
Rue Géo Lufbéry  
BP 103  
F-02301 Chauny Cedex

*Ne peuvent se prévaloir du présent Avis Technique que les productions certifiées, marque CSTBat, dont la liste à jour est consultable sur Internet à l'adresse :*

**www.cstb.fr**

*rubrique :*

Produits de la Construction  
Certification

Commission chargée de formuler des Avis Techniques

(arrêté du 2 décembre 1969)

**Groupe Spécialisé n° 3**

Structures, planchers et autres composants structuraux

Vu pour enregistrement le 6 septembre 2005

**CSTB**  
le futur en construction

Secrétariat de la commission des Avis Techniques  
CSTB, 84 avenue Jean Jaurès, Champs sur Marne, F-77447 Marne la Vallée Cedex 2  
Tél. : 01 64 68 82 82 - Fax : 01 60 05 70 37 - Internet : [www.cstb.fr](http://www.cstb.fr)

**Le Groupe Spécialisé n° 3 « STRUCTURES, PLANCHERS ET AUTRES COMPOSANTS STRUCTURAUX » a examiné le 14 février 2005 le dossier du procédé de plancher HI BOND 55, exploité par la Société CORUS. Il a formulé sur ce procédé, l'Avis Technique ci-après qui révisé l'Avis Technique 3/03-394.**

## 1. Définition succincte

### 1.1 Description succincte

Plancher à bacs métalliques collaborants réalisé avec du béton coulé sur des tôles nervurées galvanisées ou galvanisées prélaquées, d'épaisseur totale comprise entre 9,5 cm et 24 cm. L'épaisseur nominale de la tôle nue est de 0,71 mm, 0,84 mm, 0,96 mm, ou 1,16 mm, la hauteur des nervures des bacs étant de 55 mm.

Tous les types de plafond du commerce peuvent être associés à ce type de plancher : selon les exigences, on peut réaliser des faux plafonds esthétiques, acoustiquement ou thermiquement isolants, ou améliorant le degré coupe-feu du plancher.

### 1.2 Identification

L'identification des composants se fait par des étiquettes, comme indiqué dans le Dossier Technique établi par le demandeur.

## 2. AVIS

L'Avis ne vaut que pour les fabrications des bacs profilés bénéficiant d'un Certificat CSTBat.

### 2.1 Domaine d'emploi accepté

L'Avis est formulé pour les utilisations en France européenne, en étages courants et terrasses des bâtiments d'habitation, des bureaux, des bâtiments industriels etc...

### 2.2 Appréciation sur le procédé

#### 2.2.1 Aptitude à l'emploi

##### 2.2.1.1 Stabilité

La stabilité est normalement assurée en plancher collaborant tôle-béton tant que la contrainte d'adhérence reste limitée dans les conditions indiquées au Cahier des Prescriptions Techniques Particulières.

Dans le cas de contrainte d'adhérence plus élevée, le fonctionnement en plancher collaborant peut être assuré par l'adjonction d'aciers de renfort à haute adhérence, dans les conditions indiquées au Cahier des Prescriptions Techniques Particulières.

L'emploi de ce plancher n'est pas envisagé par le présent Avis Technique lorsque la collaboration tôle-béton n'est plus possible, ou lorsque l'épaisseur totale du plancher excède 24 cm.

Le plancher HI-BOND 55 peut être utilisé en zones sismiques dans les conditions indiquées au Cahier des Prescriptions Techniques Particulières.

##### 2.2.1.2 Résistance au feu

La résistance au feu du plancher (sans protection particulière) conformément aux critères énoncés dans l'arrêté du 3 août 1999 du Ministère de l'Intérieur, peut être évaluée comme suit :

- a) L'étanchéité aux flammes et aux gaz chauds ou inflammables est satisfaisante lorsque les conditions de mise en oeuvre du présent Avis Technique sont respectées ;
- b) L'isolation thermique après différentes durées d'exposition à l'incendie conventionnel (30 min. à 240 min.) est estimée en fonction d'une épaisseur moyenne de la dalle de béton (voir l'annexe n° 2 à l'Avis intitulée "Evaluation de l'isolation thermique vis-à-vis de la résistance au feu des planchers béton avec bacs aciers collaborants") ;
- c) La résistance mécanique est jugée satisfaisante (sans vérification supplémentaire) pour une durée d'exposition à l'incendie conventionnel de 30 minutes. Pour des durées supérieures, à défaut de P.V. de classement ou de méthode de calcul agréée fixant une épaisseur de béton pour simuler l'effet de la tôle, la stabilité mécanique peut être estimée conformément aux règles DTU "Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures béton" (tant en ce qui concerne les moments fléchissants en travée que sur appui), en prenant en compte les armatures en acier noyées dans le béton mais en négligeant la résistance mécanique de la tôle d'acier.

Les températures sont alors évaluées avec la méthode de transfert thermique du DTU.

Pour les planchers bénéficiant d'une protection thermique par plafond suspendu ou par projection de matériau isolant, le degré de résistance au feu doit être établi par un laboratoire agréé (procès-verbal en cours de validité). Sauf indications contraires du P.V. la mise en oeuvre de ces protections thermiques doit en outre être conforme aux DTU en vigueur (ex. : additif n° 2 du DTU 58.1 pour les plafonds suspendus). Il est à noter que les classements de résistance au feu ne préjugent pas de la durabilité dans le temps de ces protections.

### 2.2.1.3 Prévention des accidents lors de la mise en oeuvre ou de l'entretien

Pour le procédé proprement dit, elle est normalement assurée si les portées délimitées par les appuis et éventuellement les étais n'excèdent pas les valeurs limites résultant du Cahier des Prescriptions Techniques Particulières et si les tôles sont fixées sur leurs appuis au fur et à mesure de leur pose.

### 2.2.1.4 Isolation thermique

Le coefficient Ubat moyen de déperdition par transmission à travers les parois déperditives séparant le volume chauffé du bâtiment, de l'extérieur, du sol et des locaux non chauffés se calcule selon les règles Th-U. Ce plancher étant par lui-même peu isolant il peut être nécessaire de compléter son isolation thermique.

### 2.2.1.5 Isolation acoustique

Sans plafond rapporté suspendu, les planchers finis présentent un indice d'affaiblissement acoustique qui dépend de leur masse.

Avec plafond rapporté suspendu, l'isolation acoustique peut être améliorée en fonction de la conception particulière du plafond et de sa suspension. L'appréciation de cette qualité est à faire dans chaque cas soit à partir d'essais, soit selon les indications ci-dessous :

L'isolation acoustique aux bruits aériens d'un ensemble plancher et plafond rapporté suspendu satisfait à la réglementation si la fréquence de résonance de l'ensemble reste inférieure à 60 hertz. Cette fréquence peut être calculée par la formule :

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{K \left( \frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_2} \right)}$$

$f_0$  étant la fréquence de résonance en hertz,

$m_1$  étant la masse, en kilogrammes, d'un mètre carré de plancher brut,

$m_2$  étant la masse, en kilogrammes, d'un mètre carré de plafond rapporté,

$K$  étant le coefficient de raideur dynamique du dispositif de suspension du plafond : il s'exprime en Newtons par mètre et il correspond au rapport de la force en Newtons à appliquer au déplacement qui en résulte pour le dispositif de suspension, déplacement exprimé en mètre. Ce coefficient  $K$  doit être rapporté à 1 m<sup>2</sup> de plancher (ex. : s'il y a 4 suspentes par m<sup>2</sup>, le coefficient  $K$  à prendre en compte dans la formule est quatre fois celui relatif à une suspente).

Pour apprécier les caractéristiques acoustiques d'un plancher fini exécuté avec ce procédé, on peut consulter :

- le REEF - Sciences du Bâtiment - Partie Acoustique,
- le document "Exemples de solutions pouvant satisfaire au règlement de la construction et/ou aux définitions du label confort acoustique" (Cahier du CSTB 1373 - Livraison 168).

### 2.2.1.6 Finitions - Aspect

#### Plafonds

Le procédé permet d'appliquer par projection une protection en sous-face des bacs. Il permet également de suspendre des plafonds rapportés.

#### Sols

Tout revêtement de sol peut être posé sur la table de compression en béton.

### 2.217 Autres informations techniques

Lors de la vérification du comportement en cas d'incendie la valeur caractéristique à prendre en compte pour la résistance à la compression du béton est de 20 MPa, sauf si une autre valeur peut être justifiée.

### 2.22 Durabilité - Entretien

Pour les emplois indiqués en 2.1, la durabilité du plancher brut (c'est-à-dire plafond exclu) est équivalente à celle des planchers traditionnels utilisés dans des conditions comparables, sauf pour des utilisations sur locaux humides ou à atmosphère agressive, à moins que la sous-face du plancher ne soit entretenue et comporte une protection complémentaire obturant les joints. La durabilité est donc incertaine pour les emplois sur vide sanitaire faute de possibilité d'entretien.

L'entretien doit être apprécié en fonction des protections complémentaires éventuelles.

### 2.23 Fabrication et contrôle

La fabrication des tôles est effectuée en usine. Elle doit faire l'objet d'un autocontrôle systématique du fabricant selon les modalités définies au Cahier des Prescriptions Techniques Particulières ; cet autocontrôle doit être surveillé par le CSTB qui délivre un Certificat CSTBat.

## 2.3 Cahier des Prescriptions Techniques Particulières

### 2.31 Conditions de conception et de calcul

Elles sont prescrites dans l'Avis Technique 3/05-436\*01Add formant additif commun aux Avis Techniques formulés sur cette famille de planchers

L'application de la méthode de dimensionnement ou de justification du plancher, donnée dans l'Avis Technique 3/05-436\*01Add, doit être effectuée en utilisant les caractéristiques de calcul (valeurs d'utilisation) données dans l'Annexe n° 1 au présent Avis.

En cas d'utilisation en zones sismiques, le repos des bacs sur les appuis ne doit être inférieur ni à la moitié de la hauteur totale du plancher ni à 5 cm. En outre, la tôle doit être fixée sur tous les appuis (intermédiaires et d'extrémité) à l'aide de deux fixations au minimum par bac. Le nombre et le type de ces fixations doivent être déterminés dans chaque cas particulier, en fonction des sollicitations horizontales à transmettre.

### 2.32 Conditions de fabrication

L'autocontrôle du fabricant doit porter d'une part sur la résistance de la tôle, d'autre part sur les caractéristiques dimensionnelles des bacs.

#### 2.321 Contrôle de la résistance de la tôle

Une plaque d'environ 20 x 20 cm est découpée dans chaque bobine de tôle galvanisée prévue pour le profilage. A partir de cette plaque on prélève une éprouvette de 20 mm de largeur qu'on soumet à l'essai de traction. Pour déduire de cet essai la limite élastique de la tôle, on considère comme épaisseur de l'éprouvette, l'épaisseur nominale de calcul de la tôle nue. La limite élastique ainsi déterminée doit être, dans 95 % des cas, au moins égale à 320 N/mm<sup>2</sup>.

#### Contrôle dimensionnel après profilage

Ce contrôle qui est réalisé une fois pour chaque commande porte notamment sur les dimensions suivantes :

- Profondeur des bossages des âmes : la valeur nominale de cette dernière est de 2,0 mm avec une tolérance de + 0,4 mm et - 0,2 mm.
- Hauteur des ondes : la valeur nominale doit être respectée avec une tolérance de + 2 mm et - 1 mm.
- Largeur du bac : la valeur nominale doit être respectée avec une tolérance de + 12 mm et - 0,0 mm.

#### Marquage

Les bacs doivent être marqués avec le logo CSTB suivi des trois derniers chiffres du numéro de l'A.T., apposé sur au moins 5 % des produits et au moins une fois sur chaque colis.

#### 2.322 Suivi de l'autocontrôle par le CSTB

Le suivi de l'autocontrôle est assuré par les agents du CSTB conformément aux "Règles générales des Certificats CSTBat" à raison de deux visites par an.

### 2.33 Conditions de mise en oeuvre

- Les liaisons des bacs avec l'ossature doivent être assurées par des clous, des boulons ou des vis autotaraudeuses, soit sur les solives métalliques dans le cas d'ossature métallique, soit sur des platines ou des cornières ancrées dans les supports en béton ou encore dans des inserts en bois noyés dans le béton, sauf les appuis intermédiaires lorsqu'il y a continuité de la tôle. Ces liaisons doivent exister à raison de deux fixations par bac, à chaque extrémité.
- Les étais placés sous les bacs avant coulage du béton doivent respecter les distances prévues dans les calculs.
- Le maintien en position des aciers de renfort prévus dans les calculs doit être assuré par toutes dispositions permettant de respecter les enrobages prévus aux projets.
- Le treillis soudé prévu dans la dalle doit satisfaire aux conditions minimales suivantes :
  - Armatures perpendiculaires aux ondes :  
espacement maximal : 20 cm  
section (en cm<sup>2</sup>/m) : la plus grande des deux valeurs suivantes : 0,1 hc ou 2160/σ<sub>en</sub>  
hc étant l'épaisseur du béton de dalle au-dessus des ondes, hc étant supérieurement limitée pour ce calcul à 6 cm et σ<sub>en</sub> la limite élastique des aciers en daN/cm<sup>2</sup>.
  - Armatures parallèles aux ondes :  
espacement maximal : 30 cm  
section : la moitié des valeurs précédentes.
- Les joints aux raccordements entre bacs sur locaux humides ou à atmosphère corrosive doivent être obturés.
- La pose de revêtements de sol scellés ou collés étanches à la vapeur ne doit être effectuée qu'après vérification de la siccité du béton.
- Dans le cas des bacs prépercés, les percements pour connexion sont effectués exclusivement en usine. Aucun percement ou agrandissement n'est autorisé sur chantier.

## Conclusions

Le présent Avis annule et remplace l'Avis Technique n° 3/03-394.

## Appréciation globale

Pour cette fabrication bénéficiant d'un certificat CSTBat, l'utilisation du procédé dans le domaine d'emploi accepté est apprécié favorablement.

## Validité

Six ans jusqu'au 28 février 2011.

Pour le Groupe Spécialisé n°3  
Le Président

Jean-Pierre BRIN

## 3. Remarques complémentaires du Groupe Spécialisé

Le groupe a tenu à préciser dans son avis que, dans le cas des bacs prépercés, aucun percement pour connexion ne devrait être fait sur chantier au vu du risque d'affaiblissement de la résistance du bac et de la protection anticorrosion assurée normalement par le prélaquage de la tôle.

Le Rapporteur du Groupe Spécialisé n°3

Ménad CHENAF

## ANNEXE N° 1 A L'AVIS TECHNIQUE

La présente annexe fait partie de l'Avis Technique :  
le respect des valeurs de calcul indiquées est une condition impérative de la validité de l'Avis.

Sont données ci-après les valeurs caractéristiques utiles à l'application de la méthode de dimensionnement et de vérification prescrite dans l'Avis Technique commun 3/05-436\*01Add

## A - CARACTERISTIQUES DES PROFILS HI-BOND 55

Les valeurs ci-dessous sont données pour un mètre de largeur de bac.

HI-BOND 55.750

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm <sup>2</sup> )	Poids* (daN/m <sup>2</sup> )	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie I (cm <sup>4</sup> )	Modules de résistance (cm <sup>3</sup> )	
galvanisée	nue			v <sub>j</sub>	v <sub>s</sub>		I/v <sub>j</sub>	I/v <sub>s</sub>
0,75	0,71	11,183	9,56	2,75	2,75	57,544	20,925	20,925
0,88	0,84	13,231	11,23	2,75	2,75	68,080	24,756	24,756
1,00	0,96	15,121	12,83	2,75	2,75	77,805	28,292	28,292
1,20	1,16	18,271	15,30	2,75	2,75	94,015	34,187	34,187

HI-BOND 55.800

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm <sup>2</sup> )	Poids* (daN/m <sup>2</sup> )	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie I (cm <sup>4</sup> )	Modules de résistance (cm <sup>3</sup> )	
galvanisée	nue			v <sub>j</sub>	v <sub>s</sub>		I/v <sub>j</sub>	I/v <sub>s</sub>
0,75	0,71	10,487	8,72	3,32	2,58	57,928	17,448	22,453
0,88	0,84	12,407	10,23	3,32	2,58	68,535	20,643	26,564
1,00	0,96	14,179	11,63	3,32	2,58	78,325	23,592	30,359
1,20	1,16	17,133	13,95	3,32	2,58	94,643	28,506	36,684

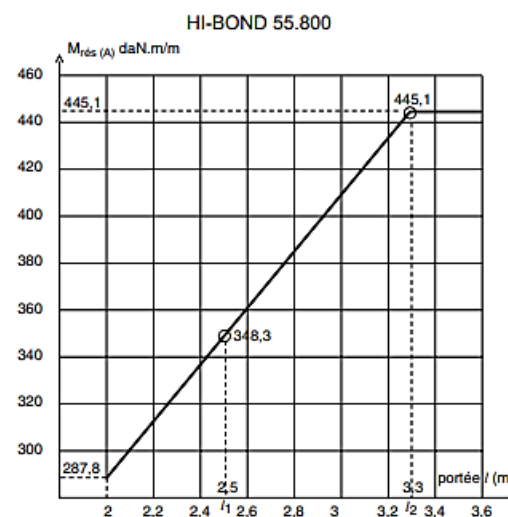
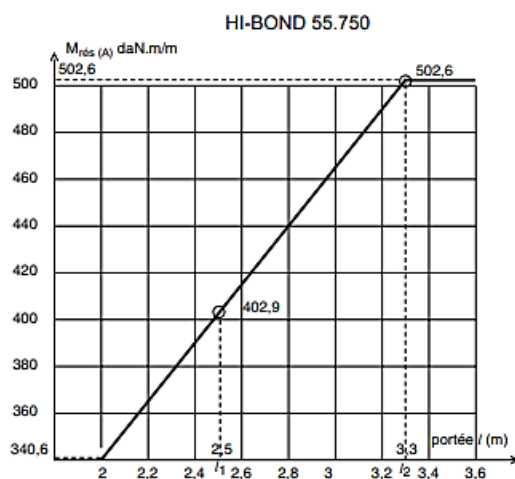
\* Les poids correspondent aux tôles galvanisées et tiennent compte des recouvrements.

