



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Akli Mohand Oulhadj de Bouira
Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude
En vue de l'obtention du diplôme de Master
filière : génie civil
Spécialité : Structures

Thème

Conception et calcul d'un parking à ossature métallique
avec calcul au feu

Encadré par

— MME MOHAMADI.S
— MME BOUMAIZA.M

Réalisé par

— SILIMI SAMIHA
— ARBAOUI MOHAMED ISLAM
BELKACEM

Devant les membres des Jurys :

Mme :NOM PRENOM président

Mme :NOM PRENOM Examinateur

2023/2024

Remerciements

Nous souhaitons tout d'abord exprimer notre gratitude envers **ALLAH** le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, le courage et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce projet.

Nous tenons à manifester notre profonde reconnaissance à, **Dr Arbaoui.A** pour les précieux conseils et le soutien qu'il nous a apportés tout au long de notre travail. Nous lui sommes reconnaissants pour le temps qu'il a consacré à nous orienter et pour sa disponibilité constante.

Nous exprimons également nos remerciements sincères à **Mme Mohamadi.S.** et **Mme Boumaiza.M**, nos encadrantes, pour leur soutien indéfectible, leurs conseils avisés et leur dévouement. Leur aide a été d'une valeur inestimable pour nous.

Je tiens à remercier chaleureusement tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui, par leurs paroles, écrits, conseils et critiques, ont orienté mes réflexions et accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions tout au long de mes recherches.

Enfin, je souhaite exprimer mes remerciements appuyés aux membres du jury qui ont bien voulu évaluer notre travail.

Dédicace

Je dédie humblement ce travail à :

À mes parents, pour leur soutien et leurs encouragements constants tout au long de mes études.

À mes sœurs , pour leur affection et leur présence.

À mes frères, pour leur soutien indéfectible.

À mes amis, toujours présents pour me conseiller, m'encourager et prier pour moi.

À tous ceux que j'aime, merci du fond du cœur.

♥ *Samih*

Dédicace

Je souhaite dédier humblement ce travail à :

À mes chers parents, dont le soutien inébranlable, l'amour infini et les encouragements constants ont illuminé chaque étape de ce parcours académique.

À mes amis pour leur patience, leur compréhension et leur soutien infailible tout au long de cette aventure intellectuelle.

À tous ceux que j'aime.

Résumé

Ce projet d'étude concerne un parking à ossature métallique situé dans la wilaya d'Alger, conçu pour accueillir des véhicules légers de clients particuliers sur 10 niveaux. Le projet a été divisé en plusieurs étapes.

La première étape consiste à effectuer une descente des charges pour initier le dimensionnement et l'étude des éléments porteurs. Ensuite, une étude au vent et à la neige ont été réalisées conformément au règlement RNV2013. Une étude sismique a été menée en suivant le règlement RPA 99 (version 2003). Les calculs des assemblages et des fondations ont été réalisés, suivis d'une étude de la résistance au feu qui est nouvelle pour dans notre programme d'études et centrale pour le projet.

Abstract

This study project concerns a steel-framed parking lot located in the wilaya of Algiers, designed to accommodate light passenger vehicles on 10 levels. The project was divided into several stages.

The first stage consisted in carrying out a load analysis to initiate the dimensioning and study of the load-bearing elements. This was followed by a were carried out in accordance with RNV2013 regulations. A seismic study was carried out in accordance with RPA 99 (2003 version). The and foundation calculations were carried out, followed by a fire-resistance study fire resistance, which is new to our program of studies and central to the project.

ملخص

يتعلق مشروع الدراسة هذا بموقف سيارات ذو إطار فولاذي يقع في ولاية ولاية الجزائر العاصمة، مصمم لاستيعاب السيارات الخفيفة للزبائن الخواص على ٠١ مستويات. تم تقسيم المشروع إلى عدة مراحل.

تمثلت المرحلة الأولى في إجراء تحليل الحمولة للبدء في تحديد أبعاد ودراسة العناصر الحاملة. بعد ذلك، تم إجراء دراسة للرياح والثلوج بعد ذلك، تم إجراء دراسة للرياح والثلوج وفقاً للوائح ضغط ٣١٠٢. ١ أجريت دراسة زلزالية وفقاً للوائح ضصوص ٩٩ (إصدار ٣٠٠٢). تم تنفيذ والأساسات، ثم أُجريت دراسة لمقاومة الحريق، تليها دراسة لمقاومة الحريق لمقاومة الحريق، وهو أمر جديد على برنامج دراساتنا ومحورية للمشروع

Table des matières

Table des matières	1
Table des figures	6
Liste des tableaux	8
Liste des abréviations	9
Introduction générale	1
1 Généralité	3
1.1 Introduction :	4
1.2 Les Avantages :	4
1.3 les inconvénients	5
1.4 Historique	6
1.5 Caractéristique et géométrie	7
1.6 Les éléments de la structure	9
1.6.1 Ossature de la structure	9
1.6.2 Planchers	9
1.6.3 L'escalier	11
1.6.4 Les rampes	11
1.6.5 Le contreventement	11
1.7 Les données concernant le site	12
1.8 Modélisation et règlement utilisés	12
1.9 Matériaux utilisés	12

1.9.1	L'acier	12
1.9.2	le Béton	13
1.10	Les actions	13
1.11	Les combinaisons d'action	13
1.11.1	Situations durables	14
1.11.1.1	ELU	14
1.11.2	ELS	14
1.12	Les assemblages	15
1.12.1	Le boulonnage	15
1.12.2	Le soudage	15
2	Évaluation des charges et surcharges	16
2.1	Introduction :	17
2.2	Charge de vent	17
2.2.1	Données relatives au site	17
2.3	Détermination des coefficients de calcul au vent	18
2.3.1	la pression aérodynamique	18
2.3.1.1	Le vent perpendiculaire au long pan	19
2.3.1.2	Le vent perpendiculaire au pignon	21
2.4	charge de la neige	23
2.4.1	Calcul des charges de neige sur la toiture	23
2.4.2	Coefficient de forme de toiture	24
2.5	Conclusion	24
3	Pré-dimensionnement des éléments porteurs	25
3.1	Introduction :	26
3.2	Pré dimensionnement des poutres principales	27
3.2.1	le pré dimensionnement a ELS	27
3.2.2	Vérification des pièces fléchies	29
3.2.3	Résultats	31
3.3	Pré dimensionnement des poteaux	31
3.3.1	Vérification de la condition de la résistance :	33
3.3.2	Calcul de l'élanement :	33

3.3.3	Vérification de la stabilité au flambement simple	34
3.4	Conclusion	34
4	Pré-dimensionnement des éléments secondaires	35
4.1	Introduction :	36
4.2	ETUDE DES ESCALIERS :	36
4.3	Prédimensionnement	37
4.4	Calcul des éléments de l'escalier	38
4.5	Conclusion	39
5	Planchers à bacs Acier collaborants	41
5.1	Introduction	42
5.2	état limite ultime ELU	43
5.2.1	sollicitation	44
5.2.2	vérification	45
5.2.2.1	flexion en travée	45
5.2.2.2	cisaillement longitudinal	45
5.2.2.3	Effort tranchant	46
5.3	Ferraillage de la dalle pleine	47
5.3.0.1	Vérification de l'effort tranchant	48
5.3.1	ELS	48
5.3.1.1	Vérification des contraintes en travée	48
5.3.1.2	Vérification des contraintes en appuis	49
5.3.1.3	Etat limite de déformation	50
5.4	Etude des connecteurs	51
5.4.1	Dimensionnement des connecteurs selon l'Eurocode 4	51
5.4.2	On a :	51
5.4.3	Le calcul de nombre de connecteurs	52
5.4.3.1	Le calcul de la résistance d'un connecteur	52
5.4.3.2	Calcul de L'effort total de cisaillement	53
5.4.4	Le nombre de connecteurs	53
5.5	Conclusion	54

6	Etude sismique	55
6.1	Introduction	56
6.2	Méthode statique équivalente	56
6.2.1	Coefficient d'accélération	56
6.2.2	facteur d'amplification dynamique	56
6.2.3	Facteur de correction d'amortissement	57
6.2.4	coefficient de comportement de la structure R	57
6.2.5	Facteur de qualité	57
6.2.6	Calcul de la période fondamentale de la structure	58
6.2.7	Calcul de poids total de la structure $W(t)$	59
6.2.8	Calcul de force sismique totale	59
6.3	Étude dynamique	60
6.4	Analyse modale	61
6.4.1	Vérification de la période	61
6.5	Analyse sismique	63
6.5.1	Contrôle du cisaillement à la base	63
6.5.2	Vérification inter-étage	63
7	Assemblage	65
7.1	Introduction	66
7.2	Vérification des Boulons	68
7.3	Vérification des Soudures	69
7.4	Vérification des Plaques	70
8	Etude de l'infrastructure	72
8.1	Introduction	73
8.1.1	Base des poteaux	73
8.1.2	Dimensionnement de la platine sous poteaux	73
8.1.3	Tiges d'ancrage	73
8.2	Calcul d'ancrage et des fondations	74
8.2.1	Dimensionnement de la platine sous poteaux	74
8.3	Calcul de l'effort admissible par tige	75
8.4	Diverses fonctions des fondations :	78