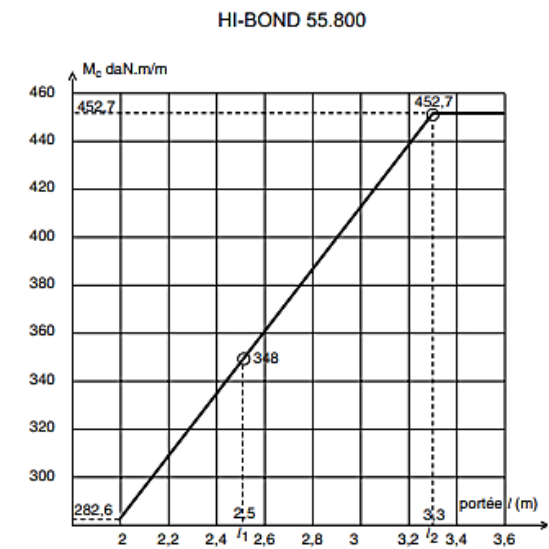
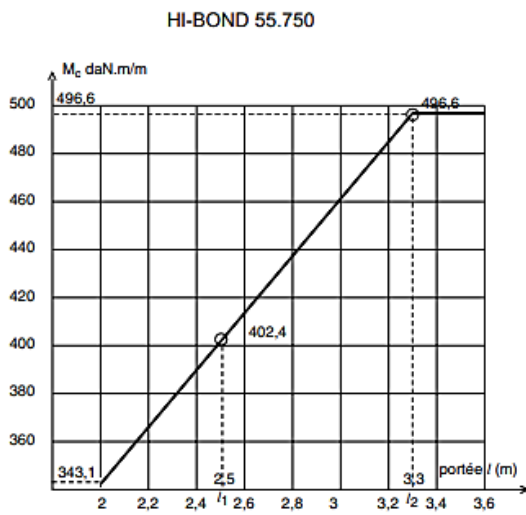
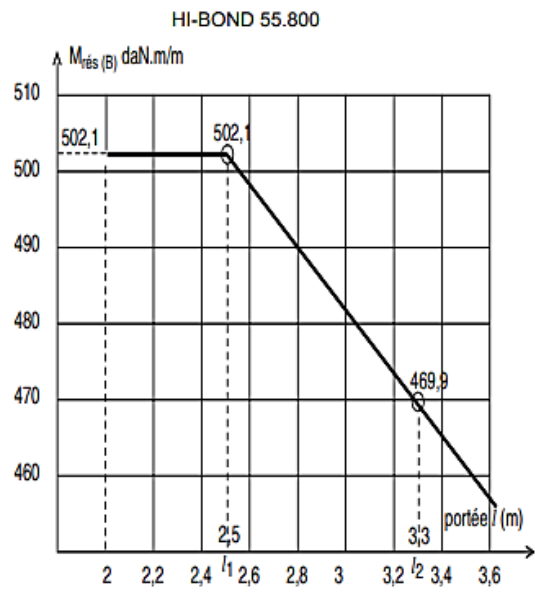
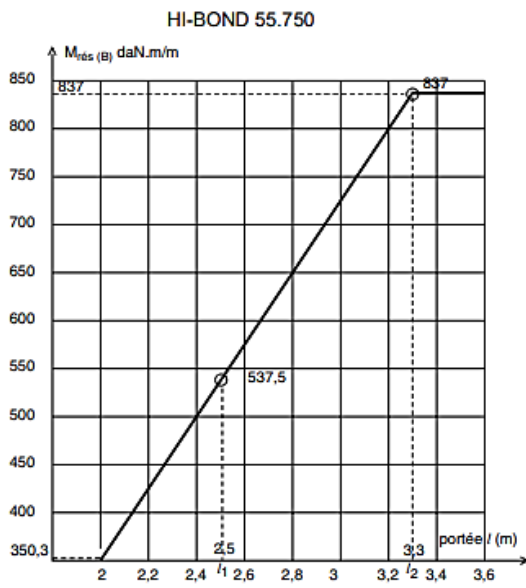
## B - VERIFICATIONS EN PHASE DE MONTAGE ET DE COULAGE DU BETON

Pour l'application du § 2.32 de l'A.T. 3/05-436\*01Add, les valeurs des moments résistants plastiques M<sub>res(A)</sub>, M<sub>res(B)</sub> et des moments de cloquage M<sub>c</sub> sont déduites en fonction de la portée  $l$  à partir des diagrammes ci-après, utilisables pour  $l \geq 2,00$  m (correspondant à  $0,8 \cdot l_1$ ) et données pour des tôles d'épaisseur nominale 0,75 mm.

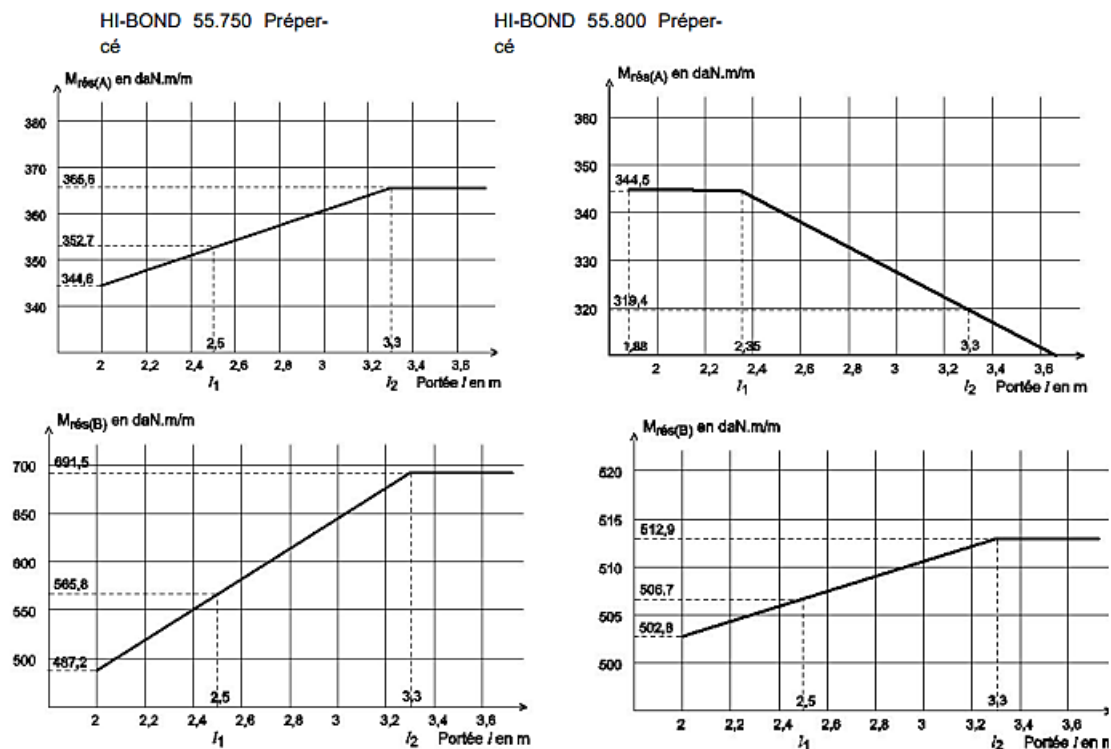
Pour les portées inférieures à  $0,8 \cdot l_1$ , les justifications sont menées conventionnellement pour une portée fictive de  $0,8 \cdot l_1$ .

Pour des épaisseurs de 0,88 mm, de 1,00 mm et de 1,20 mm, les valeurs lues sont à multiplier par 1,17 - 1,33 et 1,60 respectivement.





## Profils prépercés



On se reportera au diagramme des profils de base (non prépercés) pour Mres (C).

Dans le cas de montages comprenant des connecteurs fixés sur les solives à travers la tôle, on utilisera les diagrammes des profils de base (non prépercés).

### C - VERIFICATIONS EN PHASE DEFINITIVE DU MONTAGE COLLABORANT

**Collaboration tôle / béton** (§ 2.33.1 de l'A.T. 3/05-436\*01Add)

Les valeurs de "m" et de "k" sont données dans le système d'unités : longueur en cm, force en daN.

	Types de bac			
	55.750		55.800	
	m	k	m	k
Pour tous les cas	$m_1 = 1490$	$k_1 = 1,031$	$m_1 = 2291$	$k_1 = 0,345$
Cas de charges statiques	$m_2 = 1490$	$k_2 = 1,031$	$m_2 = 98$	$k_2 = 1,008$
Cas de charges dynamiques faibles	$m_3 = 301$	$k_3 = 1,031$	$m_3 = 78$	$k_3 = 0,806$

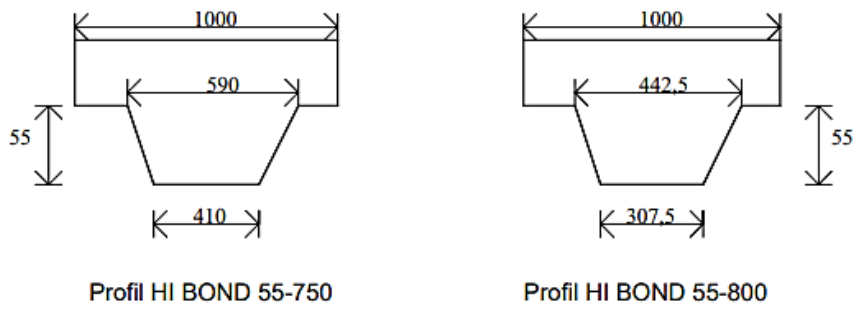
**Cisaillement des nervures** (§. 2.33.3 de l'A.T. 3/05-436\*01Add)

$b_0 = 59$  cm pour 1 m de largeur de plancher, pour HI-BOND 55-750

$b_0 = 44,25$  cm pour 1 m de largeur de plancher, pour HI-BOND 55-800

**Moments négatifs sur appuis de continuité** (§. 2.33.6 de l'A.T. 3/05-436\*01Add)

Forme de la nervure équivalente en béton



En raison de la décroissance de la largeur de la zone comprimée vers les fibres les plus comprimées, la contrainte de calcul du béton comprimé est affectée par le coefficient 0,8 (art. A. 4.3,42 des Règles BAEL 91).

**Flèches actives**

Pour l'application des formules donnant les valeurs de  $\lambda$  à porter dans les équations de calcul de l'inertie fictive, les valeurs à considérer du rapport  $b_0/b$  sont :

- 0,50 pour les profilés HI BOND 55-750
- 0,38 pour les profilés HI BOND 55-800

## ANNEXE n° 2 A L'AVIS TECHNIQUE

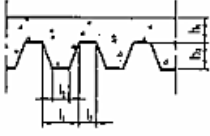
### Détermination de l'isolation thermique vis-à-vis de la résistance au feu des planchers en béton avec bacs acier collaborants.

A défaut de méthodes de calcul spécifiques, la détermination de l'isolation thermique de ces planchers peut être effectuée à l'aide de la méthode ci-après.

Le volume de béton utilisé par unité de surface de plancher peut être converti en dalle pleine ayant, pour une épaisseur équivalente ( $h_e$ ), le même volume. Toutefois, cette épaisseur équivalente ne peut être utilisée que pour des variations acceptables entre les épaisseurs en sommet d'onde et en fond d'onde.

Pour les bacs acier les plus simples, le calcul de l'épaisseur équivalente et ses limites d'application sont indiqués ci-après.

L'épaisseur équivalente minimale nécessaire pour que l'élévation de température moyenne en face non exposée de ces planchers ne dépasse pas 140°C après certaine durée d'exposition à l'incendie conventionnel est indiquée sur les tableaux ci-après :

Détermination de l'épaisseur équivalente " $h_e$ "	Epaisseur équivalente minimale $h_e$ (mm)	Durée de résistance au feu (mn)	Limites d'application
$h_e = h_1 + \frac{h_2}{2} \cdot \frac{I_1 + I_2}{I_1 + I_3}$ 	60 70 80 100 130 150	30 60 90 120 140 240	$h_2/h_1 \leq 1,5$  $h_1 \geq 50 \text{ mm}$

Nota : Le schéma figurant dans le tableau est un schéma de principe qui ne prétend pas représenter le profil d'un système particulier



# Dossier Technique

## établi par le demandeur

## A. Description

### 1. Classe du système

Plancher en béton coulé sur des tôles métalliques nervurées, d'épaisseur totale :

de 9,5 à 24 cm pour HI-BOND 55.750

de 10 à 24 cm pour HI-BOND 55-800

### 2. Identification des bacs

Les bacs sont identifiés par une étiquette en plastique attachée à chaque colisage de bacs, portant la dénomination HI-BOND 55.750 ou HI-BOND 55.800 et le nom de la Société CORUS Bâtiments et Systèmes.

### 3. Définition des matériaux

Tôle en acier galvanisé en continu, de nuance 320 et de revêtements de désignation Z 275, conforme à la norme NF P 34.310.

#### 3.1 Aciers complémentaires

Treillis soudé et aciers ronds à haute adhérence.

#### 3.2 Béton

Béton de classe C25/30 de sable et de granulats courants de classe P-25-0/20 au sens de la norme NF EN 206-1.

Un béton différent, de caractéristiques mécaniques au moins équivalentes, peut être spécifié par le bureau d'études.

### 4. Description des éléments

Tôles raidies longitudinalement par des nervures trapézoïdales.

Il existe trois variantes des bacs HI-BOND :

- Bacs de base dont les faces supérieures et inférieures comportent un raidisseur longitudinal plat obtenu par profilage de la tôle.
- Bacs préperçés, pour permettre le passage des goujons lorsqu'ils sont soudés sur les solives en usine, avant la pose des bacs. Les tôles sont raidies et comportent des raidisseurs longitudinaux comme les bacs de base ;
- Bacs pour montages avec connecteurs fixés à travers la tôle. Les tôles sont dépourvues de raidisseur longitudinal en fond de nervure pour des raisons de mise en œuvre des connecteurs.

Les tôles sont profilées à froid par des machines à galets dans les usines de Corus à CHAUNY (Aisne).

Les faces latérales des nervures comportent chacune des bossages pour assurer la collaboration avec le béton. Les bossages sont inclinés à 45° et leur inclinaison est contraire d'un flanc à l'autre.

Profondeur des bossages : 2 mm.

La longueur maximale de livraison est de 14,0 m. Le recouvrement des bacs s'effectue en partie basse de la nervure.

Les caractéristiques dimensionnelles figurent dans les tableaux suivants :

HI-BOND 55.750

Hauteur des nervures (mm)	Nbre des nervures	Espace-ment Des nervures	Largeur utile du bac (mm)	EPAISSEUR TOLE (mm)		Poids (daN/m²)
				Galva-nisée	nue	
55 (hors tout)	5	150	750	0,75	0,71	9,56
				0,88	0,84	11,23
				1,00	0,96	12,83
				1,20	1,16	15,30

HI-BOND 55.800

Hauteur des nervures (mm)	Nbre des nervures	Espace-ment Des nervures	Largeur utile du bac (mm)	EPAISSEUR TOLE (mm)		Poids (daN/m²)
				Galva-nisée	nue	
55 (59 hors tout)	4	200	800	0,75	0,71	8,72
				0,88	0,84	10,23
				1,00	0,96	11,63
				1,20	1,16	13,95

### 5. Description de la mise en œuvre

Le plancher HI-BOND 55 peut être posé sur ossature métallique, ossature en béton armé ou autre.

#### 5.1 Pose sur ossature métallique

Les éléments sont posés et fixés sur les poutres porteuses de la structure par des clous en acier mis en place à l'aide de pistolets et de cartouches adéquats, ou par des vis autotaraudeuses ou par des boulons.

Par mesure de sécurité, les tôles doivent être fixées au fur et à mesure de la pose. Trois cas sont à distinguer :

- Bacs de base (non préperçés), montage sans connecteurs : Les tôles sont fixées seulement à leurs extrémités (2 points minimum par bacs et par appui concerné). La fixation sur appui intermédiaire est admise si nécessaire.
- Bacs préperçés : Les tôles sont fixées seulement à leurs extrémités (2 points minimum par bacs et par appui concerné). Afin d'éviter les coulées de béton en phase de coulage de la dalle, ces fixations peuvent être complétées par des clous à proximité des trous si la largeur de la semelle des solives le permet.
- Bacs connectés par des goujons soudés à travers la tôle : Les fixations aux extrémités sont nécessaires pour des raisons de sécurité afin de maintenir le bac en position pendant la pose des goujons.

Dans les zones sismiques, les bacs doivent être fixés sur les appuis intermédiaires en conformité avec le paragraphe 2.3.1 de l'Avis Technique. Lorsque le montage fait appel à des connecteurs, la connexion doit assurer la transmission des efforts horizontaux et dispense de fixations supplémentaires.

#### 5.2 Pose sur ossature en béton

Il est nécessaire d'assurer aux extrémités, pour la bonne tenue des bacs pendant le coulage du béton, une largeur minimale d'appui de 5 cm.

Comme dans le cas des ossatures métalliques, les tôles sont fixées sur les appuis au fur et à mesure de la pose ; on utilise soit des platines métalliques ou des cornières scellées dans les poutres d'appui en béton, soit des inserts en bois noyés dans les poutres.

#### 5.3 Pose sur d'autres types d'ossatures

Tout procédé de fixation approprié est utilisable.

#### 5.4 Etaielement

L'étaielement, lorsqu'il est imposé par les conditions d'exécution de l'ouvrage, est réalisé avec les éléments traditionnels pour dalle en béton armé. Cependant, il faut s'assurer, dans le cas d'éléments métalliques, du non-poinçonnement de la tôle, en utilisant des protections (planches ou poutres de bois offrant une largeur minimale d'appui de 8 cm). Les étais doivent rester en place le temps nécessaire à l'atteinte de la résistance requise du béton.

#### 5.5 Coffrage des rives

Dans le cas d'ossature métallique, on place des cornières en tôle d'acier galvanisé glissées sous les bacs en rives longitudinales et transversales de plancher et clouées en même temps que les tôles. Dans le cas d'ossature en béton, les rives sont coffrées soit par les cornières précédentes, soit par des coffrages classiques en bois.

## 5.6 Armatures complémentaires

Il est nécessaire de prévoir dans les dalles un faible treillis soudé qui sert à reprendre des efforts éventuels dus au séchage du béton et par ce fait empêche la fissuration.

Des armatures en chapeau sont nécessaires, comme dans toute dalle de béton armé traditionnel, sur appuis intermédiaires pour la reprise des moments négatifs, lorsque la continuité est prise en compte et/ou lorsqu'un revêtement de sol fragile est prévu. Ces armatures doivent couvrir au minimum une zone égale à 0,3 fois la portée, de part et d'autre de l'appui.

Des armatures supplémentaires peuvent être prévues également, en lit inférieur, pour améliorer le comportement du plancher en cas d'incendie ou pour répartir des charges poinçonnantes.

## 5.7 Garnissage aux joints entre bacs et rives

On obture les nervures en extrémité des bacs par des bouchons de mousse cellulaire souple pour éviter les coulures du béton de chaînage.

Lorsque les tôles sont posées bout-à-bout sur un appui, l'obturation des nervures peut être réalisée par l'utilisation d'une bande adhésive.

## 5.8 Bétonnage

Le coulage du béton se fait par des méthodes traditionnelles (pompe ou benne à béton).

Dans la mesure du possible, le déchargement du béton par benne doit s'effectuer sur les éléments porteurs de la structure.

Le béton doit être vibré modérément, car les éléments métalliques transmettent mieux les vibrations que les éléments de coffrage traditionnels. De ce fait, une vibration exagérée pourrait conduire à une ségrégation trop importante du béton.

## 6. Caractéristiques des planchers finis

### 6.1 Poids propre

Le poids spécifique du béton mis en oeuvre est considéré égal à 2 400 daN/m<sup>3</sup>. Dans le calcul du poids propre du plancher, on tient compte :

- de la flèche  $fg$  du bac au moment du coulage du béton ;
- du volume du béton à déduire dû à la présence des nervures (Valeur équivalente à une épaisseur) :  
2,8 cm pour HI-BOND 55.750  
3,6 cm pour HI-BOND 55.800
- du béton, réparti uniformément;
- du poids propre du bac acier.

Le poids du béton se calcule selon la formule suivante :

- $g = [(h - 2,8) + 0,7 fg] 2400/100$  pour le profilé HI-BOND 55.750
- $g = [(h - 3,6) + 0,7 fg] 2400/100$  pour le profilé HI-BOND 55.800

avec :

$g$  : poids du béton du plancher en daN/m<sup>2</sup>

$h$  : hauteur totale du plancher en cm

$fg$  : flèche à mi-portée en cm sous l'effet du poids du béton, calculée conformément aux indications du § 2,32 a) de l'Avis Technique n° 3/05-436\*01Add, et en prenant une épaisseur de béton constante égale à  $h - 2,8$  cm ou à  $h - 3,6$  cm.

### 6.2 Réalisation des sols

On peut poser n'importe quel revêtement de sol sur la forme en béton.

### 6.3 Réalisation des trémies

La réservation des trémies, quand elle est préparée avant coulage du béton, peut être réalisée par bloc de mousse ou tout autre système adéquat. Dans ce cas, la tôle n'est découpée qu'après durcissement du béton.

Dans le cas de trémies de petites dimensions (50 x 50 cm), le renforcement est effectué en fixant des cornières de 50 x 50 x 5 mm sur les nervures et perpendiculairement à leur direction de part et d'autre de l'ouverture.

Dans le cas de trémies de plus grandes dimensions, il est nécessaire de prévoir à leur niveau des éléments de structures complémentaires (chevêtres).

## 6.4 Réalisation des plafonds

Tous les types de plafond du commerce peuvent être associés aux planchers collaborants HI-BOND 55.

On peut réaliser, selon les exigences, des plafonds rapportés esthétiques, thermiques, acoustiques et éventuellement coupe-feu (si cette fonction n'est pas remplie par la dalle elle-même au moyen d'armatures de résistance au feu).

### Fixation en fond d'onde

Avant coulage du béton, tout système de fixation par suspentes traversant la tôle en fond d'onde est possible.

Après coulage du béton, des chevilles de diamètre 8 mm au maximum (logées dans un perçage de diamètre 10 mm au maximum) peuvent être utilisées en fond de nervure. L'espacement entre chevilles ne doit pas être inférieur à 300 mm. Les charges ponctuelles suspendue ne doivent pas dépasser 160 daN par point de fixation.

## 6.5 Plancher chauffant

Le plancher HI-BOND 55 admet les systèmes de chauffage à basse température, incorporés dans la dalle, sous réserve que le pourcentage des gaines, raccords inclus, reste faible. Cette solution implique un calage des tuyaux à 2 cm au dessus des tôles et un enrobage supérieur de 2 cm au minimum.

## 6.6 Utilisation du plancher HI-BOND en ossature mixte

Utilisé en tant que dalle collaborante isolée, le plancher HI-BOND 55 ne nécessite pas de connecteurs, la liaison mécanique acier-béton étant assurée dans la limite des charges d'utilisation autorisée par les bossages des flancs d'onde.

Dans le cas où les dalles collaborantes HI-BOND 55 sont considérées comme participantes à la résistance de poutre mixte d'ossature, la liaison mécanique dalle-poutre est assurée par des connecteurs appropriés (goujons soudables à travers la tôle ou cornières du type HVB de HILTI clouées à travers la tôle). Ceci permet une économie sensible du poids total de l'ossature.

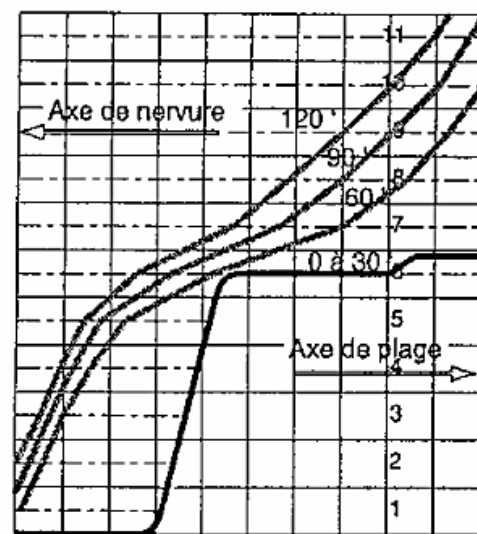
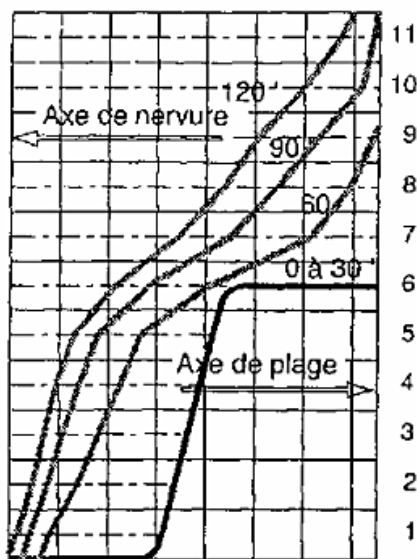
Dans le cas des bacs prépercés, les goujons sont soudés sur les poutres métalliques en usine, avant la pose du bac. Dans ce cas, la largeur des semelles où reposent les bacs percés sera d'au moins 120 mm afin d'éviter des fuites de béton au coulage.

## 7. Caractéristiques des planchers pour les calculs de résistance au feu

### 7.1 Largeur des nervures après exposition au feu

HI-BOND 55.750

N° tranche	Largeur équivalente : $\Phi_{b,b}$ (cm / m)			
	CF 30	CF 60	CF 90	CF 120
11	100	100	98,43	89,61
10	100	100	94,43	79,68
9	100	97,90	84,14	67,82
8	100	91,28	72,77	58,04
7	100	81,70	59,95	45,86
6	79,00	54,50	37,93	27,93
5	55,73	35,94	23,20	17,10
4	52,40	29,90	18,36	12,96
3	49,20	24,32	14,28	9,18
2	45,87	17,28	10,08	5,76
1	42,67	10,80	5,40	2,40



Représentation graphique de la nervure équivalente (légèrement modifiée).

HI-BOND 55.800

N° tranche	Largeur équivalente : $\Phi_{b,b}$ (cm / m)			
	CF 30	CF 60	CF 90	CF 120
11	100	100	95,24	92,43
10	100	100	90,51	80,67
9	100	92,46	80,62	70,17
8	100	83,76	69,39	51,50
7	100	53,35	39,85	27,00
6	65,00	36,50	25,00	17,20
5	41,80	26,93	16,63	10,21
4	39,30	21,15	11,42	6,14
3	36,90	15,60	6,94	3,03
2	34,40	10,02	3,00	1,75
1	32,00	3,67	1,24	0,29

## 7.2 Température des aciers

Coefficients de la formule générale :  $T = T_0 \cdot (1 - u/u_0)$  avec T en °C et u en mm

		$T_0$			$u_0$		
		CF 60	CF 90	CF 120	CF 60	CF 90	CF 120
HI BOND 55.750		703	898	1060	111	126,2	140,3
HI BOND 55.800		760	930	1020	101	126	146

## 8. Résultats d'essais ayant permis de porter les appréciations de 2.2

### 8.1 Essais mécaniques

Des essais de chargement statique instantané en flexion ont été réalisés sur 3 dalles réalisées avec des profils HI BOND d'épaisseur totale de 10 cm et de 16 cm en vue de déterminer les limites de la collaboration tôle-béton.

Ces essais ont été effectués à la station d'essais du CTICM à Maizières-les-Metz en mai, juillet et août 1984 (P.V. N° 84.Ex.7 T 6).

Cinq autres essais ont été réalisés en janvier et mars 1971 au CSTB sur des dalles de 9 et 12cm d'épaisseur totale.

Des essais de comportement des bacs HI-BOND 55.750 sous charges de chantier ont été réalisés en avril 1986 à la Station CSTB de Champs sur Marne (P.V. N° 23.054).

Des essais de comportement des bacs HI-BOND 55.800 sous charges de chantier ont été réalisés en juin 1994 à la Station d'essais de MONOPANEL à CHAUNY.

Des essais de comportement des bacs HI-BOND 55.750 et HI-BOND 55.800 ont été réalisés au CSTB sur des bacs préperçés en juillet 2004. Rapports CSTB ES 553 04 0036 ES 553 04 095. Des essais sur les bacs munis de connecteurs traversant la tôle ont été aussi réalisés en décembre 2004. Rapport CSTB ES 553 04 094.

Essais mécaniques : de nouveaux essais de chargement statiques ont complété ceux de 1971 et de 1984. Rapport CSTB N° EX 98-049 en 1999 pour HI BOND 55-750 et rapport CSTB EM 00-060 en 2001 pour HI BOND 55-800.

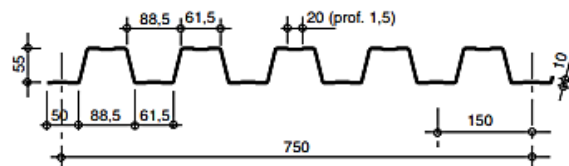
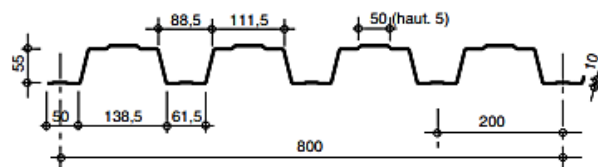
Essais acoustiques : les données pour l'établissement des performances d'isolement acoustique se réfèrent au rapport CSTB AC 01 067/10 de 2001.

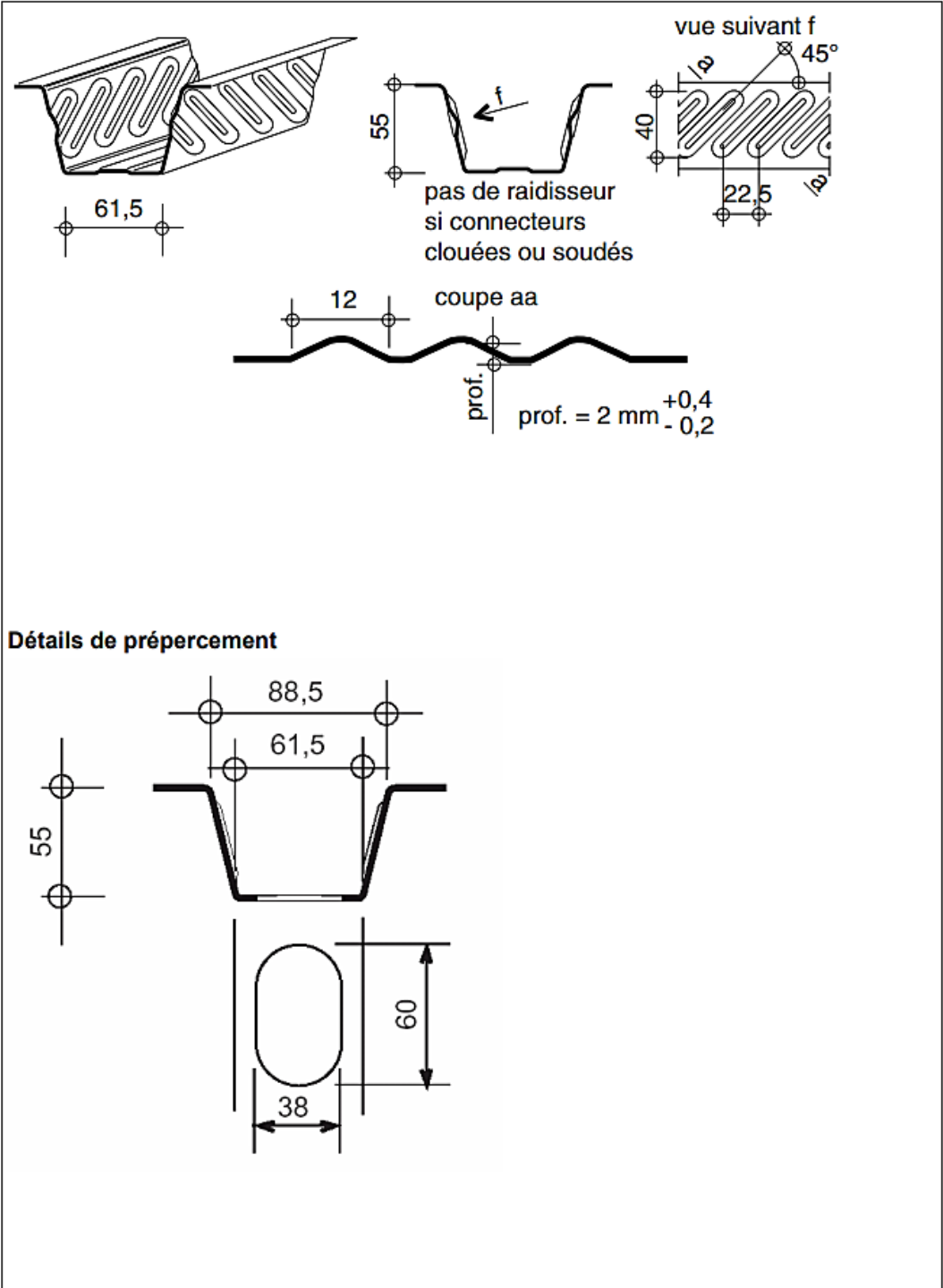
### **8.2 Essais au feu**

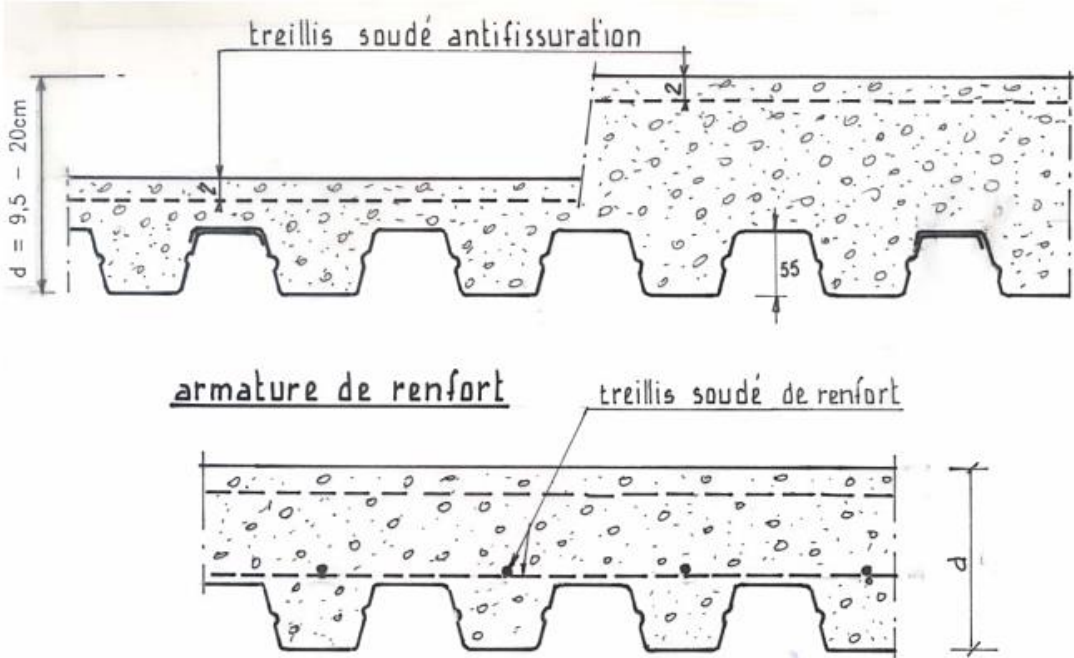
Les données utilisées pour la détermination des tables de températures et de coffrage équivalent à chaud présentées sont extraites de PV d'essais en vraie grandeur menés à la Station d'Essais du CTICM à MAIZIERES LES METZ.

## **B. Références**

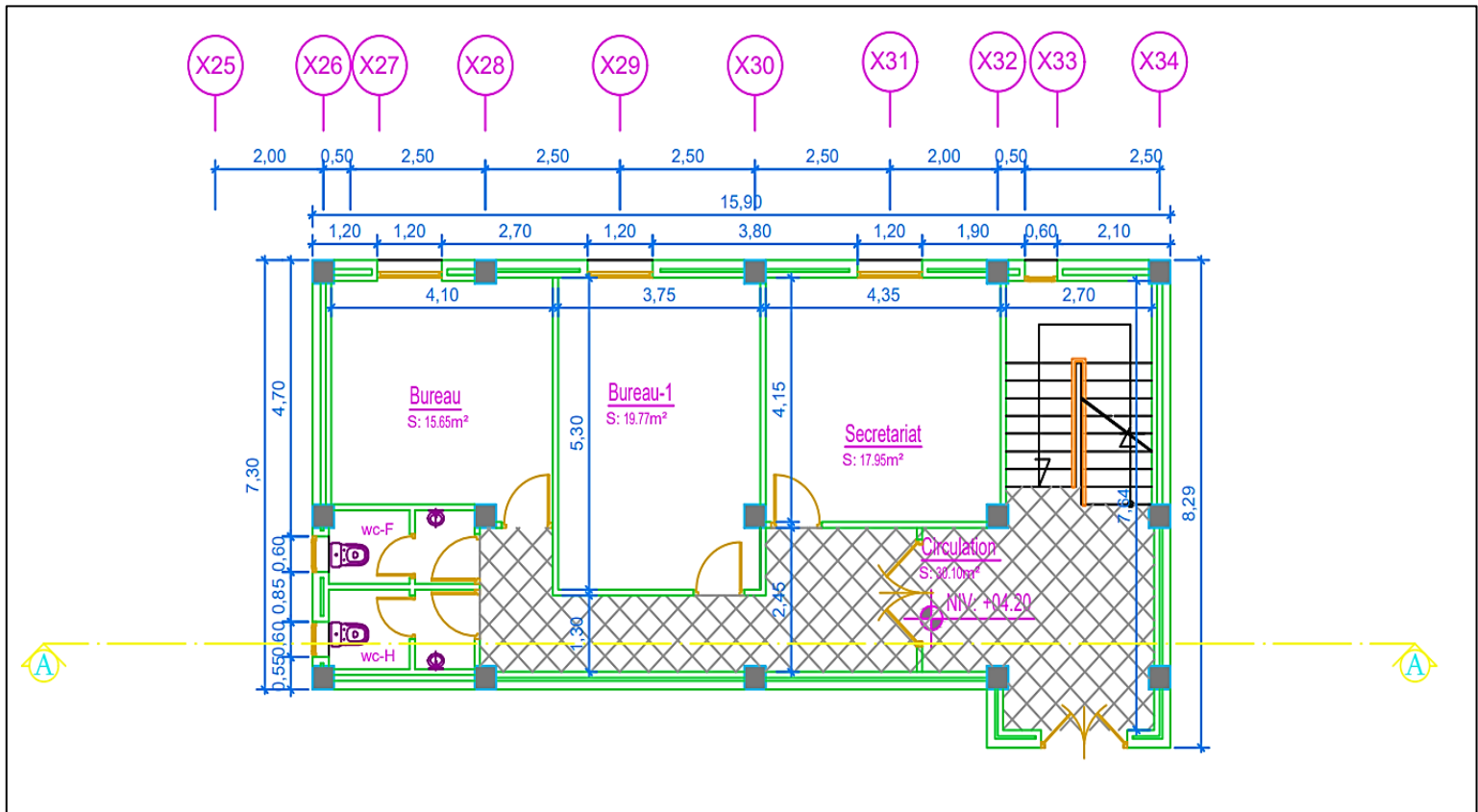
Jusqu'à ce jour environ 7,0 millions de m2 de plancher ont été réalisés avec le procédé HI BOND 55.