8.5	Différents types de fondations :	78
8.6	Combinaisons de calcul	78
8.7	Caractéristiques du sol :	79
8.8	Critères de sélection du type de fondations :	79
8.9	Vérification des semelles isolées	79
8.10	Ferraillage de la semelle filante	82
8.11	Schéma de ferraillage de la semelle filante	83
9	La résistance au feu	84
9.1	Introduction général sur la résistance au feu	85
9.2	Introduction	86
9.3	Dimensions, conditions aux limites et conditions du chargement de la structure étudiée	86
9.4	Calcul de la résistance au feu de la structure des éléments de la structure étudiée.	88
9.4.1	Sollicitations en situation d'incendie	89
9.4.2	Calcul du niveau de chargement en situation d'incendie	89
9.4.3	Classification de l'élément en situation d'incendie	92
9.4.4	Calcul de la température critique de l'élément	94
9.5	Calcul de l'échauffement des éléments en acier	96
9.6	L'épaisseur de protection	100
	Conclusion générale	102
	Bibliographie	103

Table des figures

1.1	les anciens parkings	7
1.2	vue de la structure en plan sur robot	8
1.3	vue de la structure en 3D sur robot	9
1.4	planchers mixtes à dalle collaborante	10
2.1	Répartition des pressions sur les parois,Le vent perpendiculaire au long pan	19
2.2	Répartition des pressions sur la toiture,Le vent perpendiculaire au long pan	20
2.3	Répartition des pressions sur les parois,Le vent perpendiculaire au pignon	22
2.4	Répartition des pressions sur la toiture,Le vent perpendiculaire au pignon .	23
3.1	Schéma statique de la poutre	27
3.2	Poteaux encastré	33
4.1	escalier extérieur	36
4.2	veu en 3D des escalier	40
5.1	Type des tôle	42
5.2	plancher mixtes à bacs collaborant	43
5.3	goujon à tête	52
5.4	Disposition des connecteurs	54
6.1	Tableau 4.4 de l'RPA2003 X-X	58
6.2	Tableau 4.4 de l'RPA2003 Y-Y	58
6.3	L'emplacement des contreventements dans le sens X-X	60
6.4	L'emplacement des contreventements dans le sens Y-Y	61

7.1	Caractéristiques géométrique d'assemblage poutre-poteau.	66
7.2	Vue en 3D de l'assemblage poteau-poutre.	71
8.1	Schéma de ferrailage de la semelle filante	83
9.1	Vue transversale du parking	87
9.2	Conditions aux limites et de chargement de la poutre de plancher.	88
9.3	Sollicitation mécaniques des éléments en situation d'incendie	91
9.4	Classification des sections	93
9.5	Calcul du taux d'utilisation et de la température critique	96
9.6	Facteur de massivité	98
9.7	Echauffement de l'élément non protégé	99
9.8	Abaque de dimensionnement pour déterminer l'épaisseur de protection . .	101

Liste des tableaux

2.1	la valeur de la charge de vent pour les parois verticales	19
2.2	la valeur de la charge de vent pour la toiture	20
2.3	la valeur de la charge de vent pour les parois verticales	21
2.4	la valeur de la charge de vent pour la toiture	22
3.1	Tableau des caractéristiques pour IPE600	28
3.2	Tableau des caractéristiques pour HEA240	33
6.1	Vérification de l'effort tranchant à la base	63
6.2	Vérification du déplacement inter-étages	64
8.1	Tableau de ferrailage de la semelle filante	82
9.1	Valeur des facteurs d'adaptation K1 et K2	95
9.2	Facture de massivété (1/m)	98

Liste des abréviations

Notation	Signification
A	Aire de la section brute
A_{net}	Aire de la section nette
A_{eff}	Aire de la section efficace
A_{fr}	Aire de l'élément de surface balayé par le vent
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet
A_v	Aire de cisaillement
h	Hauteur
Z_{min}	Hauteur minimale
b	Largeur
L	Longueur
l	Largeur
l_k	Longueur de flambement
d	Diamètre du fut du goujon
S	Surface
L_0	La portée de la poutre
t	Epaisseur
t_w	Epaisseur de l'âme
t_f	Epaisseur de la semelle
r	Rayon de raccordement
t_p	Epaisseur platine d'extrémité
d_0	Diamètre du trou
e	Pince longitudinale ou transversale

p	Entraxe des boulons
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale
I_z	Moment d'inertie de flexion maximale
W_{pl}	Module de résistance plastique de la section
W_{el}	Module de résistance élastique
W_{eff}	Module de résistance efficace
i	Rayon de giration
I_t	Moment d'inertie de torsion
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement
F_t	Résistance des boulons en traction
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées
C_t	Coefficient de topographie
C_d	Coefficient dynamique
C_p	Coefficient de pression
C_e	Coefficient d'exposition au vent
C_r	Coefficient de rugosité
C_{fr}	Coefficient de frottement
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement
ε	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d
γ_M	Coefficient partiel de sécurité
γ_v	Coefficient partiel de sécurité
β	Coefficient minorateur
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme
R	Coefficient de comportement de la structure
λ	Élancement
λ_k	Élancement eulérien
λ	Élancement réduit
λ_{LT}	Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement
χ	Coefficient de réduction pour le flambement
K_T	Facteur de terrain
C_1	Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments
β_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement

γ_c	Facteur de résistance du béton
Q	Facteur de qualité
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
η	Facteur de correction d'amortissement
I_w	Facteur de gauchissement
M	Moment sollicitant
M_{sd}	Moment fléchissant
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement
M_{pl}	Moment fléchissant de résistance plastique
M_{el}	Le moment de résistance élastique
M_b	Moment résistant de déversement
M_r	Moment de renversement
M_s	Moment stabilisant
V_{sd}	Effort tranchant sollicitant
V_{pl}	Résistance plastique de la section à l'effort tranchant
N	Effort normal
N_{pl}	Effort normal de plastification
F_u	La résistance à la traction
f_y	Limite d'élasticité
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction
$F_{t,Rd}$	Résistance de l'âme du poteau à la traction
F_{PC}	Précontrainte de frottement
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles
q_p	Pression dynamique de pointe
W	Pression aérodynamique du vent
q_{rf}	Pression dynamique de référence
ρ	Masse volumique
E	Module d'élasticité longitudinale
G	Module cisaillement / Charge permanente
Q	Surcharge d'exploitation
N_{sd}	Effort axial

$N_{t,rd}$	Résistance ultime plastique en traction
V_{sd}	Effort de cisaillement
$V_{pl,rd}$	Résistance ultime en cisaillement
M_{sd}	Moment fléchissant
M_{cr}	Moment critique pour le déversement
$M_{b,rd}$	Moment ultime pour le déversement
$M_{pl,rd}$	Moment ultime plastique
$M_{el,rd}$	Moment ultime élastique
$M_{y,rd}$	Moment ultime compte tenu de l'interaction
L_{fy}	Longueur de flambement
Λ_{LT}	Elancement fictif de la barre pour le déversement
X_y	Coefficient de flambement
X_{LT}	Coefficient de déversement
K_y	Coefficient de réduction en flexion
M_{iy}	Coefficient pour le calcul de K_{fy}
M_{iLT}	Coefficient pour le calcul de K_{LT}
K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement
β_{My}	Coefficient dépendant du diagramme des moments
β_{MLT}	Coefficient dépendant du diagramme des moments
\mathbf{w}	La distance horizontale en les deux files des boulons
$s = \mathbf{r}_c$	Pour les profilés laminés en I ou H
$\mathbf{b}_{eff,c}$	Hauteur efficace de l'âme qui assure la reprise de l'effort transversal de compression

Introduction générale

La croissance rapide de la population urbaine et l'augmentation conséquente du nombre de véhicules posent des défis majeurs en matière de planification et de conception des infrastructures de stationnement, en particulier dans des régions densément peuplées comme la wilaya d'Alger. Au cœur de cette problématique, la conception et la construction de parkings en charpente métallique émergent comme une solution prometteuse pour répondre à la demande croissante en places de stationnement et de conflits sociaux.

Ce travail est consacré à une conception et étude en conformité avec les règlements en vigueur en tenant compte de la résistance au feu de l'ossature métallique d'un parking de dix niveaux de hauteur, comprenant également un niveau sous-souterrain. Le Parking est situé dans la wilaya d'Alger, plus précisément à Sidi Yahia. Les dimensions de cet ouvrage fait un cas d'étude particulièrement intéressant pour évaluer les performances structurales et de sécurité incendie des structures métalliques dans les parkings de grande dimensions.