**Tableaux et figures du Dossier Technique****DESSINS : Caractéristiques géométriques des profils HI BOND 55****Profil HI BOND 55-750****Profil HI BOND 55-800****Détails de nervure et de bossage**

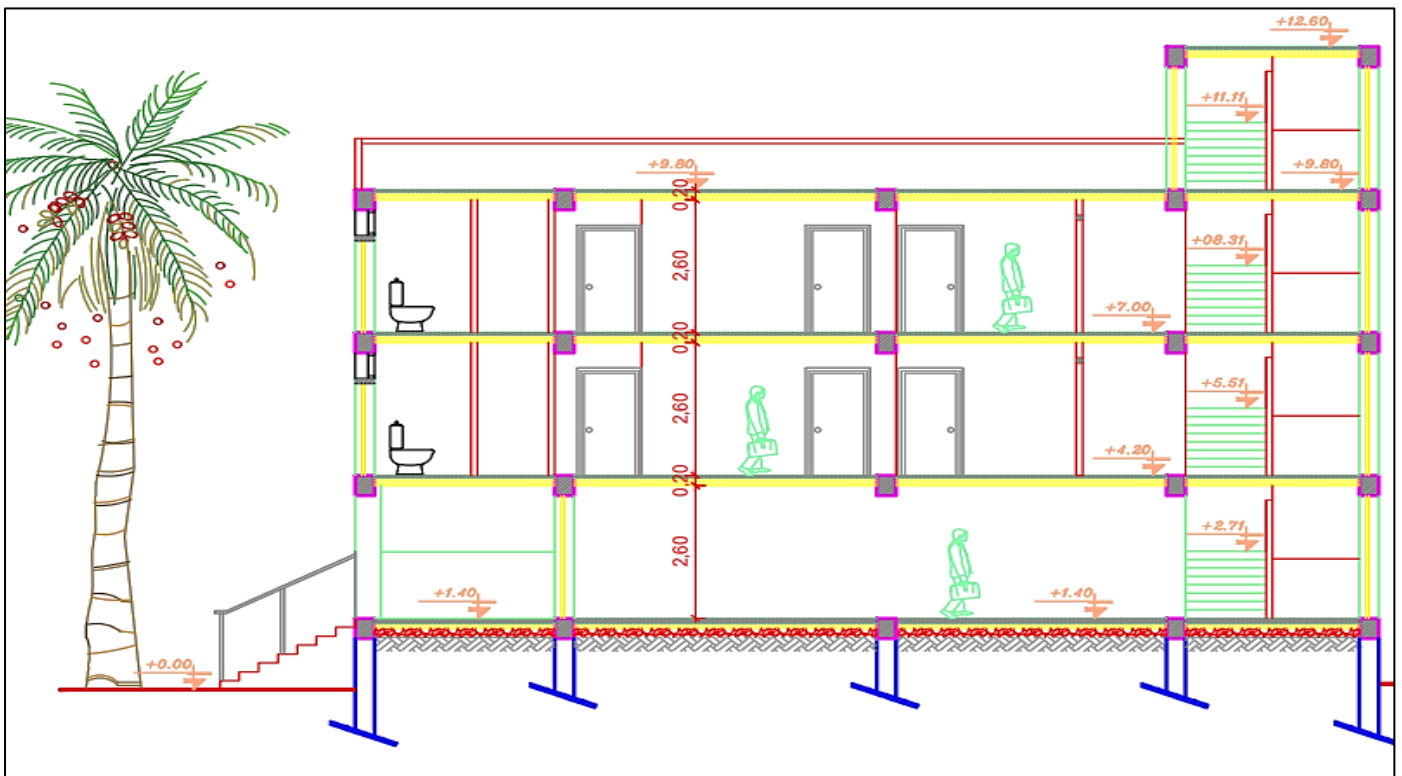




Les plans du projet

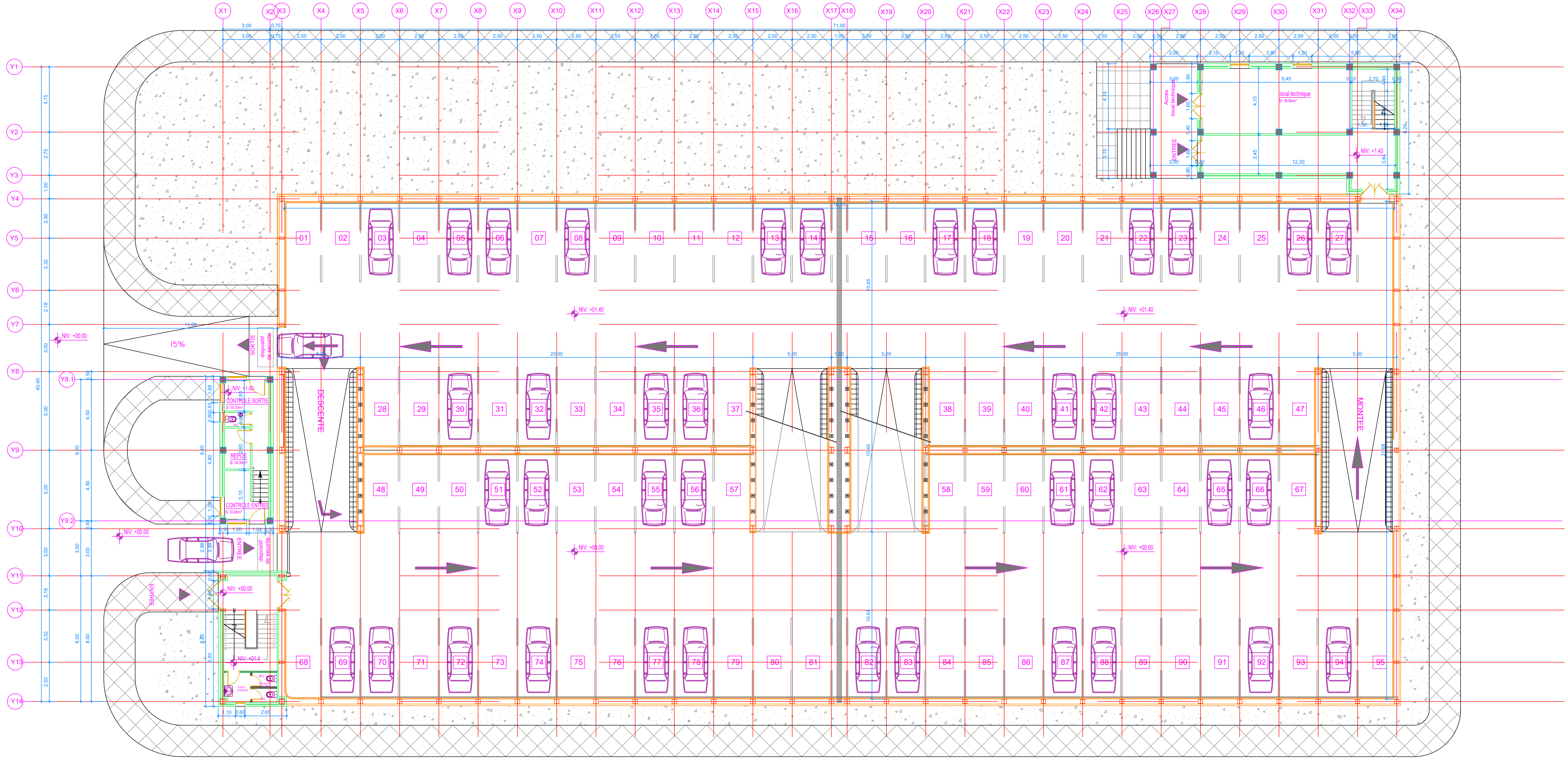


Bloc administratif étage courant

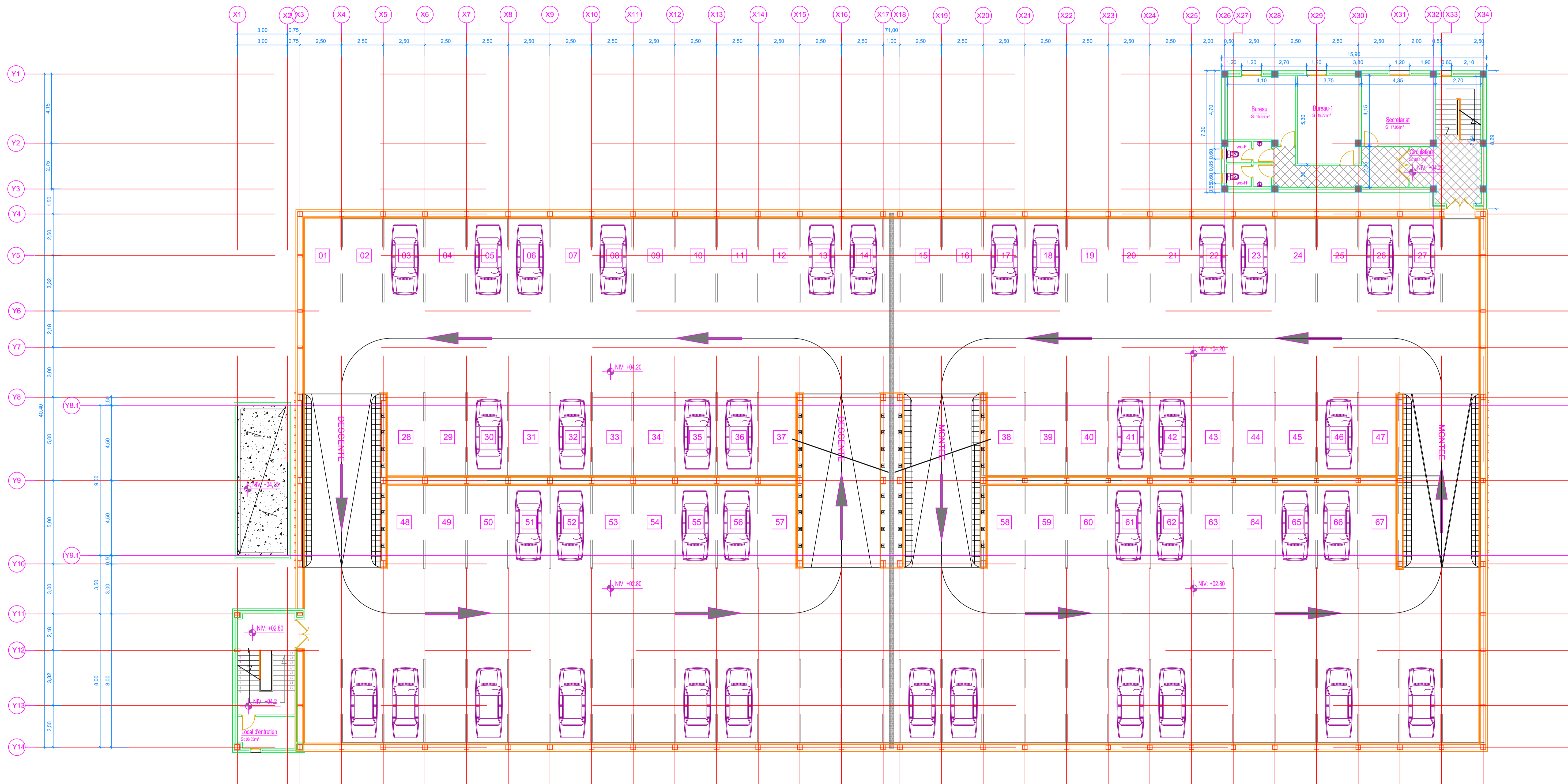


Coupe escaliers bloc administratif

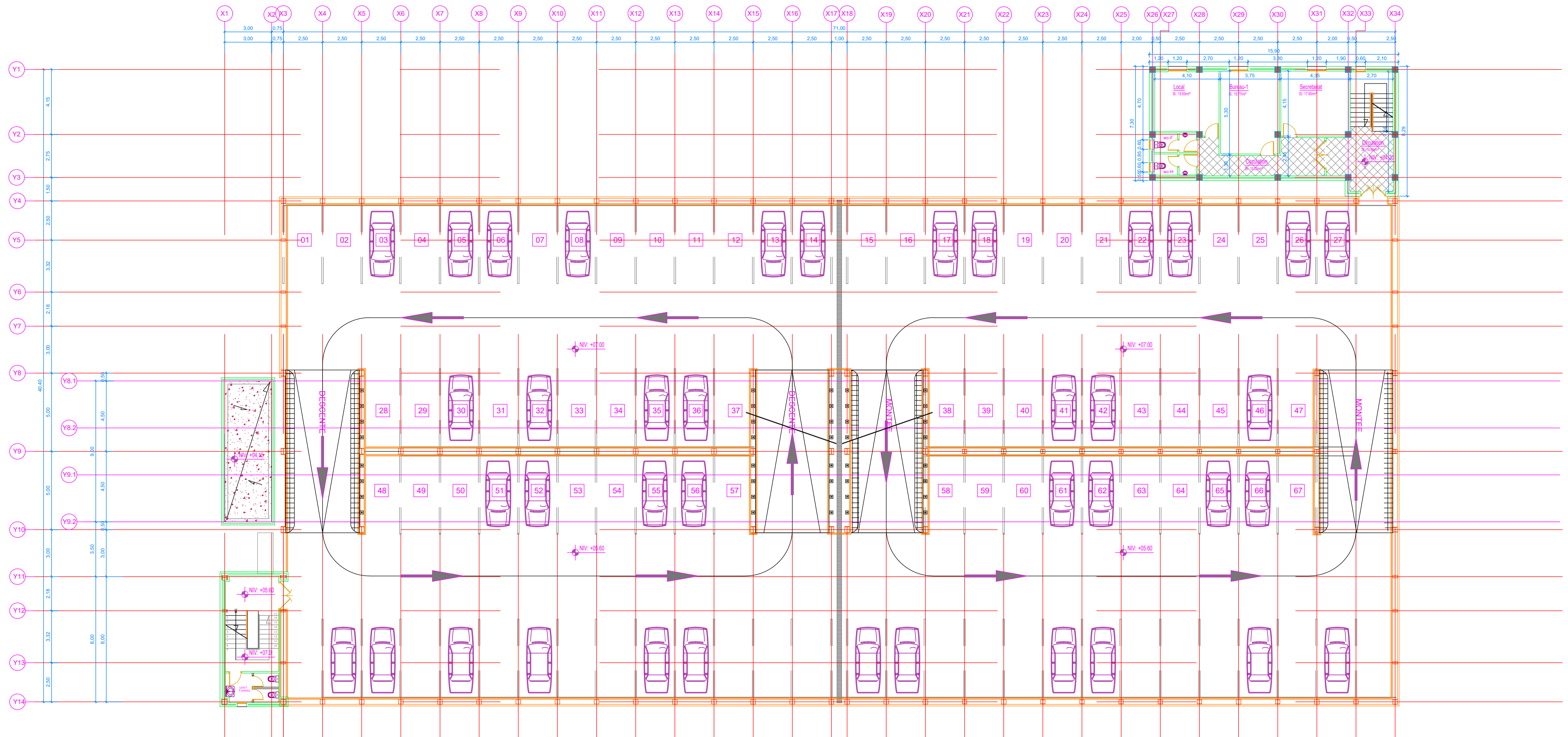




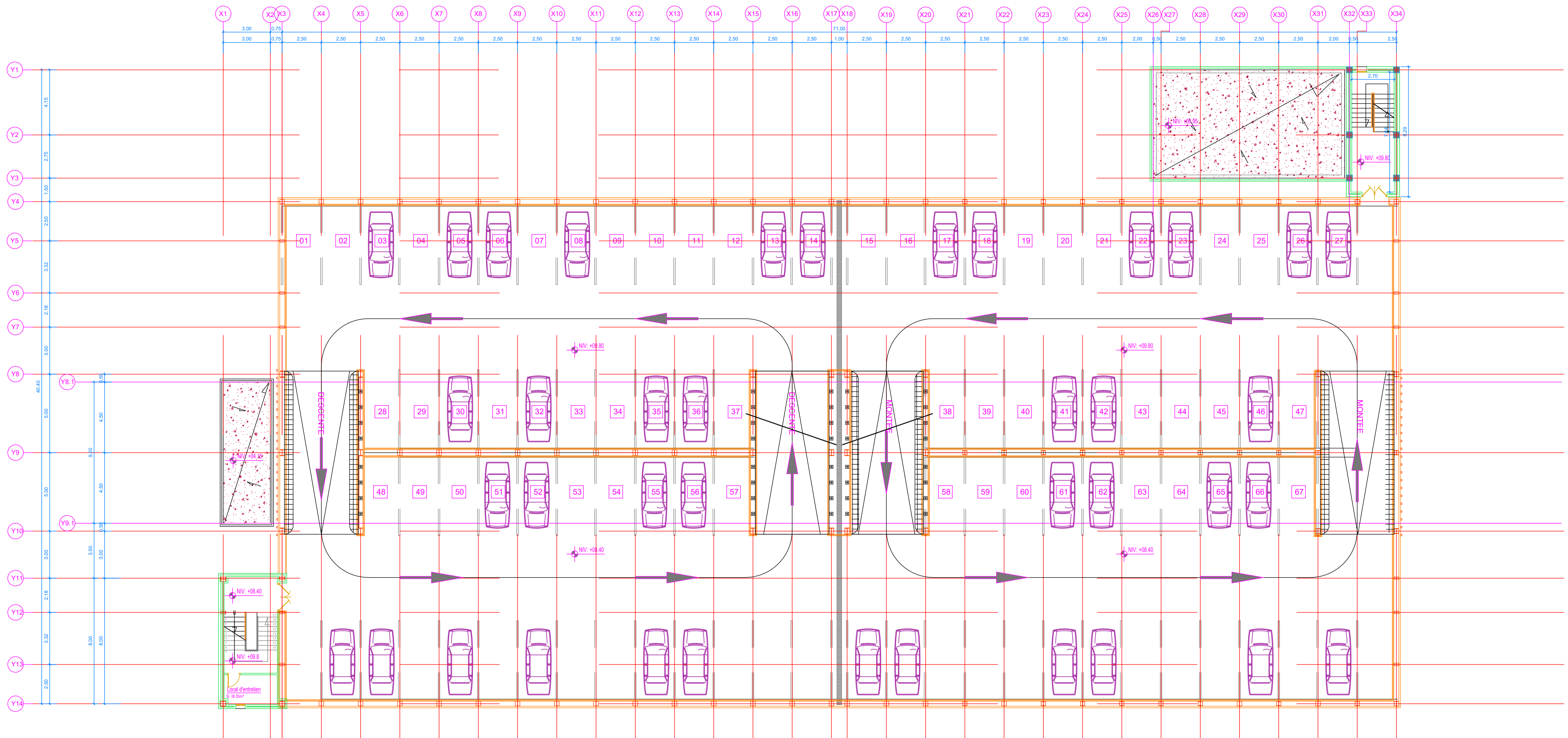
Plan RDC



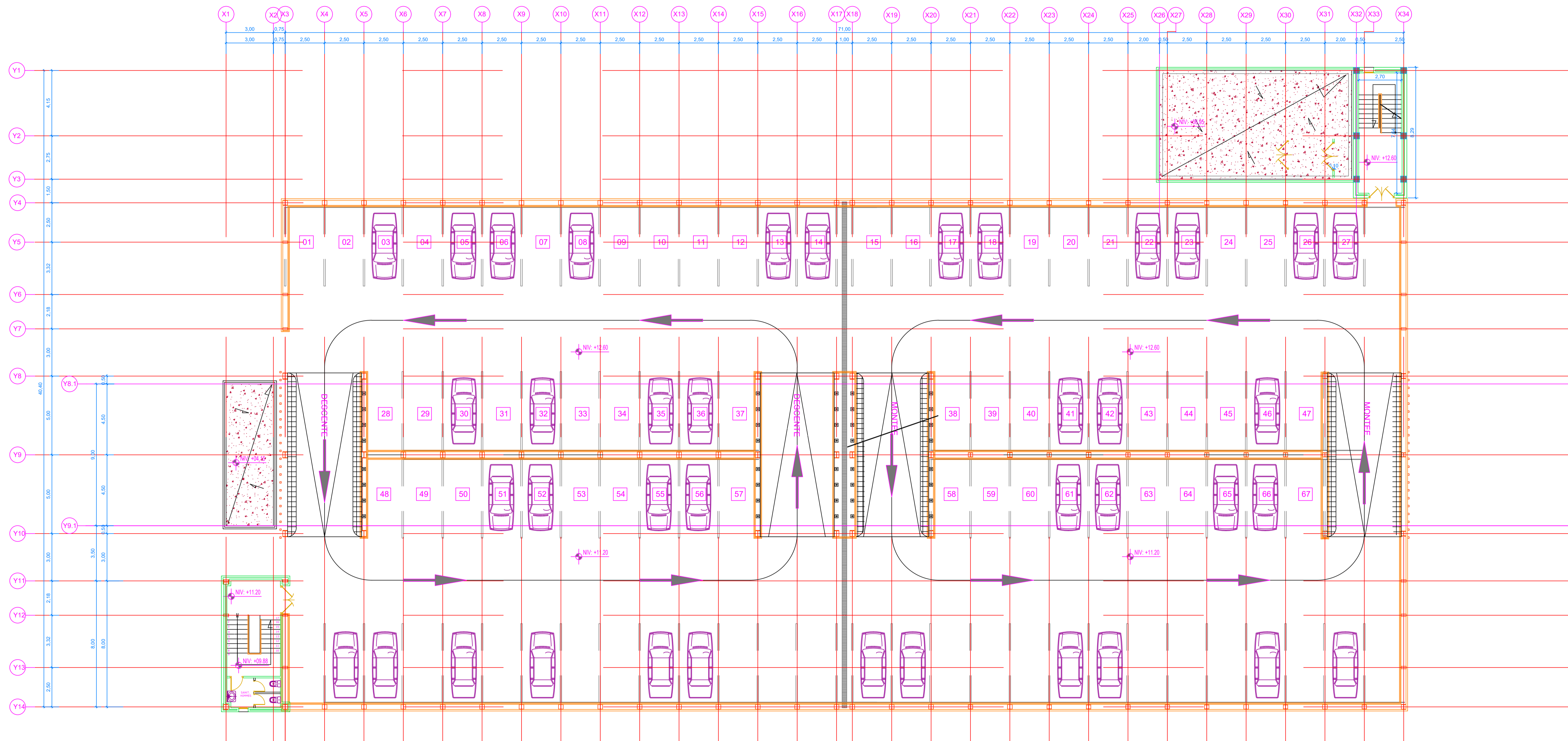
Plan étage 1



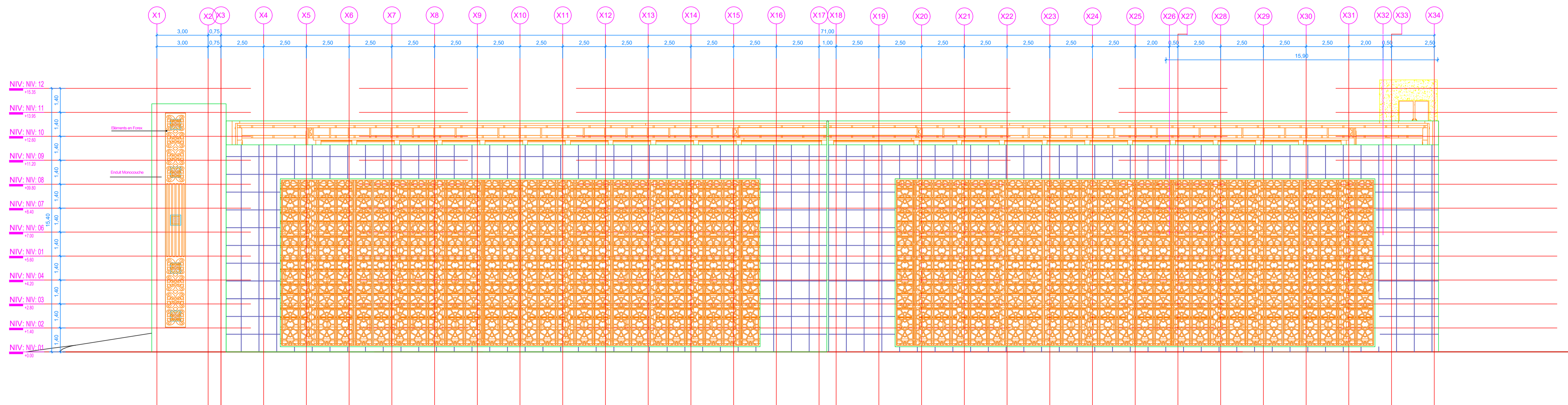
Plan étage 2



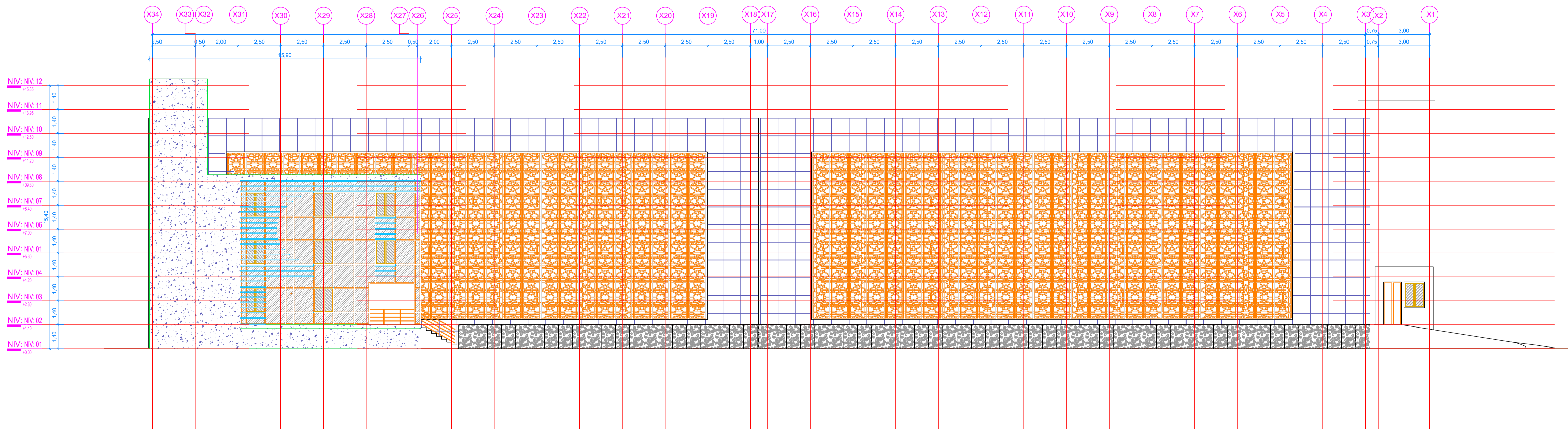
Plan étage 3



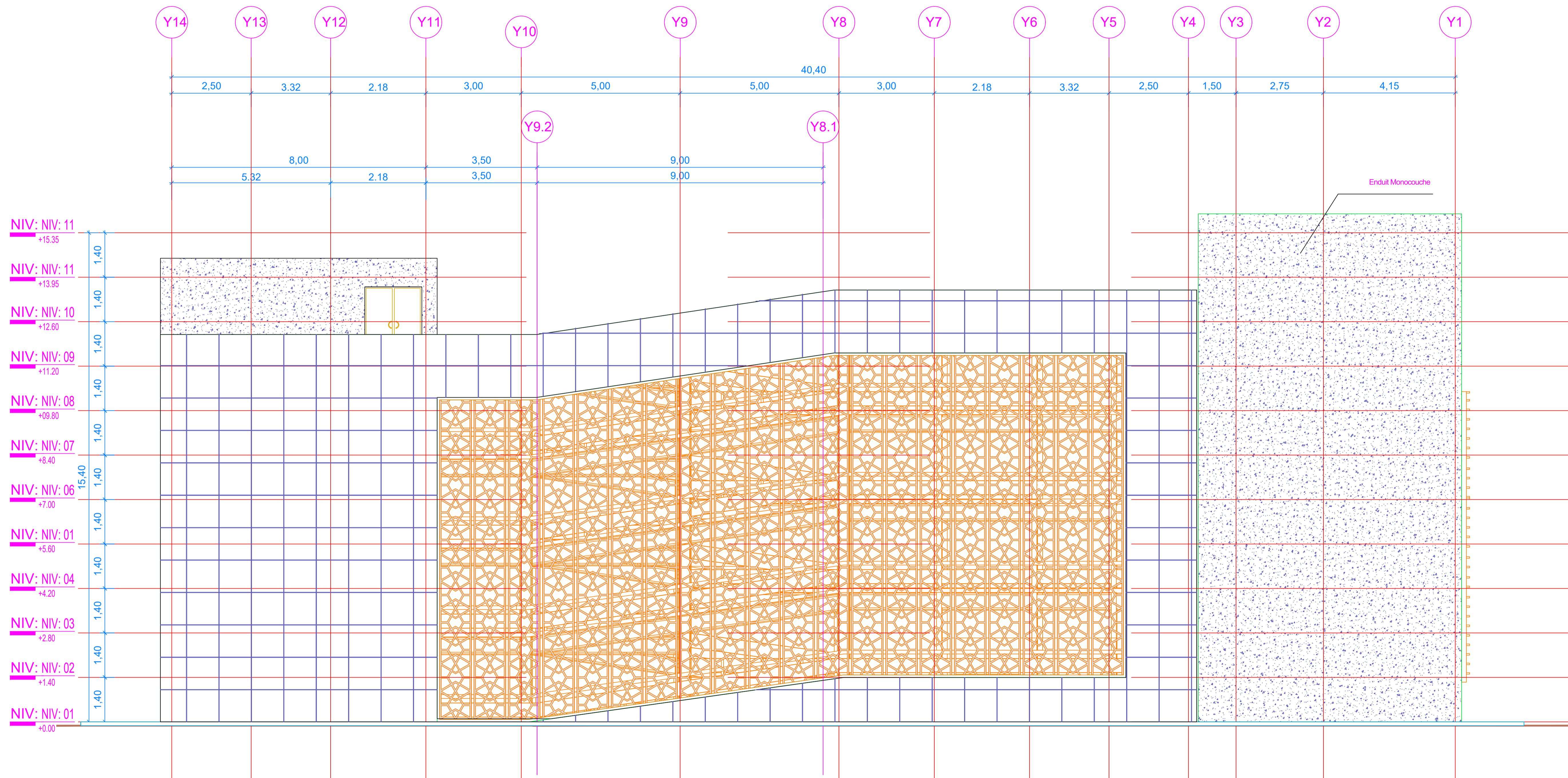
Plan terrasse



Plan façade 1

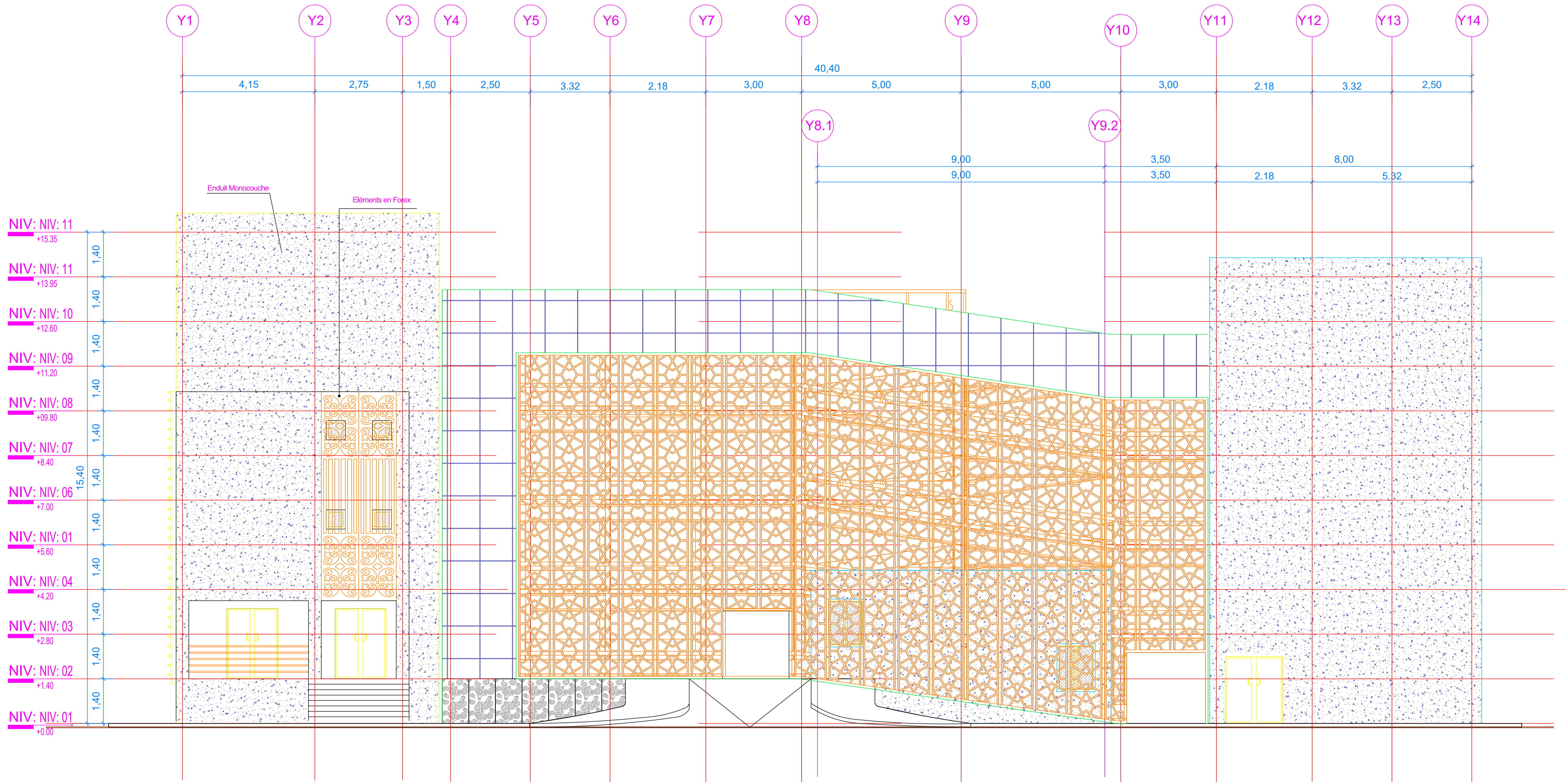


Plan façade 2

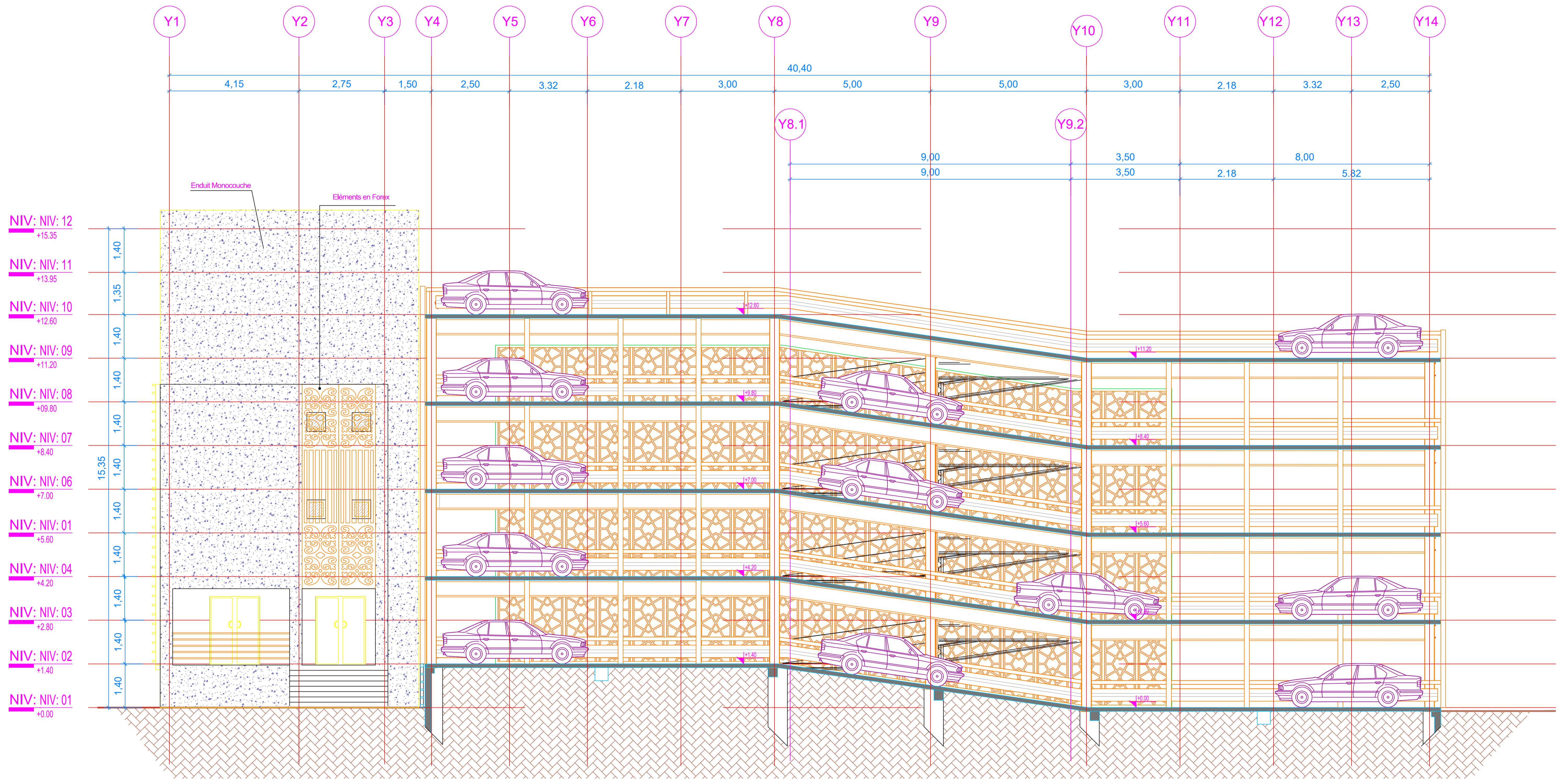


Plan façade 3

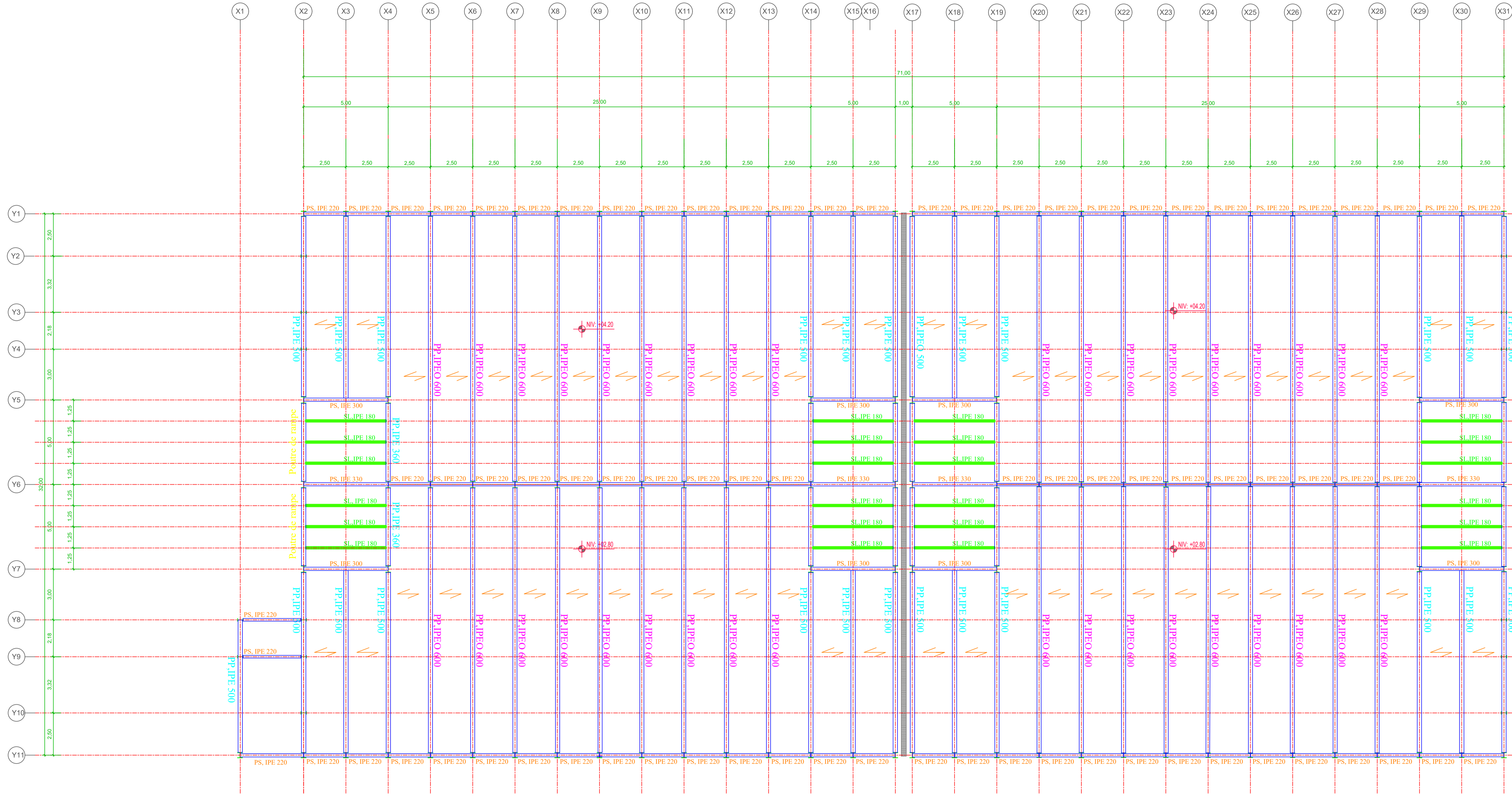




Plan façade 4



Coupe de façade

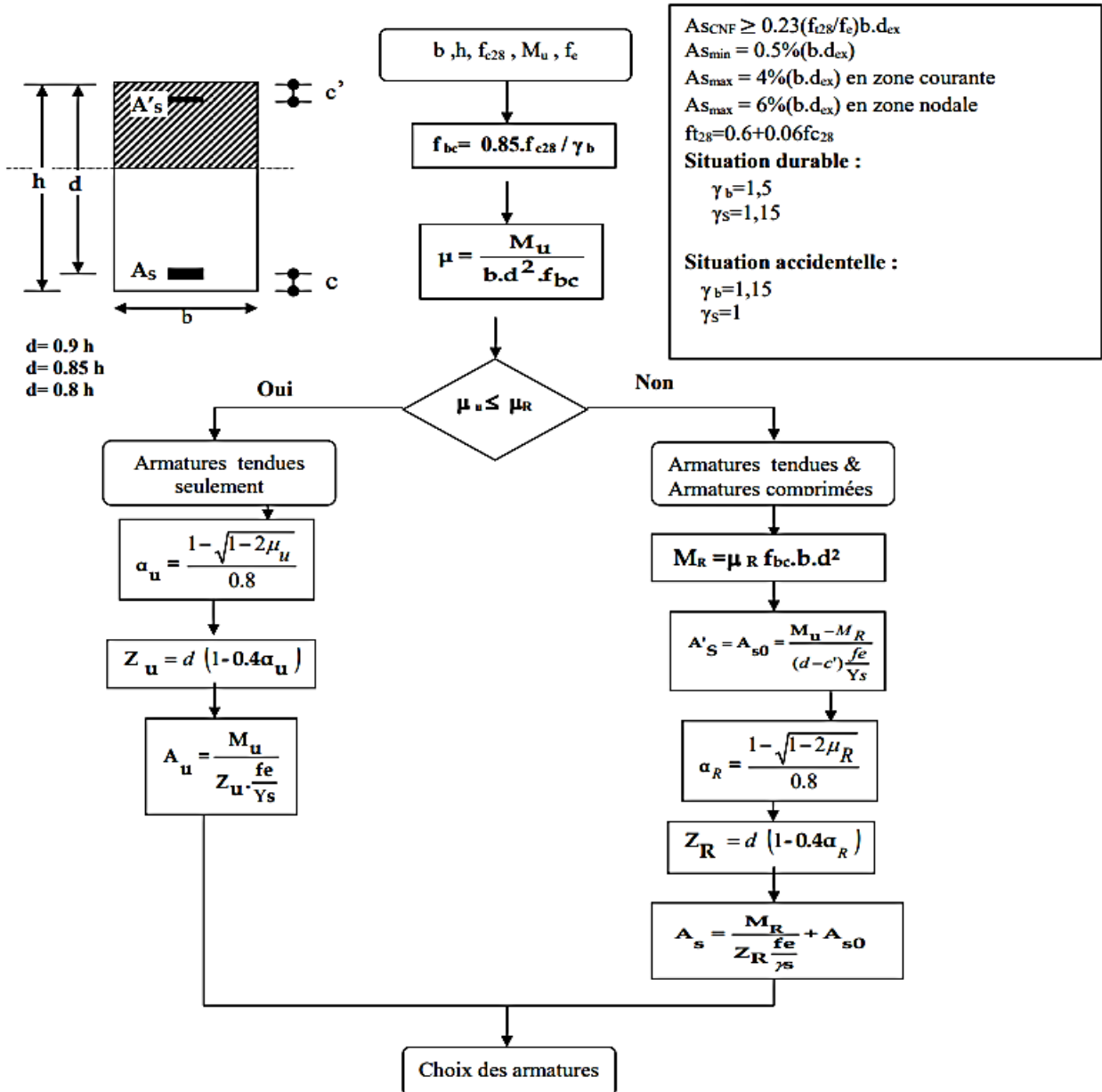


## Organigramme section rectangulaire a l'ELU en flexion simple

USDB – FT- DGC-L3-Béton1

2021/2022

## Organigramme pour le calcul d'une section rectangulaire d'une poutre en flexion simple à l'ELU



$$eh \geq \max(1.5 C_g; \varpi_{lmax})$$

$$ev \geq \max(C_g; \varpi_{lmax})$$

$$\varpi_{lmax} \leq b/10$$

Nuance	Combinaisons durables $\gamma_s = 1.15$			Combinaisons accidentelles $\gamma_s = 1.0$		
	$f_e/\gamma_s$ (Mpa)	$\alpha_R$	$\mu_R$	$f_e/\gamma_s$ (Mpa)	$\alpha_R$	$\mu_R$
FeE 400	348	0.668	0.391	400	0.636	0.379
FeE 500	435	0.617	0.371	500	0.583	0.358

**Calcul de ferrailage (semelle filante)**

[Cours fondations, Dr AOUALI]

- Armatures principales : (nappe inférieure //  $B_{sf}$ )

Ferrailage (méthode des bielles pour 1 ml)

$$A_s = \frac{P_{ELU}(B_{sf} - b_{poteau})}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$P_{ELU} = \frac{1.35G^{tot} + 1.5Q^{tot}}{L_{sf}}$$

$$d = h_{sf} - c$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- Armatures de répartition : (nappe supérieure  $\perp$   $B_{sf}$ )

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \cdot B_{sf}$$

$$A_s(\text{cm}^2) \text{ et } B_{sf}(\text{m})$$

## Assemblage (Poteau-poutre)

**Projet :** Assemblage poteau traverse  
**Projet N° :**  
**Auteur :**



### Données du projet

Nom de projet	Assemblage poteau traverse
Numéro du projet	
Auteur	
Description	assemblage poteau traverse avec jarret
Date	23/05/2024
Norme	EN

### Matériau

Acier	S275
-------	------

Projet : Assemblage poteau traverse  
 Projet N° :  
 Auteur :



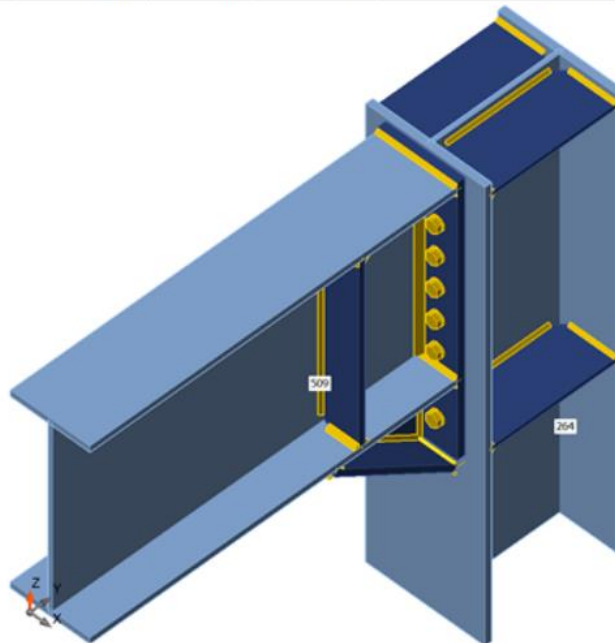
## Élément du projet 5

### Conception

Nom 5  
 Description  
 Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

### Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage $e_x$ [mm]	Décalage $e_y$ [mm]	Décalage $e_z$ [mm]	Efforts dans
264	1 - HEA360	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position
509	2 - IPE500	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position



### Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEA360	S275