Les objectifs spécifiques de ce travail sont multiples. Tout d'abord, il s'agit d'évaluer la résistance et la stabilité des éléments résistants de la structure métallique dans des conditions de charge maximale, en tenant compte des contraintes inhérentes à la conception d'un parking sur plusieurs niveaux. Ensuite, l'accent sera mis sur l'analyse de la résistance au feu de la structure, avec pour objectif de garantir la sécurité des usagers et la préservation du bâtiment en cas d'incendie.

Pour atteindre ces objectifs, un stage en entreprise et des visites de chantier de projets en réalisation a été d'un apport important.

Les résultats de cette recherche contribueront à enrichir notre compréhension du comportement des structures métalliques vis à vis des contraintes sismiques et en situation d'incendie. Ils fourniront également des recommandations pratiques pour améliorer la sécurité en renforçant la résistance et la stabilité des infrastructures de stationnement dans ces contextes, avec des implications potentielles pour la planification urbaine et la gestion des risques [1].

Chapitre 1

Généralité

1.1 Introduction :

Notre projet porte sur la conception des éléments d'un parking métallique. Ce chapitre est dédié à la présentation de toutes les données pertinentes relatives à ce projet.

Au cours du dernier siècle, l'acier est apparu comme matériau de construction avec les matériaux tels que le béton armé ainsi que le bois et la pierre dans la construction de nouvelles structures. L'utilisation a été motivée par les nombreux avantages que présente l'acier. En effet, il permet de concevoir des structures de plus en plus hautes et de formes variées, tout en assurant une stabilité optimale. Toutefois, il convient de noter que chaque matériau présente ses propres avantages et inconvénients. Les avantages et les inconvénients de l'acier sont examinés en détail dans les sections suivantes.

1.2 Les Avantages :

1. **Résistance et Durabilité :** Les constructions métalliques sont connues pour leur résistance élevée aux charges appliquées, statiques ou dynamiques. Elles ont une durée de vie plus longue par rapport à de nombreux autres matériaux de construction.
2. **Flexibilité de conception :** Les structures métalliques offrent une grande flexibilité en termes de conception architecturale. Elles peuvent être fabriquées sur mesure pour répondre à des exigences spécifiques et peuvent être facilement modifiées ou agrandies si nécessaire.
3. **Rapidité de construction :** Comparées aux méthodes de construction traditionnelles, les structures métalliques peuvent être assemblées beaucoup plus rapidement sur le chantier. Cela réduit les délais de construction et permet une réalisation sans retard des bâtiments.
4. **Poids léger :** Les matériaux métalliques sont généralement plus légers que d'autres matériaux de construction comme le béton, ce qui réduit les charges sur les fondations et minimise l'impact des séismes grâce à la ductilité de l'acier.

5. **Entretien réduit** : Elles sont souvent protégées contre la corrosion et peuvent être facilement nettoyées et entretenues.
6. **Adaptabilité aux normes environnementales** : Les matériaux métalliques sont recyclables à cent pour cent à la fin de leur cycle d'utilisation, ce qui en fait une option respectueuse de l'environnement. De plus, ils peuvent être fabriqués à partir de matériaux recyclés, réduisant ainsi l'empreinte carbone globale des projets de construction.
7. **Efficacité énergétique** : Les structures métalliques peuvent être conçues pour améliorer l'efficacité énergétique des bâtiments en permettant l'installation de systèmes d'isolation efficaces, de revêtements de toiture réfléchissants, etc.

En résumé, les constructions métalliques offrent une combinaison unique de résistance, de flexibilité de conception, de durabilité et d'efficacité qui en font un choix attrayant pour de nombreux types de projets de construction.

1.3 les inconvénients

1. **Coût initial plus élevé** : Bien que les structures métalliques offrent de nombreux avantages, leur coût initial peut être plus élevé que celui des méthodes de construction traditionnelles en raison du prix des matériaux et de la complexité de la fabrication.
2. **Sensibilité à la corrosion** : Bien que les structures métalliques puissent être protégées contre la corrosion, une mauvaise protection ou des dommages à la couche de protection peuvent entraîner une corrosion qui compromet la durabilité de la structure.
3. **Risque d'incendie** : Les structures métalliques peuvent être plus sensibles aux incendies que d'autres matériaux de construction, et leur comportement en cas d'incendie peut nécessiter des mesures spéciales de protection et de sécurité.
4. **Isolation thermique et acoustique** : Les propriétés thermiques et acoustiques des structures métalliques peuvent nécessiter une isolation supplémentaire pour répondre aux exigences de confort thermique et acoustique.
5. **Esthétique limitée** : Bien que les structures métalliques offrent une flexibilité

de conception, certaines personnes peuvent préférer l'apparence des matériaux de construction traditionnels tels que la brique ou le bois.

6. **Exigences de compétence spécialisée :** La fabrication et l'installation de structures métalliques peuvent nécessiter des compétences spécialisées et des équipements spécifiques, ce qui peut augmenter les coûts et les délais de construction.
7. **Impact environnemental de la production :** La fabrication des matériaux métalliques peut avoir un impact environnemental significatif en raison de la consommation d'énergie et des émissions de gaz à effet de serre associées à la production et au transport des matériaux.

En résumé, bien que la construction métallique offre de nombreux avantages, il est important de considérer également les inconvénients potentiels afin de prendre des décisions éclairées lors de la planification et de la conception de projets de construction.

1.4 Historique

Les systèmes de stationnement automatisés sont apparus pour la première fois en 1905 en Europe ; à Paris, en France, au garage de la rue de Ponthieu, et dans les années 1920 en Amérique du Nord. Un système "Paternoster" a été construit pour garer les voitures, vers 1920 ; il était structuré comme une grande roue qui pouvait ajuster huit voitures dans l'espace de deux voitures. La structure est devenue populaire car elle était facile à utiliser et occupait moins d'espace. Elle pouvait également être intégrée à un bâtiment. En même temps, un système de stationnement automatisé capable de garer plus de mille voitures était installé par Kent Automatic Garages.

La nécessité d'introduire des systèmes de stationnement était de maximiser la valeur des terrains disponibles en occupant l'espace verticalement. Les années 1950 ont été l'apogée de l'industrie en Amérique du Nord, avec un certain nombre de systèmes de grande envergure construits, mais la demande pour ces systèmes a chuté peu après cette période.

Bien que la demande dans d'autres parties du monde, notamment au Japon, en Corée et dans certaines parties de l'Europe, ait continué d'augmenter pour les systèmes de stationnement, depuis le début du siècle, la construction de parkings avec des systèmes automatiques ne cessent de connaître une augmentation. Le premier parking à ossature métallique en Algérie a été édifié à Alger (1975-Tafourah) qui est fonctionnel à ce jour.



FIGURE 1.1 – les anciens parkings

1.5 Caractéristique et géométrie

- Sens longitudinal, longueur $L = 75$ m
- Sens transversal, largeur $l = 30$ m
- Hauteur S/sol $h_s = 1,40$ m
- Hauteur RDC $h_r = 2,80$ m
- Hauteur « 1ere 2ème 3ème 4ème 5ème » étage $h_E = 2,80$ m
- Hauteur totale $h_T = 14$ m
- Espacement des poutres principales = 2.5 m
- Toiture plate = 0°