2 - IPE500	S275

### Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	$f_u$ [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M20 8.8	M20 8.8	20	800,0	314

Projet : Assemblage poteau traverse  
 Projet N° :  
 Auteur :



### Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
G+Q+1.5Ex(2)	264	-883,5	1,4	-3,1	0,0	6,6	0,7
	509	-0,3	0,0	-31,4	0,0	30,5	0,0

### Vérification

#### Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5,0%	OK
Boulons	3,3 < 100%	OK
Soudures	23,1 < 100%	OK
Voilement	75,88	

#### Platines

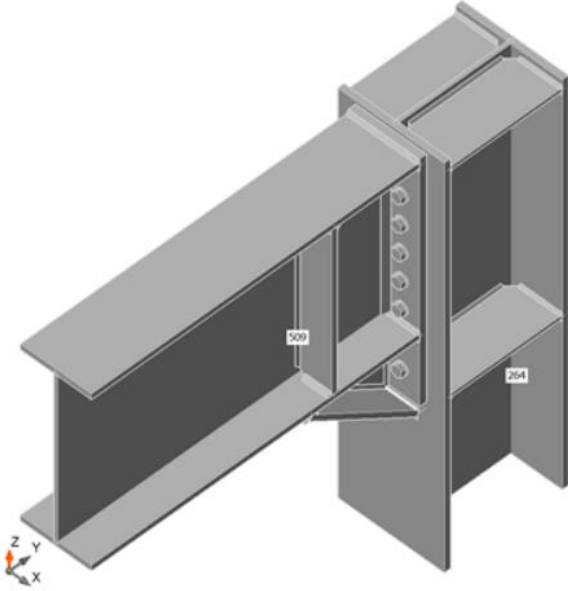
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{p1}$ [%]	$\sigma_{CEd}$ [MPa]	Résultat
264-bfl 1	17,5	G+Q+1.5Ex(2)	29,2	0,0	5,4	OK
264-tfl 1	17,5	G+Q+1.5Ex(2)	22,1	0,0	0,0	OK
264-w 1	10,0	G+Q+1.5Ex(2)	34,1	0,0	0,0	OK
509-bfl 1	16,0	G+Q+1.5Ex(2)	37,2	0,0	0,0	OK
509-tfl 1	16,0	G+Q+1.5Ex(2)	34,5	0,0	0,0	OK
509-w 1	10,2	G+Q+1.5Ex(2)	31,5	0,0	0,0	OK
STIFF1a	10,0	G+Q+1.5Ex(2)	21,5	0,0	0,0	OK
STIFF1b	10,0	G+Q+1.5Ex(2)	21,5	0,0	0,0	OK
EP1	20,0	G+Q+1.5Ex(2)	14,0	0,0	6,6	OK
WID1a	12,0	G+Q+1.5Ex(2)	25,7	0,0	0,0	OK
WID1b	16,0	G+Q+1.5Ex(2)	21,1	0,0	0,0	OK
STIFF2a	10,0	G+Q+1.5Ex(2)	8,1	0,0	0,0	OK
STIFF2b	10,0	G+Q+1.5Ex(2)	8,2	0,0	0,0	OK
STIFF3a	16,0	G+Q+1.5Ex(2)	9,1	0,0	0,0	OK
STIFF3b	16,0	G+Q+1.5Ex(2)	9,1	0,0	0,0	OK

#### Données de conception

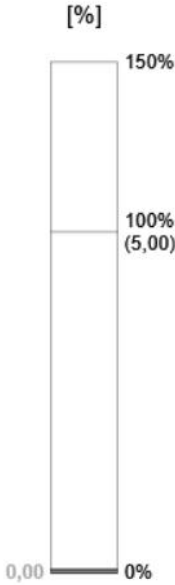
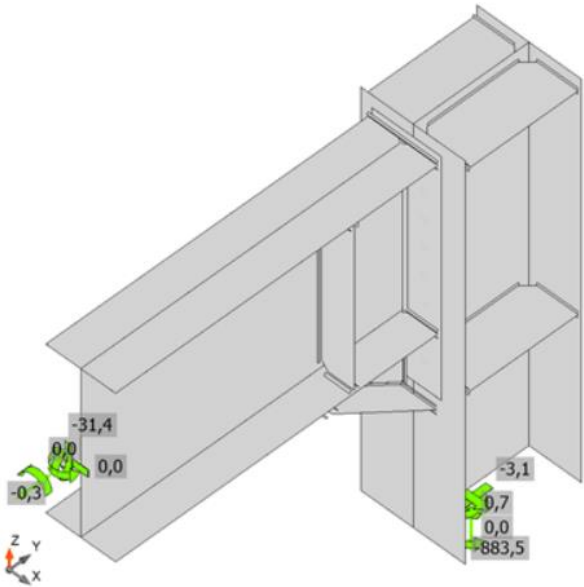
Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S275	275,0	5,0



Projet : Assemblage poteau traverse  
Projet N° :  
Auteur :