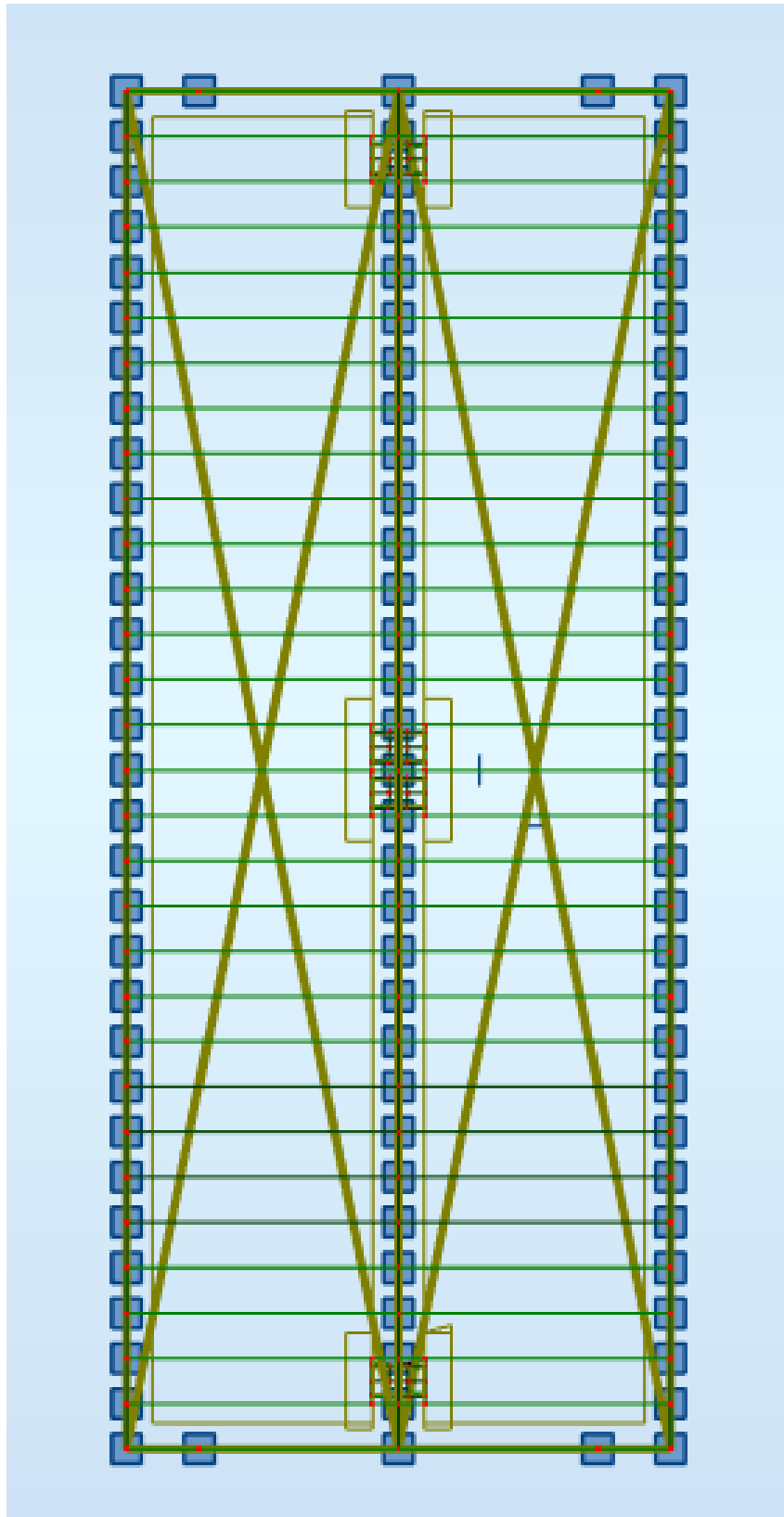


FIGURE 1.2 – vue de la structure en plan sur robot

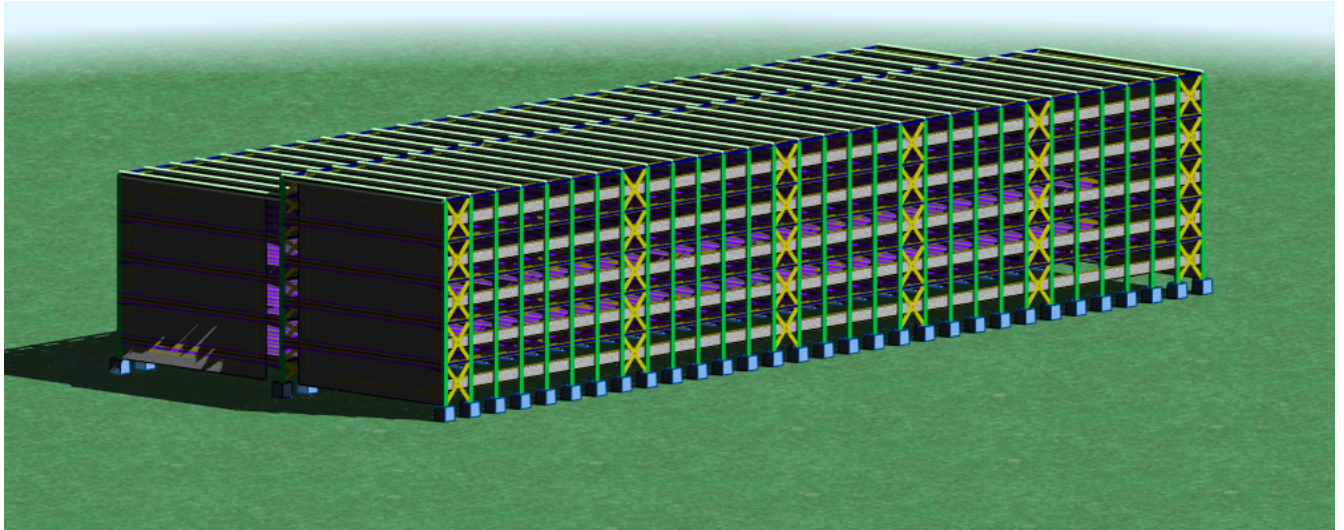


FIGURE 1.3 – vue de la structure en 3D sur robot

1.6 Les éléments de la structure

1.6.1 Ossature de la structure

L'ossature de la structure est composée de portiques métalliques auto-stables qui garantissent sa stabilité aussi bien verticale qu'horizontale.

1.6.2 Planchers

Nous avons opté pour des planchers mixtes à dalle collaborante, dont la composition sera détaillée dans le chapitre 5. Ce type de plancher offre plusieurs avantages :

- Réduction du poids total de la structure.
- Amélioration de la rigidité en flexion, réduisant ainsi les déformations.
- Renforcement de la résistance au feu des poutres, notamment si elles sont enrobées de béton ou intégrées dans l'épaisseur de la dalle.
- Diminution de la hauteur du plancher structural, ce qui augmente l'espace utilisable de chaque étage.

Le bac d'acier, également connu sous le nom de tôle profilée, présente les avantages suivants :

- Fournit un coffrage efficace et étanche, éliminant ainsi le besoin de décoffrage.
- Offre une plateforme de travail avant la coulée du béton.

- Souvent évite l'utilisation d'étais, ce qui permet de gagner du temps lors de la construction.

La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des goujons connecteurs.

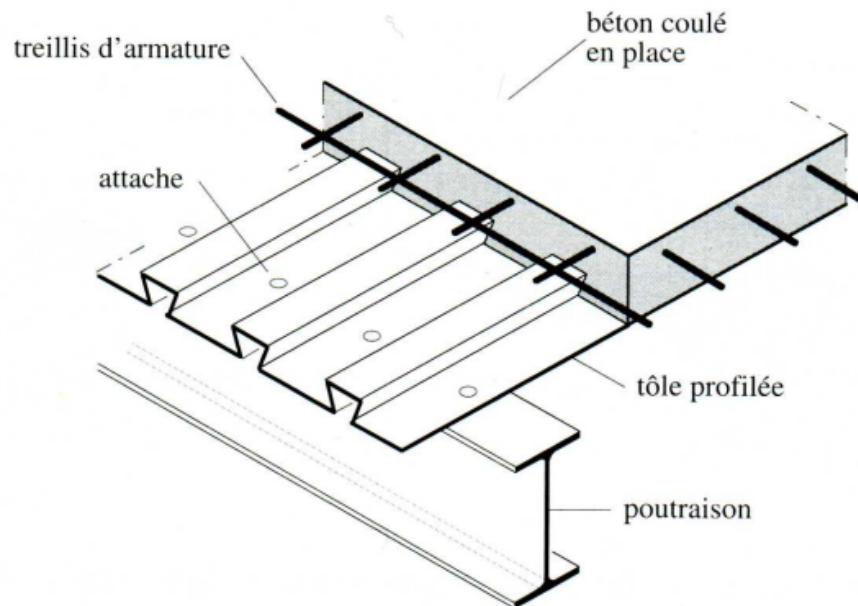


FIGURE 1.4 – planchers mixtes à dalle collaborante

1.6.3 L'escalier

L'escalier est une composante essentielle permettant l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment et offre une sortie de sécurité en cas d'incendie ou autre accident. Dans ce projet, nous avons choisi des escaliers à l'extérieur du parking. Le type que nous avons choisi est un escalier à deux volées.

1.6.4 Les rampes

L'escalier comporte deux rampes métalliques de part et d'autre des marches.

1.6.5 Le contreventement

Le contreventement est un élément crucial conçu pour absorber les forces horizontales et limiter les déplacements horizontaux induits par le vent et les séismes sur la structure, puis les acheminer vers les éléments verticaux tels que poteaux. Ces dispositifs sont installés le long des façades et mur intérieur, sous forme de palées de stabilité. Pour ce faire, nous avons opté pour des palées triangulées disposées en forme de X.

1.7 Les données concernant le site

- Altitude : 50 m.
- Zone de neige : zone B.
- Zone de vent : zone I.
- Zone sismique : zone III.

1.8 Modélisation et règlement utilisés

Pour la méthode de calcul, nous avons utilisé le programme Robot pour évaluer les sollicitations dans diverses combinaisons de charges statiques et dynamiques.

-CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.

-EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.

-DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.

- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.

-RNV-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

- Règles BAEL 91 révisées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions béton armé suivant la méthode des états limites

1.9 Matériaux utilisés

1.9.1 L'acier

L'acier est principalement composé de fer avec un faible pourcentage de carbone, généralement inférieur à 1%. Parmi ses avantages, on compte sa résistance, sa légèreté et sa ductilité.

Les valeurs normalisées pour les principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

1. Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000\text{Mpa}$
2. Module d'élasticité transversal : $G = (E/(2 * (1 + \nu))) = 81000\text{Mpa}$
3. Coefficient de contraction latérale (Poisson) : $\nu = 0,3$

4. Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

La nuance d'acier choisie pour cet ouvrage est l'acier S235, caractérisé par :

1. Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ MPa}$
2. Nuance d'acier : Fe360

1.9.2 le Béton

Le béton est un matériau de construction constitué de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Il se distingue par une excellente résistance à la compression, qui est environ 10 fois supérieure à sa résistance en traction.

Ses caractéristiques physiques et mécaniques sont les suivantes :

1. Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
2. Résistance à la compression à 28 jours : $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$ pour le béton de classe C25/30.
3. Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,06 f_{C28} + 0,5 = 2,1 \text{ MPa}$.

1.10 Les actions

C'est l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis, elles sont classées en catégories en fonction de leurs fréquences d'apparitions.

- Des charges permanentes G.
- Des charges d'exploitation Q.
- Des charges climatiques W et S.
- Des charges accidentelles Ei.

1.11 Les combinaisons d'action

Les combinaisons d'action « CCM97-article 2.3.2.2 »

1.11.1 Situations durables

1.11.1.1 ELU

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

$$\sum_j \gamma_{Gj} G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{k.\max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i>1} 1.5 \cdot Q_{ki}$$

- G_{kj} Valeur caractéristique des actions permanentes.

- Q_{ki} Valeur caractéristique des actions variables.

$\gamma_{Gj} = 1,35 \rightarrow$ Si l'action agit défavorablement.

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

1.11.2 ELS

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

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k.\max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables

$$\sum_j G_{kj} + 0,9 \sum_{i>1} Q_{ki}$$

I.9.2 Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calculs sont :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \\ G + Q \pm 0.8E \end{cases}$$

1.12 Les assemblages

Les assemblages jouent un rôle crucial dans la construction, et parmi les méthodes les plus couramment utilisées, on retrouve :

1.12.1 Le boulonnage

Cette méthode est largement préférée dans la construction métallique en raison de sa simplicité d'exécution et de sa capacité à permettre des ajustements sur le chantier. Elle implique l'utilisation de boulons et d'écrous pour fixer ensemble différentes pièces de manière sécurisée. Le boulonnage offre également la possibilité de démonter et de réassembler les éléments si nécessaire.

1.12.2 Le soudage

Le soudage est un processus qui relie deux parties d'un même matériau en utilisant un cordon de soudure fabriqué à partir d'un métal d'apport. Ce métal d'apport lie les deux composants, créant ainsi une liaison solide et durable. Dans la construction métallique, le soudage est fréquemment utilisé pour garantir des connexions permanentes et résistantes.

Chapitre 2

Évaluation des charges et surcharges

2.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous évaluerons les différentes charges qui s'appliquent à notre structure, qu'il s'agisse de charges permanentes, de charges d'exploitation, des effets climatiques et accidentelles. Ces charges exercent un impact significatif sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, il est donc important d'évaluer correctement ces diverses actions pour éviter un sous-dimensionnement ou un sur-dimensionnement des éléments structuraux.

L'analyse détaillée de la structure nous permettra de comprendre et d'évaluer les forces et les contraintes auxquelles la structure sera soumise dans des conditions normales d'utilisation, mais également dans des situations exceptionnelles telles que les séismes ou incendies. En comprenant mieux ces charges et surcharges, nous serons en mesure de garantir la résistance et la durabilité de la structure face aux conditions environnementales et d'utilisation prévues, assurant ainsi la sécurité des occupants et la pérennité de l'ouvrage[2].

2.2 Charge de vent

L'effet du vent par unité de surface peut être calculé en utilisant la formule suivante[3] :

$$q_j = Q_{dyn} C_d (C_{pe} - C_{pi})$$

2.2.1 Données relatives au site

$C_t(z)$	Site plat = 1
$q_{réf}$	375 [N/m ²]
Catégories de terrain	IV
K_t	0.234
Z_0	1 m
Z_{mim}	10 m

2.3 Détermination des coefficients de calcul au vent

Paramètres	Équations / Valeurs
Pression de référence q_{ref}	$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$
Coefficient de rugosité C_r	$C_r = K_t \ln \frac{Z}{Z_0}$ $C_r = 0.234 \ln \frac{14}{1} = 0.617$
Intensité de turbulence l_v	$l_v = \frac{1}{C_t \ln \frac{Z}{Z_0}}$ $l_v = \frac{1}{1 \ln \frac{14}{1}} = 0.378$
Coefficient d'exposition C_{ex}	$C_{ex} = C_t(z)^2 * C_r(z)^2 * [1 + 7l_v(z)]$ $= 1^2 * 0.617^2 * [1 + 7 * 0.378] = 1.387$
Pression dynamique q_{dyn}	$q_{dyn} = q_{ref} * C_{ex}(Z_j)$ $= 375 * 1.387 = 520.125 \text{ N/m}^2$
Coefficient dynamique C_d	$C_d = 1$ (bâtiment de hauteur <15 m)

2.3.1 la pression aérodynamique

$$W(z_j) = q_{dyn} * [(C_{pe}) - (C_{pi})]$$

2.3.1.1 Le vent perpendiculaire au long pan

parois verticales :

	C_d	q_p	C_{pi}	C_{pe}	$W(z_j)$
A	1	520,125	-1	0,0827	-563,139
B	1	520,125	-0,8	0,0827	-459,114
C	1	520,125	-0,5	0,0827	-303,076
D	1	520,125	+0,8	0,0827	373,085
E	1	520,125	-0,3	0,0827	-199,05

TABLE 2.1 – la valeur de la charge de vent pour les parois verticales

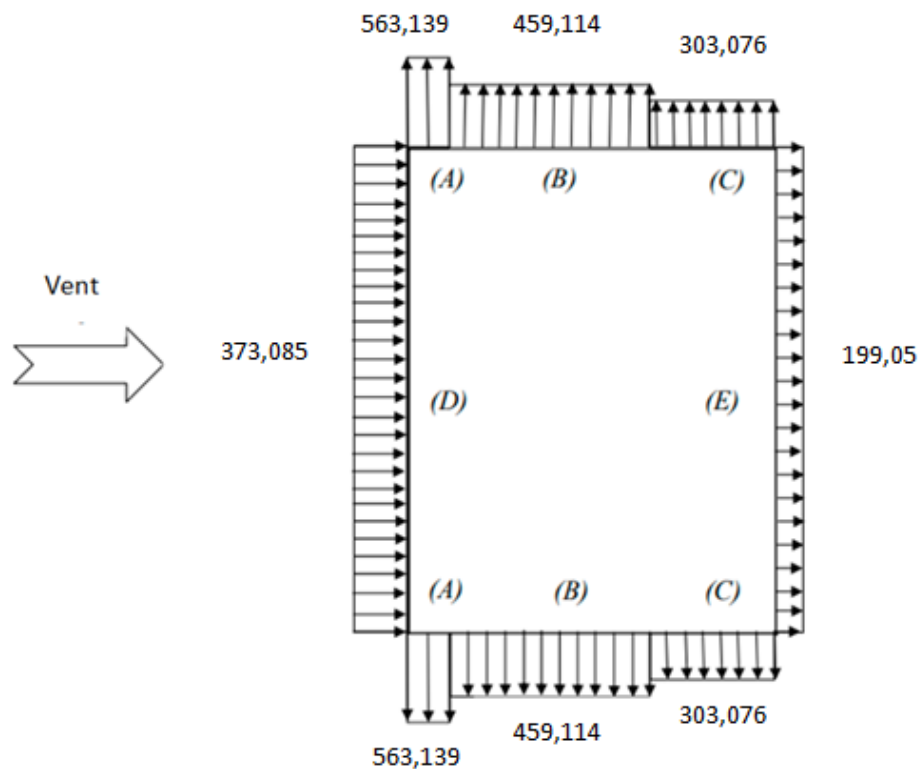


FIGURE 2.1 – Répartition des pressions sur les parois, Le vent perpendiculaire au long pan

toiture :

	C_d	q_p	C_{pi}	C_{pe}	$W(z_j)$
F	1	520,125	-1,8	0,0827	-979,239
G	1	520,125	-1,2	0,0827	-667,146
H	1	520,125	-0,7	0,0827	-407,102
I	1	520,125	+0,2	0,0827	61,010