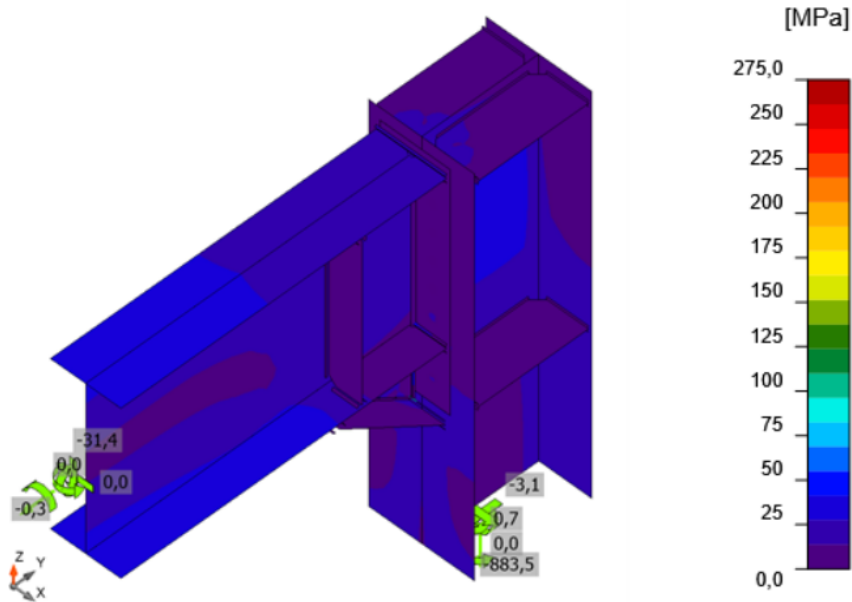
Vérification globale, G+Q+1.5Ex(2)



Vérification de déformation, G+Q+1.5Ex(2)

Projet : Assemblage poteau traverse  
 Projet N° :  
 Auteur :

**IDEA StatiCa®**  
 Calculate yesterday's estimates



Contrainte équivalente, G+Q+1.5Ex(2)

### Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_{t,t}$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t,s}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	Résultat
	B7	G+Q+1.5Ex(2)	0,0	3,1	0,0	286,7	3,3	3,3	OK
	B8	G+Q+1.5Ex(2)	0,0	3,1	0,0	286,7	3,3	3,3	OK
	B9	G+Q+1.5Ex(2)	0,2	3,1	0,1	289,6	3,3	3,3	OK
	B10	G+Q+1.5Ex(2)	0,2	3,1	0,1	289,6	3,3	3,3	OK
	B11	G+Q+1.5Ex(2)	0,1	3,0	0,0	289,6	3,2	3,2	OK
	B12	G+Q+1.5Ex(2)	0,1	3,0	0,0	289,6	3,1	3,2	OK
	B13	G+Q+1.5Ex(2)	0,3	2,8	0,2	289,6	2,9	3,1	OK
	B14	G+Q+1.5Ex(2)	0,3	2,8	0,2	289,6	2,9	3,1	OK
	B15	G+Q+1.5Ex(2)	1,0	2,5	0,7	289,6	2,6	3,2	OK
	B16	G+Q+1.5Ex(2)	1,0	2,5	0,7	289,6	2,6	3,2	OK
	B17	G+Q+1.5Ex(2)	2,4	1,2	1,7	289,6	1,3	2,6	OK
	B18	G+Q+1.5Ex(2)	1,9	2,1	1,4	301,0	2,2	3,2	OK
	B19	G+Q+1.5Ex(2)	1,9	2,1	1,4	301,0	2,2	3,2	OK
	B20	G+Q+1.5Ex(2)	2,4	1,2	1,7	289,6	1,3	2,6	OK
B21	G+Q+1.5Ex(2)	0,9	0,9	0,6	301,0	1,0	1,4	OK	
B22	G+Q+1.5Ex(2)	0,9	0,9	0,6	301,0	1,0	1,4	OK	

### Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 8.8 - 1	141,1	360,5	94,1

Projet : Assemblage poteau traverse  
 Projet N° :  
 Auteur :



### Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{PI}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Résultat
264-bfl 1	STIFF1a	▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	37,3	0,0	-18,6	4,5	-18,1	9,2	4,9	OK
		▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	28,6	0,0	-13,5	-4,0	14,0	7,1	3,8	OK
264-w 1	STIFF1a	▲5,0▲	261	G+Q+1.5Ex(2)	13,5	0,0	-3,9	-6,9	-3,0	3,3	2,4	OK
		▲5,0▲	261	G+Q+1.5Ex(2)	12,5	0,0	0,1	7,2	-0,1	3,1	2,1	OK
264-tfl 1	STIFF1a	▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	9,2	0,0	-0,1	5,3	-0,1	2,3	1,1	OK
		▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	10,7	0,0	-3,7	-4,5	3,7	2,6	1,3	OK
264-bfl 1	STIFF1b	▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	28,6	0,0	-13,5	4,0	-14,0	7,1	3,8	OK
		▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	37,3	0,0	-18,6	-4,5	18,1	9,2	4,9	OK
264-w 1	STIFF1b	▲5,0▲	261	G+Q+1.5Ex(2)	12,5	0,0	0,1	-7,2	0,1	3,1	2,1	OK
		▲5,0▲	261	G+Q+1.5Ex(2)	13,5	0,0	-3,9	6,9	3,0	3,3	2,4	OK
264-tfl 1	STIFF1b	▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	10,7	0,0	-3,7	4,5	-3,7	2,6	1,3	OK
		▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	9,2	0,0	-0,1	-5,3	0,0	2,3	1,1	OK
EP1	509-bfl 1	▲6,0▲	200	G+Q+1.5Ex(2)	31,7	0,0	-2,2	0,2	18,3	7,8	3,5	OK
		▲6,0▲	200	G+Q+1.5Ex(2)	18,6	0,0	12,7	-0,3	7,8	4,6	2,5	OK
EP1	509-tfl 1	▲6,0▲	200	G+Q+1.5Ex(2)	27,1	0,0	-11,8	5,4	-13,0	6,7	6,1	OK
		▲6,0▲	200	G+Q+1.5Ex(2)	39,7	0,0	-19,7	0,0	19,9	9,8	8,1	OK
EP1	509-w 1	▲10,0▲	484	G+Q+1.5Ex(2)	12,1	0,0	-2,3	6,4	-2,3	3,0	2,4	OK
		▲10,0▲	484	G+Q+1.5Ex(2)	12,0	0,0	-2,3	-6,4	2,3	3,0	2,4	OK
264-bfl 1	WID1a	▲5,0▲	200	G+Q+1.5Ex(2)	70,4	0,0	12,1	38,3	11,7	17,4	7,1	OK
		▲5,0▲	200	G+Q+1.5Ex(2)	70,3	0,0	11,7	-38,2	-12,0	17,4	7,1	OK
509-bfl 1	WID1a	▲5,0▲	300	G+Q+1.5Ex(2)	80,5	0,0	-40,2	4,6	-40,0	19,9	4,9	OK
		▲5,0▲	300	G+Q+1.5Ex(2)	80,9	0,0	-40,2	-4,6	40,3	20,0	4,9	OK
WID1b	WID1a	▲5,0▲	361	G+Q+1.5Ex(2)	21,4	0,0	-0,6	-12,3	-0,6	5,3	2,4	OK
		▲5,0▲	361	G+Q+1.5Ex(2)	21,4	0,0	-0,6	12,4	0,6	5,3	2,4	OK
264-bfl 1	WID1b	▲5,0▲	200	G+Q+1.5Ex(2)	78,2	0,0	22,0	0,0	43,3	19,3	8,3	OK
		▲5,0▲	200	G+Q+1.5Ex(2)	46,5	0,0	25,4	0,0	-22,5	11,5	5,2	OK
509-bfl 1	WID1b	▲5,0▲	200	G+Q+1.5Ex(2)	93,4	0,0	6,1	27,5	46,2	23,1	15,6	OK
		▲5,0▲	200	G+Q+1.5Ex(2)	33,2	0,0	14,5	-7,7	-15,5	8,2	5,2	OK
264-bfl 1	STIFF2a	▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	4,8	0,0	1,3	0,2	2,6	1,2	0,8	OK
		▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	12,5	0,0	7,2	-0,5	-5,9	3,1	1,8	OK
264-w 1	STIFF2a	▲5,0▲	261	G+Q+1.5Ex(2)	8,1	0,0	1,5	4,0	2,2	2,0	0,9	OK
		▲5,0▲	261	G+Q+1.5Ex(2)	9,7	0,0	3,8	-4,1	-3,1	2,4	1,1	OK
264-tfl 1	STIFF2a	▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	9,8	0,0	4,2	-3,7	3,6	2,4	1,3	OK
		▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	7,0	0,0	0,9	3,7	-1,4	1,7	1,1	OK
264-bfl 1	STIFF2b	▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	12,7	0,0	7,2	0,4	6,0	3,1	1,8	OK
		▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	4,9	0,0	1,4	-0,2	-2,7	1,2	0,8	OK
264-w 1	STIFF2b	▲5,0▲	261	G+Q+1.5Ex(2)	9,7	0,0	3,8	4,2	3,1	2,4	1,1	OK
		▲5,0▲	261	G+Q+1.5Ex(2)	8,1	0,0	1,5	-4,0	-2,2	2,0	0,9	OK
264-tfl 1	STIFF2b	▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	7,0	0,0	0,9	-3,7	1,4	1,7	1,1	OK

Projet : Assemblage poteau traverse  
 Projet N° :  
 Auteur :

**IDEA StatiCa**<sup>®</sup>  
 Calculate yesterday's estimates

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Résultat
		▲5,0▲	118	G+Q+1.5Ex(2)	9,9	0,0	4,2	3,7	-3,6	2,4	1,3	OK
509-bfl 1	STIFF3a	▲8,0▲	74	G+Q+1.5Ex(2)	2,7	0,0	-1,7	0,8	-0,9	0,7	0,7	OK
		▲8,0▲	74	G+Q+1.5Ex(2)	5,3	0,0	3,2	-0,3	-2,4	1,3	1,3	OK
509-w 1	STIFF3a	▲5,1▲	426	G+Q+1.5Ex(2)	7,0	0,0	1,6	2,9	2,7	1,7	0,6	OK
		▲5,1▲	426	G+Q+1.5Ex(2)	8,1	0,0	4,0	-2,9	-2,9	2,0	0,5	OK
509-tfl 1	STIFF3a	▲8,0▲	74	G+Q+1.5Ex(2)	3,0	0,0	1,6	0,8	1,2	0,7	0,7	OK
		▲8,0▲	74	G+Q+1.5Ex(2)	1,3	0,0	-0,7	-0,5	0,3	0,3	0,3	OK
509-bfl 1	STIFF3b	▲8,0▲	74	G+Q+1.5Ex(2)	5,3	0,0	3,2	0,3	2,4	1,3	1,3	OK
		▲8,0▲	74	G+Q+1.5Ex(2)	2,7	0,0	-1,7	-0,8	0,9	0,7	0,7	OK
509-w 1	STIFF3b	▲5,1▲	426	G+Q+1.5Ex(2)	8,1	0,0	4,0	2,9	2,9	2,0	0,5	OK
		▲5,1▲	426	G+Q+1.5Ex(2)	7,0	0,0	1,6	-2,9	-2,7	1,7	0,6	OK
509-tfl 1	STIFF3b	▲8,0▲	74	G+Q+1.5Ex(2)	1,3	0,0	-0,7	0,5	-0,3	0,3	0,3	OK
		▲8,0▲	74	G+Q+1.5Ex(2)	3,0	0,0	1,6	-0,8	-1,2	0,7	0,7	OK

#### Données de conception

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9 $\sigma$ [MPa]
S275	0,85	404,7	309,6

#### Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
G+Q+1.5Ex(2)	1	75,88
	2	81,83
	3	100,20
	4	105,89
	5	107,22
	6	107,91

#### Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
Y <sub>M0</sub>	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M1</sub>	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M2</sub>	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M3</sub>	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y <sub>C</sub>	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y <sub>Inst</sub>	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7

Projet : **Assemblage poteau traverse**  
 Projet N° :  
 Auteur :



Élément	Valeur	Unité	Référence
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $\alpha_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

## Assemblage (Poteau-Poteau)

Projet : assemblage de continuité de poteau  
Projet N° :  
Auteur :



### Données du projet

Nom de projet assemblage de continuité de poteau  
Numéro du projet  
Auteur  
Description  
Date 09/06/2024  
Norme EN

### Matériau

Acier S275

Projet : assemblage de continuité de poteau  
 Projet N° :  
 Auteur :



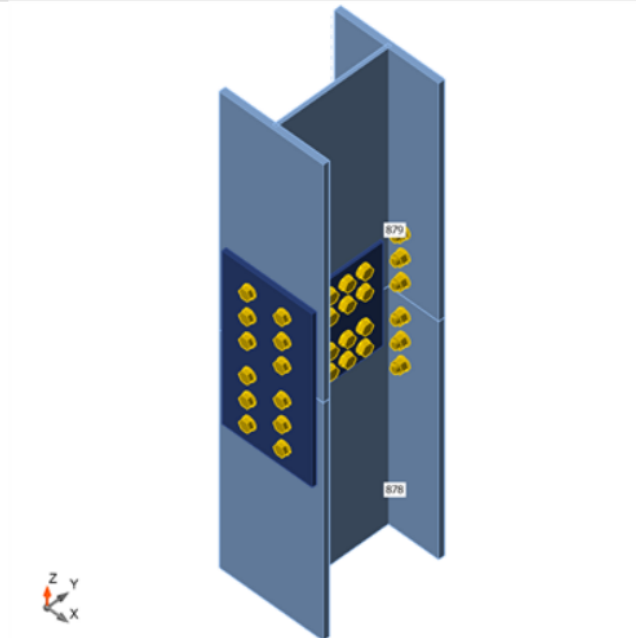
## Élément du projet 519

### Conception

Nom 519  
 Description  
 Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

### Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
878	1 - HEA360	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position
879	1 - HEA360	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position



### Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEA360	S275

### Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M20 8.8	M20 8.8	20	800,0	314

Projet : assemblage de continuité de poteau  
 Projet N° :  
 Auteur :



### Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
ELU(1.35G+1.5Q)(1)	878	49,8	-0,8	15,4	0,0	12,1	-1,2
	879	-49,8	0,8	-15,4	0,0	-12,1	1,2

### Vérification

#### Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5,0%	OK
Boulons	10,9 < 100%	OK
Voilement	143,18	

#### Platines

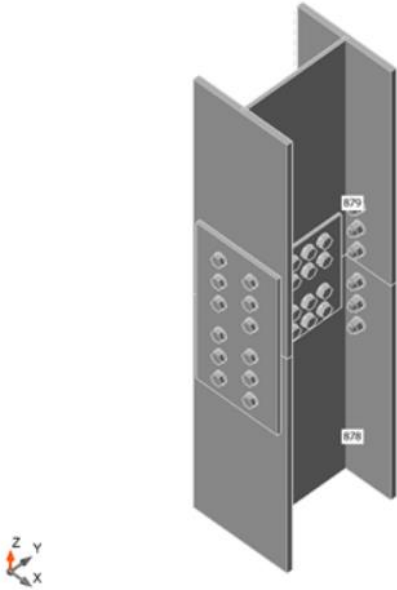
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	Résultat
878-bfl 1	17,5	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	12,3	0,0	1,6	OK
878-tfl 1	17,5	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	23,3	0,0	0,5	OK
878-w 1	10,0	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	19,0	0,0	1,2	OK
879-bfl 1	17,5	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	16,2	0,0	2,8	OK
879-tfl 1	17,5	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	26,7	0,0	0,8	OK
879-w 1	10,0	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	41,7	0,0	2,8	OK
SPL1	12,0	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	30,1	0,0	5,3	OK
SPL2	18,0	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	33,7	0,0	0,8	OK
SPL3a	8,0	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	23,1	0,0	1,7	OK
SPL3b	8,0	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	23,0	0,0	1,7	OK

#### Données de conception

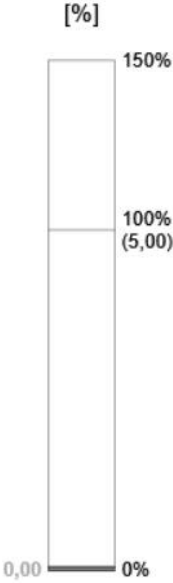
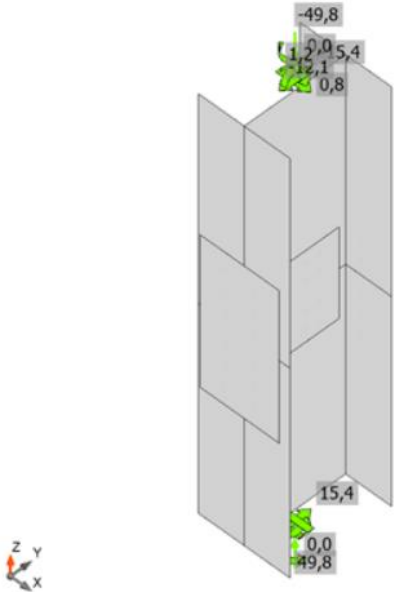
Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S275	275,0	5,0



Projet : assemblage de continuité de poteau  
Projet N° :  
Auteur :

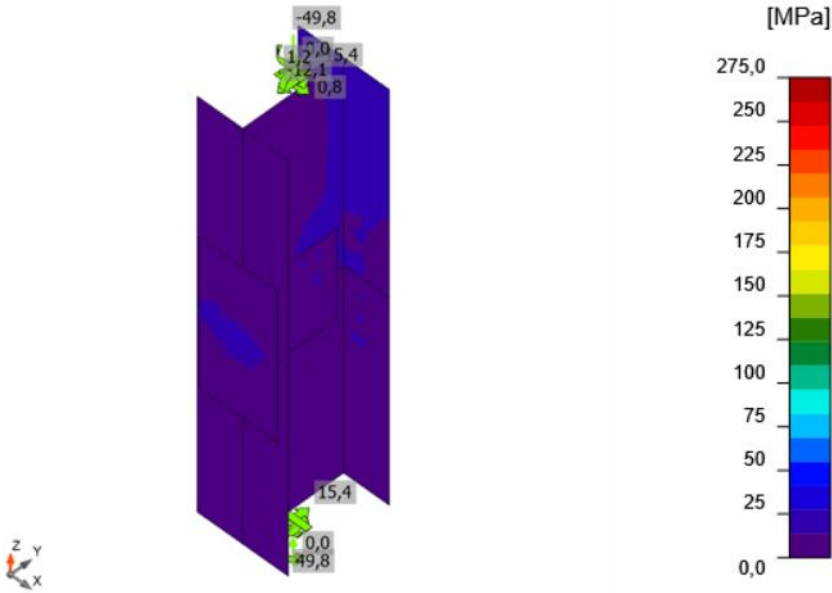


Vérification globale, ELU(1.35G+1.5Q)(1)



Vérification de déformation, ELU(1.35G+1.5Q)(1)