TABLE 2.2 – la valeur de la charge de vent pour la toiture

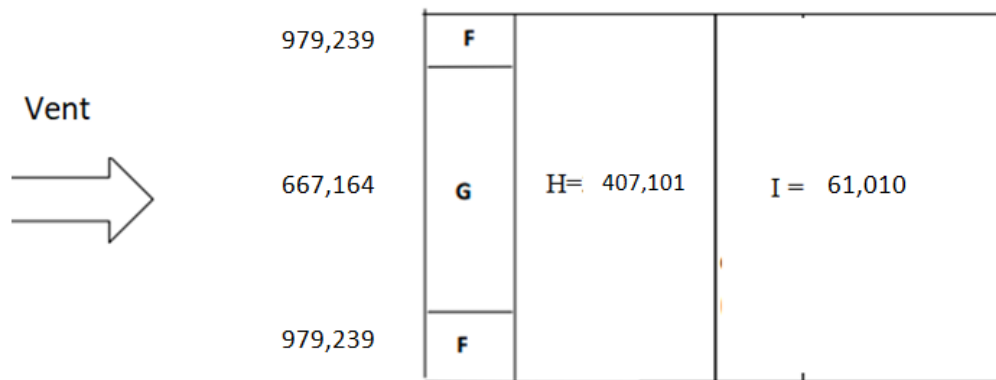


FIGURE 2.2 – Répartition des pressions sur la toiture, Le vent perpendiculaire au long pan

2.3.1.2 Le vent perpendiculaire au pignon

parois verticales :

	C_d	q_p	C_{pi}	C_{pe}	$W(z_j)$
A	1	520,125	-1	0,0424	-542,178
B	1	520,125	-0,8	0,0424	-438,153
C	1	520,125	-0,5	0,0424	-282,115
D	1	520,125	+0,8	0,0424	394,046
E	1	520,125	-0,3	0,0424	-178,090

TABLE 2.3 – la valeur de la charge de vent pour les parois verticales

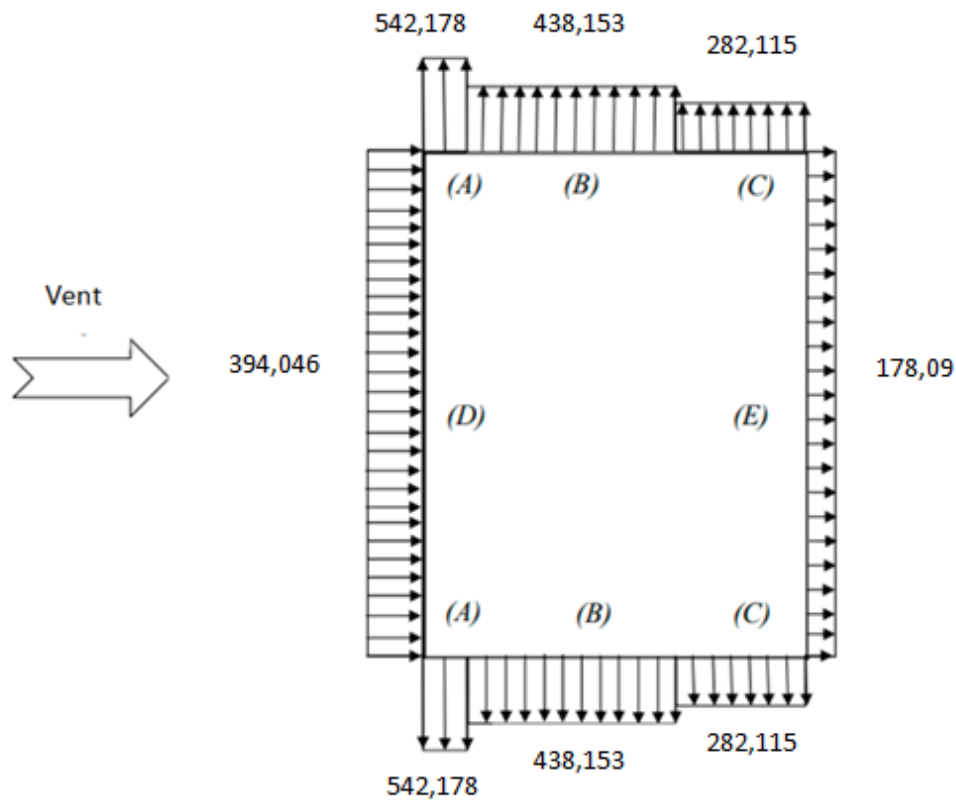


FIGURE 2.3 – Répartition des pressions sur les parois, Le vent perpendiculaire au pignon

toiture :

	C_d	q_p	C_{pi}	C_{pe}	$W(z_j)$
F	1	520,125	-1,8	0,0424	-958,278
G	1	520,125	-1,2	0,0424	-646,203
H	1	520,125	-0,7	0,0424	-386,140
I	1	520,125	+0,2	0,0424	81,971

TABLE 2.4 – la valeur de la charge de vent pour la toiture

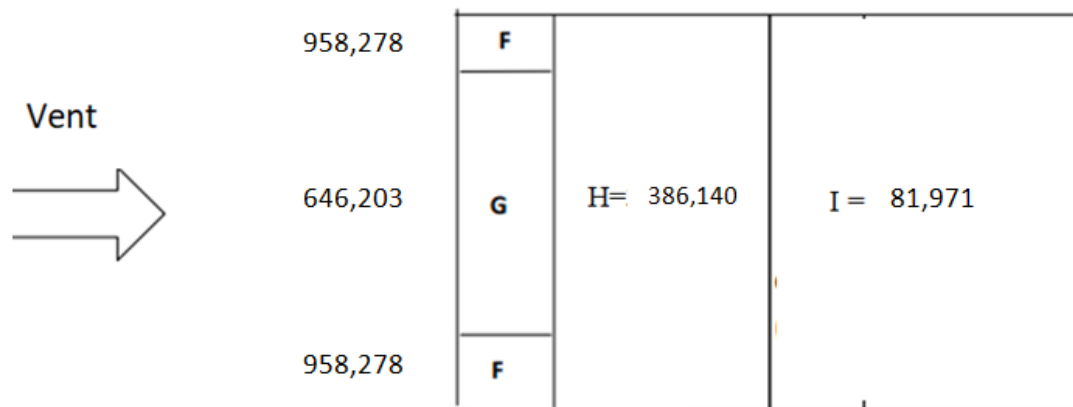


FIGURE 2.4 – Répartition des pressions sur la toiture, Le vent perpendiculaire au pignon

2.4 charge de la neige

$$S = \mu * S_k \dots\dots\dots [KN/m^2]$$

2.4.1 Calcul des charges de neige sur la toiture

- Le projet se trouve dans la wilaya d'Alger
- l'altitude : 50 m
- la zone de la neige : zone B

donc :

$$S_k = \frac{0,04H + 10}{100}$$

$$S_k = \frac{0,04 * 50 + 10}{100} = 0,12$$

2.4.2 Coefficient de forme de toiture

La structure est à toiture plate (angle de pente inférieur à 60°)

$$\alpha = 0^\circ$$

$$0^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$$

Alors :

$$\mu = 0,8$$

la valeur de la charge de la neige :

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

$$S = 0,8 * 0,12 = 0,096 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

2.5 Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'appréhender l'importance des charges et surcharges dans la conception structurale. En examinant en détail les charges permanentes, les charges d'exploitation et les effets climatiques tels que le vent et la neige, nous pourrions évaluer les contraintes auxquelles notre structure sera soumise dans des conditions de sollicitations. Cette évaluation de charges nous a fourni les informations nécessaires pour effectuer un pré-dimensionnement des éléments constituant la structure, en choisissant des dimensions appropriées pour assurer sa sécurité et sa durabilité.

Chapitre 3

Pré-dimensionnement des éléments porteurs

3.1 Introduction :

L'introduction au pré-dimensionnement des éléments de construction met en lumière les phases dans la conception et la planification des projets de construction. Les règles de dimensionnement sont conformes aux critères énoncés dans les règlements à savoir le critère de résistance (ELU) et critère de déformation (ELS).

Chaque élément est pré-dimensionné en tenant compte des deux critères principaux : la résistance, la déformation. Ces critères sont essentiels pour assurer la résistance et le confort des occupants, une fois que l'ossature porteuse de la structure est choisie.

Ce chapitre explorera les principes fondamentaux du pré-dimensionnement des éléments de construction, en examinant les différentes méthodes et techniques utilisées pour évaluer la résistance et la capacité de charge des éléments structuraux. En comprenant mieux ces principes et pratiques, les ingénieurs et concepteurs seront mieux équipés pour concevoir des structures sûres, durables et efficaces, répondant ainsi aux exigences des projets de construction modernes [4].

3.2 Pré dimensionnement des poutres principales

Les poutres sont des éléments structuraux couramment utilisés dans la construction pour supporter des charges verticales et transmettre ces charges aux éléments verticaux tels que poteaux dans notre cas. Elles sont fabriquées en acier de nuance S235, ce qui leur confère une résistance et une capacité à supporter des charges sur de longues portées [5].

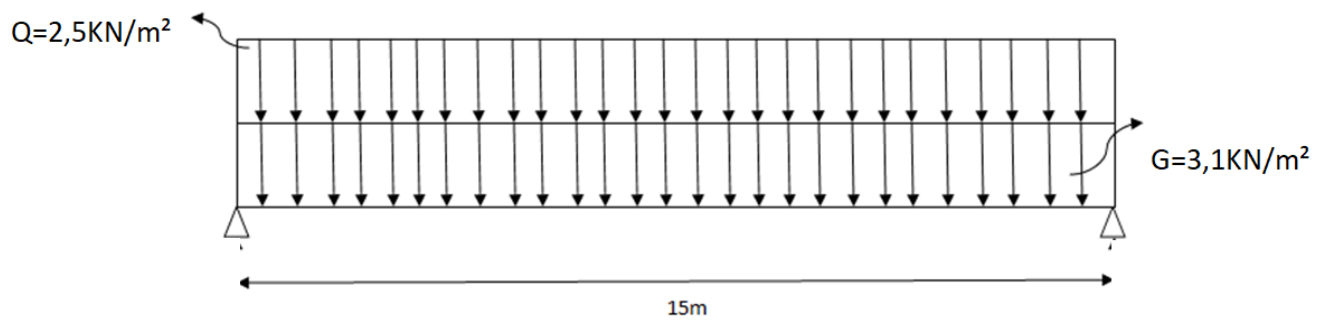


FIGURE 3.1 – Schéma statique de la poutre

3.2.1 le pré dimensionnement a ELS

La combinaison d'actions :

$$G = 3,1 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (3,1 + 2,5) 2,5$$

$$q_s = 14 \text{ kN/m}$$

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

$$\delta = \frac{5 * 1400 * 10^{-2} * 1500^4}{3842,1 * 10^6 * I} \leq \frac{1500}{250}$$

$$I = 73242,187 \text{ cm}^4$$

donc On prendra :

IPE 600

Désig- nation Abrégée	q Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl -y cm ³	Wpl -z cm ³	iy cm	iz cm
IPE600	122	156	600	220	19	12	92080	3387	3070	308	24,3	4,66

TABLE 3.1 – Tableau des caractéristiques pour IPE600

3.2.2 Vérification des pièces fléchies

Vérification	Équation / Valeur
1/ Vérification vis à vis de la flexion	
Combinaison d'actions (q_s)	$q_s = 1.35G + 1.5Q$ $q_s = (1.35 * 3.1 + 1.5 * 2.5) * 2.5$ $q_s = 19.8375 \text{ kN/m}$
Moment fléchissant (M_{sd})	$M_{sd} = \frac{q_s l^2}{8}$ $M_{sd} = \frac{19.8375 * 15^2}{8}$ $M_{sd} = 557.929 \text{ kN.m}$
Moment de résistance ($M_{c,Rd}$)	$M_{c,Rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{w1}}$ $M_{c,Rd} = 3512 * \frac{2350}{1.1}$ $M_{c,Rd} = 750.29 \text{ kN.m}$
Condition	$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$ Condition Vérifiée

2/ Effort tranchant	
Effort tranchant (V_{sd})	$V_{sd} = \frac{q_s l}{2}$ $V_{sd} = \frac{19.8375 \cdot 15}{2}$ $V_{sd} = 148.78 \text{ kN}$
Résistance au cisaillement ($V_{pl,Rd}$)	$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$ $V_{pl,Rd} = \frac{83.78 \cdot 2350}{\sqrt{3} \cdot 1.1}$ $V_{pl,Rd} = 1033.367 \text{ kN}$
Condition	$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$ <p>Condition Vérifiée</p>
3/ Influence de l'effort tranchant sur la résistance au moment fléchissant	
Condition	$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$ $148.78 \leq 0.5 \cdot 1033.367$ <p>Condition Vérifiée</p>
Vérification de la résistance de l'âme sans raidisseurs	
Condition	$\frac{d}{t_w} > 69\epsilon$ $d = h - 2t_f - 2r = 514 \text{ cm}$ $\frac{514}{12} = 42 < 69\epsilon$ <p>Condition Vérifiée</p>

3.2.3 Résultats

En conclusion, le choix du profilé IPE 600 est adéquat et vérifie les conditions de résistance et stabilité à ce stade de dimensionnement.

3.3 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux des structures métalliques sont des éléments verticaux utilisés pour supporter les charges transmises par les poutres et parois externes telles que les charges permanentes, d'exploitation, accidentelles et climatiques. Ils font partie intégrante de la structure métallique et sont généralement fabriqués en profilés en acier laminé (HEA OU HEB ou en profilés circulaires évidés).

Le pré dimensionnement à ELU	
Type de charge	Valeur / Équation
Charges permanentes	
Poids propre du plancher (g_1)	$(2.5 * 15 * 3.1) * 8 = 930 \text{ KN}$
Poids propre de la poutre principale IPE600 (g_2)	$(15 * 122 * 4) + (15 * 10.4) = 74.76 \text{ KN}$
Charge d'exploitation	
Poids des voitures (Q)	$2.5 * 15 * 2.5 = 93.75 \text{ KN}$
La combinaison d'actions	
La combinaison d'actions (N_{sd})	$1.35 * (930 + 93.75) + 1.5 * 93.75 = 149705.1 \text{ KN}$
Calcul de la section de poteaux	
Calcul de la section de poteaux	$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}}$ $A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M1}}{f_y}$ $A \geq \frac{149705.1 * 1.1}{2350}$ $A = 70.074 \text{ cm}^2$
Profil choisi	HEA240

Désig- nation Abrégée	q Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA240	60,3	76,8	230	240	12	7,5	7763	2769	675	231	10,1	6

TABLE 3.2 – Tableau des caractéristiques pour HEA240

3.3.1 Vérification de la condition de la résistance :

— nœud encastré $\implies \eta = 0$

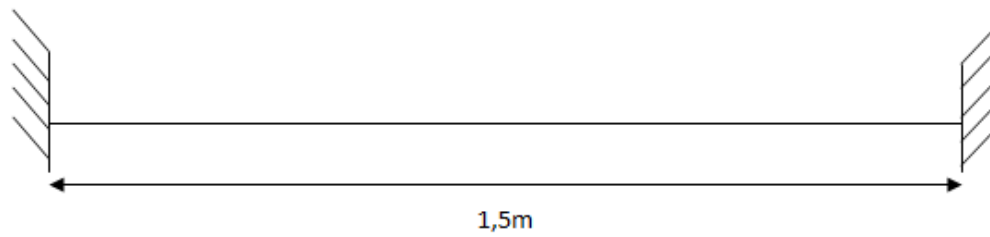


FIGURE 3.2 – Poteaux encastré

la longueur fictive :

$$l_f = \frac{1}{2} l$$

On à :

$$classe1 \implies \beta_A = 1$$

3.3.2 Calcul de l'élancement :

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\bar{\lambda} = 0,00798$$

le facteur d'imperfection :

$$\bar{\lambda} \leq 0,2 \implies \chi = 1$$

3.3.3 Vérification de la stabilité au flambement simple

$$N_{sd} \leq \chi \beta_A A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$149705,1 \leq 164072,727$$

Donc :

$$N_{sd} \leq \chi \beta_A A \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \implies \text{Condition Vérifiée}$$

3.4 Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons préalablement déterminé les éléments clés de la structure, tels que les poteaux, les poutres, en tenant compte de leur rôle fondamental dans la stabilité et la performance à la résistance.

Chapitre 4

Pré-dimensionnement des éléments secondaires

4.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous aborderons le dimensionnement des éléments secondaires, tels que les poutres secondaires et les escaliers, conformément aux normes actuelles. Les calculs seront réalisés en prenant en compte les charges permanentes et d'exploitation et seront validés en considérant les états limites.

4.2 ETUDE DES ESCALIERS :

Un escalier représente une structure architecturale constituée d'une série ordonnée de marches, facilitant le passage d'un niveau à un autre, que ce soit en montant ou en descendant. Il intègre divers éléments comme les paliers, les volées, les limons, les garde-corps et les girons [6].