Projet : assemblage de continuité de poteau  
Projet N° :  
Auteur :



Contrainte équivalente,  $ELU(1.35G+1.5Q)(1)$

Projet : assemblage de continuité de poteau  
 Projet N° :  
 Auteur :



## Boulons

	Nom	Classe	Charges	F <sub>t,Ed</sub> [kN]	V [kN]	U <sub>t</sub> [%]	F <sub>b,Rd</sub> [kN]	U <sub>ts</sub> [%]	U <sub>ts</sub> [%]	Résultat
	B29	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	3,0	2,0	2,1	206,4	2,1	3,6	OK
	B30	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	2,9	3,5	2,0	206,4	3,8	5,2	OK
	B31	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	3,2	0,1	167,3	3,4	3,4	OK
	B32	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	1,5	0,0	167,3	1,6	1,6	OK
	B33	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,5	1,8	0,3	188,6	1,9	2,1	OK
	B34	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,6	3,3	0,4	187,6	3,5	3,9	OK
	B35	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,9	1,7	0,6	206,4	1,8	2,3	OK
	B36	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	1,0	3,2	0,7	206,4	3,4	3,9	OK
	B37	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	1,7	0,1	167,3	1,8	1,8	OK
	B38	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,2	3,1	0,1	167,3	3,3	3,4	OK
	B39	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,7	3,4	0,5	187,6	3,6	3,9	OK
	B40	M20 8.8 - 1	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,6	2,0	0,5	187,6	2,1	2,4	OK
	B69	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	8,6	0,0	244,0	9,1	9,2	OK
	B70	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,0	6,4	0,0	244,0	6,8	6,8	OK
	B71	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	8,4	0,0	244,0	8,9	8,9	OK
	B72	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	8,6	0,1	251,0	9,1	9,2	OK
	B73	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	6,6	0,1	251,0	7,0	7,0	OK
	B74	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	6,6	0,1	244,0	7,0	7,1	OK
	B75	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	4,3	6,4	3,1	244,0	6,8	9,0	OK
	B76	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,0	6,5	0,0	244,0	7,0	7,0	OK
	B77	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	4,3	8,2	3,0	244,0	8,7	10,9	OK
	B78	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,0	8,3	0,0	244,0	8,8	8,8	OK
	B79	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	8,6	0,1	251,0	9,2	9,2	OK
	B80	M20 8.8 - 2	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	6,9	0,1	251,0	7,3	7,4	OK
	B81	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,2	1,1	0,2	67,2	3,1	1,3	OK
	B82	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	1,3	0,1	172,0	1,4	1,4	OK
	B83	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,2	0,8	0,2	101,9	1,5	1,0	OK
	B84	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	1,1	0,1	172,0	1,2	1,2	OK
	B85	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,3	1,4	0,2	67,2	4,1	1,7	OK
	B86	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,2	1,6	0,1	172,0	1,8	1,8	OK
	B87	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,5	1,8	0,4	67,2	5,3	2,2	OK
	B88	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,3	2,0	0,2	101,9	3,8	2,3	OK
	B89	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,2	1,3	0,1	87,3	3,0	1,5	OK
	B90	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,1	0,6	0,0	53,8	1,1	0,6	OK
	B91	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,3	1,5	0,2	139,3	2,1	1,8	OK
	B92	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,2	1,0	0,1	67,2	2,7	1,2	OK
	B93	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,4	2,3	0,3	160,5	2,8	2,6	OK
	B94	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,2	1,9	0,2	101,9	3,6	2,2	OK
	B95	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,7	3,7	0,5	67,2	10,7	4,2	OK
	B96	M20 8.8 - 3	ELU(1.35G+1.5Q)(1)	0,4	3,5	0,3	101,9	6,6	3,9	OK

Projet : assemblage de continuité de poteau  
Projet N° :  
Auteur :

**Données de conception**

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 8.8 - 1	141,1	247,2	94,1
M20 8.8 - 2	141,1	360,5	94,1
M20 8.8 - 3	141,1	164,8	94,1

Projet : assemblage de continuité de poteau  
 Projet N° :  
 Auteur :



### Résultat détaillé pour B77

#### Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 141,1 \text{ kN} \geq F_t = 4,3 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0,90$  – Facteur
- $f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$  – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A_s = 245 \text{ mm}^2$  – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Facteur de sécurité

#### Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 360,5 \text{ kN} \geq F_t = 4,3 \text{ kN}$$

où :

- $d_m = 32 \text{ mm}$  – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
- $t_p = 18 \text{ mm}$  – Épaisseur
- $f_u = 430,0 \text{ MPa}$  – Résistance ultime
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Facteur de sécurité

#### Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_v \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 94,1 \text{ kN} \geq V = 8,2 \text{ kN}$$

où :

- $\beta_p = 1,00$  – Facteur de réduction
- $\alpha_v = 0,60$  – Facteur de réduction
- $f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$  – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A = 245 \text{ mm}^2$  – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$  – Facteur de sécurité

Projet : assemblage de continuité de poteau

Projet N° :

Auteur :



Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 244,0 \text{ kN} \geq V = 8,2 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7, 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7, 2,5\right) = 2,50$$

– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0,81$$

– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge

$e_2 = 100 \text{ mm}$  – Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement

$p_2 = 100 \text{ mm}$  – Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement

$d_0 = 22 \text{ mm}$  – Diamètre du trou du boulon

$e_1 = \infty \text{ mm}$  – Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement

$p_1 = 70 \text{ mm}$  – Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement

$f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$  – Résistance à la traction ultime du boulon

$f_u = 430,0 \text{ MPa}$  – Résistance ultime

$d = 20 \text{ mm}$  – Diamètre nominal de moyen d'assemblage

$t = 18 \text{ mm}$  – Épaisseur de la platine

$\gamma_{M2} = 1,25$  – Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} = 10,9 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 3,0 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 8,7 \%$$

Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
ELU(1.35G+1.5Q)(1)	1	143,18
	2	158,90
	3	178,33
	4	185,91
	5	209,00
	6	210,97

Paramétrage de norme

Projet : assemblage de continuité de poteau

Projet N° :

Auteur :



Élément	Valeur	Unité	Référence
Y <sub>M0</sub>	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M1</sub>	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M2</sub>	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M3</sub>	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y <sub>C</sub>	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y <sub>inst</sub>	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β <sub>j</sub>	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $\alpha_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

## Assemblage (Pied de poteau)

Projet : Assemblage pied de poteau HEA360  
Projet N° :  
Auteur :



### Données du projet

Nom de projet Assemblage pied de poteau HEA360  
Numéro du projet  
Auteur  
Description  
Date 30/05/2024  
Norme EN

### Matériau

Acier S275  
Béton C25/30



Projet : Assemblage pied de poteau HEA360  
 Projet N° :  
 Auteur :



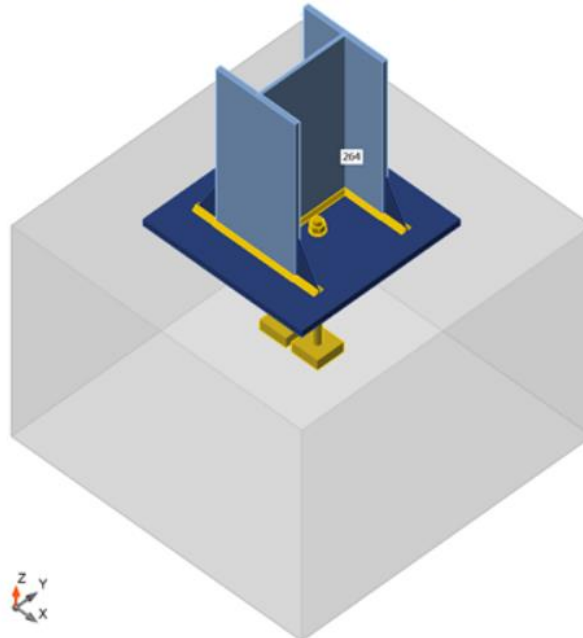
## Élément du projet 331

### Conception

Nom 331  
 Description  
 Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

### Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	$\beta$ – Direction [°]	$\gamma$ – Angle [°]	$\alpha$ – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
264	1 - HEA360	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Position



### Sections transversales

Nom	Matériau
1 - HEA360	S275

### Tiges

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M27 8.8	M27 8.8	27	800,0	573

Projet : Assemblage pied de poteau HEA360  
 Projet N° :  
 Auteur :



### Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
G+Q-EY(6)	264	-481,7	-0,2	-6,8	0,0	-0,1	-0,3

### Fondation

Élément	Valeur	Unité
<b>BdB 1</b>		
Dimensions	1100 x 1100	mm
Profondeur	800	mm
Ancrage	M27 8.8	
Longueur de l'ancrage	400	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Tiges	
Écartement	0	mm

### Vérification

#### Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5,0%	OK
Tiges	88,8 < 100%	OK
Soudures	64,5 < 100%	OK
Bloc de béton	Pas calculé	
Voilement	Pas calculé	

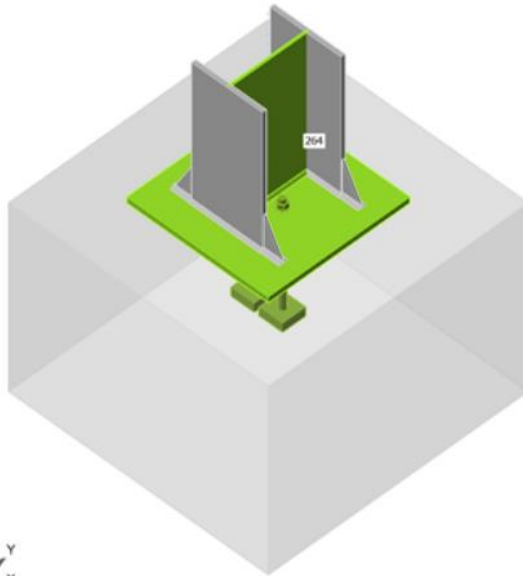
#### Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{CEd}$ [MPa]	Résultat
264-bfl 1	17,5	G+Q-EY(6)	68,5	0,0	0,0	OK
264-tfl 1	17,5	G+Q-EY(6)	69,1	0,0	0,0	OK
264-w 1	10,0	G+Q-EY(6)	253,4	0,0	0,0	OK
BP1	25,0	G+Q-EY(6)	272,5	0,0	0,0	OK
WID1a	8,0	G+Q-EY(6)	52,7	0,0	0,0	OK
WID1b	8,0	G+Q-EY(6)	50,5	0,0	0,0	OK
WID1c	8,0	G+Q-EY(6)	52,9	0,0	0,0	OK
WID1d	8,0	G+Q-EY(6)	52,2	0,0	0,0	OK

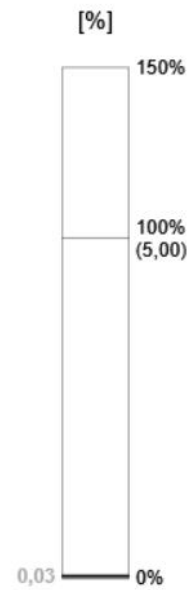
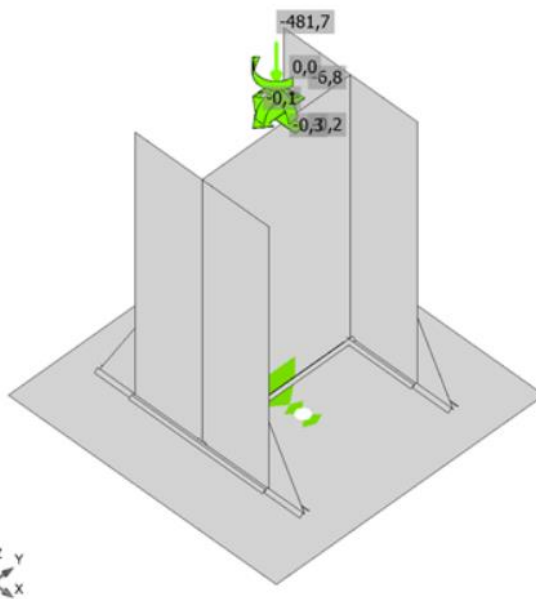
#### Données de conception

Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S275	275,0	5,0

Projet : Assemblage pied de poteau HEA360  
 Projet N° :  
 Auteur :



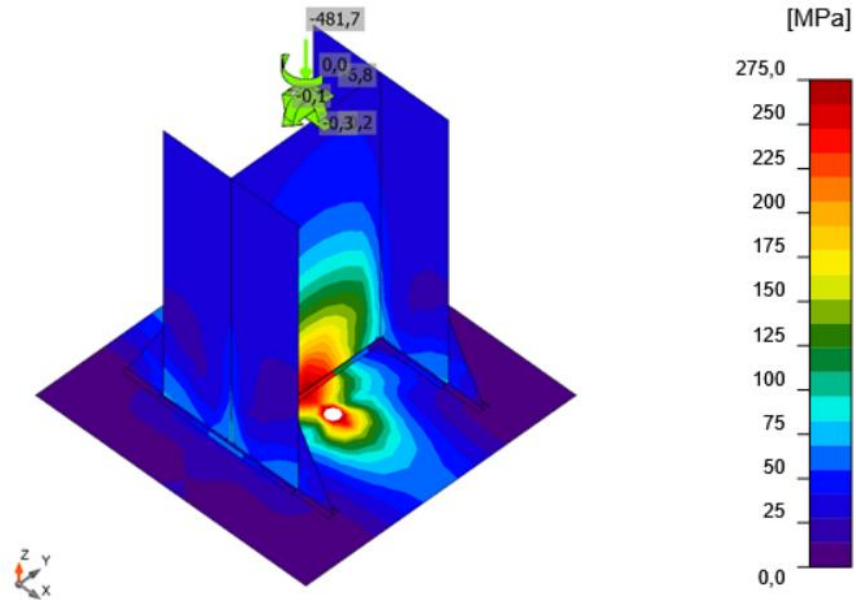
Vérification globale, G+Q-EY(6)



Vérification de déformation, G+Q-EY(6)

Projet : Assemblage pied de poteau HEA360  
 Projet N° :  
 Auteur :

**IDEA StatiCa®**  
 Calculate yesterday's estimates



Contrainte équivalente, G+Q-EY(6)

### Tiges

Forme	Élément	Charges	$F_c$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$U_{ts}$ [%]	$U_{ts,s}$ [%]	Résultat
	A5	G+Q-EY(6)	-238,2	4,0	0,1	73,9	403,0	9,2	87,9	OK
	A6	G+Q-EY(6)	-243,5	3,4	0,1	73,9	403,0	9,2	88,8	OK

### Données de conception

Classe	$F_{c,Rd}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	$M_{Rd,s}$ [kNm]
M27 8.8 - 1	293,8	114,5	1,5

Projet : Assemblage pied de poteau HEA360  
 Projet N° :  
 Auteur :



### Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pI}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Résultat
264-bfl 1	WID1a	10,0	150	G+Q-EY(6)								OK
264-bfl 1	WID1b	10,0	150	G+Q-EY(6)								OK
264-tfl 1	WID1c	10,0	150	G+Q-EY(6)								OK
264-tfl 1	WID1d	10,0	150	G+Q-EY(6)								OK
BP1	264-bfl 1	▲8,0▲	300	G+Q-EY(6)	50,1	0,0	-26,9	17,0	-17,4	12,4	9,7	OK
		▲8,0▲	300	G+Q-EY(6)	64,8	0,0	32,4	20,5	-25,1	16,0	9,6	OK
BP1	264-tfl 1	▲8,0▲	300	G+Q-EY(6)	65,6	0,0	33,1	-20,9	25,1	16,2	9,9	OK
		▲8,0▲	300	G+Q-EY(6)	50,0	0,0	-26,9	-16,9	17,5	12,4	9,8	OK
BP1	264-w 1	▲8,0▲	333	G+Q-EY(6)	261,2	0,0	-129,3	-3,3	-131,0	64,5	31,7	OK
		▲8,0▲	333	G+Q-EY(6)	259,2	0,0	-130,7	3,1	129,2	64,0	32,1	OK
BP1	WID1a	▲10,0▲	80	G+Q-EY(6)	23,6	0,0	-13,0	4,3	-10,6	5,8	3,1	OK
		▲10,0▲	80	G+Q-EY(6)	15,9	0,0	-6,1	0,9	8,5	3,9	2,4	OK
BP1	WID1b	▲10,0▲	80	G+Q-EY(6)	15,3	0,0	-5,7	-0,9	-8,1	3,8	2,3	OK
		▲10,0▲	80	G+Q-EY(6)	22,4	0,0	-12,5	-3,9	10,0	5,5	2,9	OK
BP1	WID1c	▲10,0▲	80	G+Q-EY(6)	16,4	0,0	-6,2	-1,1	-8,7	4,0	2,4	OK
		▲10,0▲	80	G+Q-EY(6)	23,9	0,0	-13,2	-4,0	10,8	5,9	3,1	OK
BP1	WID1d	▲10,0▲	80	G+Q-EY(6)	23,3	0,0	-12,9	4,2	-10,4	5,8	3,0	OK
		▲10,0▲	80	G+Q-EY(6)	15,7	0,0	-5,9	1,1	8,4	3,9	2,3	OK

### Données de conception

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0.9 \sigma$ [MPa]
S275	0,85	404,7	309,6

### Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

### Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
Y <sub>M0</sub>	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M1</sub>	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M2</sub>	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y <sub>M3</sub>	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y <sub>C</sub>	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y <sub>Inst</sub>	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5

Projet : Assemblage pied de poteau HEA360  
 Projet N° :  
 Auteur :



Élément	Valeur	Unité	Référence
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $\alpha_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

## Vérification des contraintes à l'ELS

$$\frac{bx^2}{2} + n.(As+As')x - n.(As.d + As'.c') = 0$$

$$I = b.x^3/3 + n.AS(d-x)^2 + n.As'.(x-c')^2 \quad \text{avec } n=15$$

$$\sigma_{bc} = \frac{x.Ms}{I} ; \sigma_s = \frac{n.Ms(d-x)}{I} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0,6fc_{28} ; \quad \text{F. P: } \overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3}fe \\ \max(\frac{1}{2}fe ; 110\sqrt{\eta.ftj}) \end{array} \right. ; \eta = \begin{cases} 1,6: HA \\ 1: RL \end{cases}$$

$$\text{F.T.P } \overline{\sigma}_s = 0,8\xi ; ft_{28} = 0,6 + 0,06.fc_{28}$$

$f_{\max} < f_{\text{adm}} \Rightarrow$  La condition de la flèche

$$f_{\text{adm}} = L/500 \text{ (cm) si } L \leq 5m ; f_{\text{adm}} = 0,5 + L/1000 \text{ (cm) si } L > 5m : E_b = 3700 * \sqrt[3]{fcj}$$

Images en 3D de l'ouvrage étudié