FIGURE 4.1 – escalier extérieur

Données du projet

- Hauteur de chaque étage : 1,4 m
- Escalier à 2 volées

4.3 Prédimensionnement

Calcul de la hauteur totale de l'escalier	Hauteur totale = $2 * 1,4m = 2,8m$
Calcul du nombre de marches	<p>Nombre de marches = Hauteur totale / Hauteur d'une marche</p> <p>En considérant une hauteur de marche standard de 16-18 cm, on obtient :</p> <p>Nombre de marches = $2,8\text{ m} / 0,17\text{ m} \approx 16$ marches</p>
Calcul de la largeur de l'escalier	<p>Largeur minimale recommandée pour un escalier public : 1,2 m</p> <p>Largeur choisie : 1,4 m</p>

4.4 Calcul des éléments de l'escalier

Élément	Calculs et Recommandations
Poteaux	<p>Charge permanente (poids propre) : $0,5 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Charge d'exploitation : $2,5 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Charge totale = $0,5 + 2,5 = 3 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Charge par poteau : $5,88 \text{ kN}$</p> <p>Profilé recommandé : HEA 100</p>
Poutre palière	<p>Charge permanente (poids propre) : $0,5 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Charge d'exploitation : $2,5 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Charge totale = 3 kN/m^2</p> <p>Portée de la poutre = $1,4 \text{ m}$</p> <p>Charge sur la poutre = $4,2 \text{ kN/m}$</p> <p>Profilé recommandé : IPE 120</p>
Limons	<p>Charge permanente (poids propre) : $0,5 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Charge d'exploitation : $2,5 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Charge totale = 3 kN/m^2</p> <p>Longueur de chaque volée = $1,4 \text{ m} < 3,5 \text{ m}$</p> <p>Profilé adapté : HEA 100</p>

Marches	Charge permanente (poids propre) : $0,5 \text{ kN/m}^2$ Charge d'exploitation : $2,5 \text{ kN/m}^2$ Charge totale = 3 kN/m^2 une tôle d'acier de 3 mm
---------	---

4.5 Conclusion

Cette étude préliminaire fournit les éléments de base pour la conception d'un escalier en charpente métallique avec tôle, basée sur les données du projet. Cependant, une analyse structurelle détaillée est nécessaire pour valider les dimensions et les profils choisis, en tenant compte des normes et réglementations en vigueur.



FIGURE 4.2 – vue en 3D des escalier

Chapitre 5

Planchers à bacs Acier collaborants

5.1 Introduction

Ce chapitre examine en détail les planchers mixtes à bacs collaborants avec des tôles, une innovation majeure dans le domaine de la construction moderne. Ces planchers combinent habilement des matériaux métalliques et du béton pour offrir des avantages considérables en termes de résistance structurelle, de légèreté, de rapidité de mise en œuvre et de performance globale [7] .

les différents types des tôle :

ГОСТ 24045-94 Вид профиля, размеры, мм		Толщина листа t, мм	Масса 1м длины, кг
C8-1150 		0,5*	5,4
		0,55	5,9
		0,6	6,4
		0,7	7,4
C18-1000 		0,55	5,9
		0,7	7,4
		0,8	8,4
C21-1000 		0,5*	5,4
		0,55	5,9
		0,6	6,4
		0,7	7,4
		0,8*	8,4
HC44-1000 		0,55	5,9
		0,6	6,4
		0,7	7,4
		0,8	8,4
H57-750 		0,6	5,6
		0,7	6,5
		0,8	7,4
H60-845 		0,7	7,4
		0,8	8,4
		0,9	9,3
H75-750 		0,7	7,4
		0,8	8,4
		0,9	9,3
		1,0	10,3

FIGURE 5.1 – Type des tôle

Calcul de plancher mixte

Les calculs selon la méthode prescrite « structure métallique selon Eurocode04 » [8]

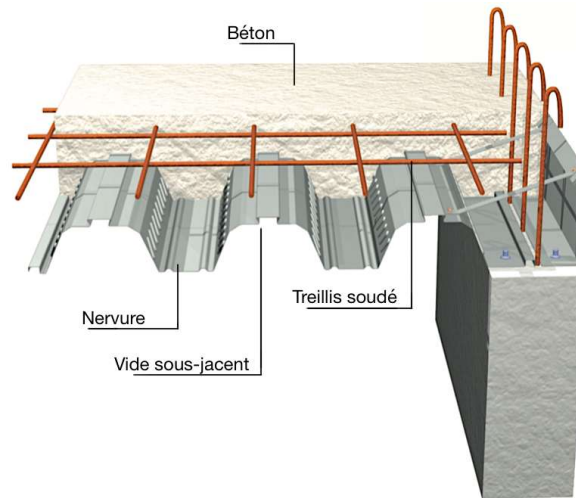


FIGURE 5.2 – plancher mixtes à bacs collaborant

5.2 état limite ultime ELU

les charges supportée par la dalle :

- charge permanente : $g_1 = 0.5kN/m^2$
- cloisons légères de poids propre : $g_2 = 0.5kN/m^2$
- charge d'exploitation (parking) : $Q = 2.5kN/m^2$

les donnée fournies par la fabrication :

- poids de coffrage $g_3 = 0.10kN/m^2$
- caractéristiques nominales du coffrage :

épaisseur : $t_N = 0.75mm$

Aire nominale de la section $A_p = 1195mm^2$

- inertie : $I_p = 925000mm^4$
- Position de l'axe neutre : $e_n = 31,4$
- Hauteur hors tout de profil : $h_p = 70mm$

- Réduction de l'épaisseur du béton due à la présence des nervures : $\Delta h_n = 0,026m$ [9]

la limite de la flèche à respecter :

$$\frac{L}{250} = \frac{2500}{250} = 10 \text{ mm}$$

Selon la norme NF EN1994-1-1 :

- la limite autorisée de la flèche f

$$\frac{L}{180} = \frac{2.5}{180} = 0.0138 \text{ m}$$

- le volume de béton dû à la flèche

$$\Delta h_f = 0.7 * f = 0.00966 \text{ m}$$

épaisseur équivalente de la dalle :

$$h_e = h - \Delta h_n + \Delta h_f = 0.1906 \text{ m}$$

poids du béton de la dalle :

$$g_4 = h_e * \rho_b = 4.5744 \text{ KN/m}^2$$

l'ensemble des charges permanentes :

$$G = g_1 + g_2 + g_3 + g_4$$

$$G = 5.6744 \text{ KN/m}^2$$

5.2.1 sollicitation

la combinaison de charge :

$$q_E = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_E = 1.35 * 5.6744 + 1.5 * 2.5$$

$$q_E = 11.41044 \text{ KN/m}^2$$

le moment sollicitant :

$$M_E = \frac{q_E l^2}{8}$$

$$M_E = 8.9144 \text{ kN.m}$$

l'effort tranchant au bord des appuis :

$$V_E = \frac{q_E l}{2}$$

$$V_E = 14.2630 \text{ KN}$$

5.2.2 vérification

5.2.2.1 flexion en travée

Moment résistant de la section mixte :

$$M_{Rd} = N_{cf} * Z$$

$$M_{Rd} = 29.1218 \text{ KN.m}$$

Donc

$$M_{Rd} > M_E \implies \text{Condition Vérifiée}$$

5.2.2.2 cisaillement longitudinal

l'effort tranchant résistant de la section mixte :

$$V_{I,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{vs}} * \left(\frac{m A_p}{b L_s} + K \right)$$

$$V_{I,Rd} = 47,562 \text{ KN}$$

Donc

$$V_{I,Rd} > V_E \implies \text{Condition Vérifiée}$$

5.2.2.3 Effort tranchant

la contribution du béton :

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,C} k \left(100 \frac{A_p}{A_b} f_{ck} \right)^{1/3} A_b$$

$$V_{Rd,c} = 83,15 \text{ KN}$$

la contribution de coffrage :

Correspond à une âme :

$$V_{Rd,a_1} = \frac{S_w * t * f_{bv}}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Rd,a_1} = 5579 \text{ KN}$$

Correspond à un mètre de largeur :

$$V_{Rd,a} = 2 * V_{Rd,a_1} (1000/b_s)$$

$$V_{Rd,a} = 60,98 \text{ KN}$$

Résistance à l'effort tranchant :

$$V_{Rd} = V_{Rd,a} + V_{Rd,c}$$

$$V_{Rd} = 144,1 \text{ KN}$$

Donc

$$V_{Rd} > V_E \implies \text{Condition Vérifiée}$$

5.3 Ferrailage de la dalle pleine

Le calcul est effectué pour une bande de 1 mètre de largeur.

Section	Calcul
Données	$G = 5,6744, \text{KN/m}$ $Q = 2.5, \text{KN/m}$
ELU	$q_u = 1.35 * (5,6744) + 1.5 * (2.5) = 11,410, \text{KN/m}^2 * 1, \text{ml} = 11,410, \text{KN/m}$ $P = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.5}{15} = 0.166 < 0.4$ $M_0 = \frac{q * l_x^2}{8} = \frac{11,410 * (2.5)^2}{8} = 8,914, \text{KN.m}$
Moment en travée	$M_t = 0.75 * (8,914) = 6,6855, \text{KN.m}$
Moment en appuis	$M_a = 0.5 * (8,914) = 4,457, \text{KN.m}$
Calcul des armatures en travée	$\mu_{bu} = 0.0404 < 0,186 \implies \text{Pivot}'' A''$ $\mu_l = 0,151$ $\mu_{bu} < \mu_l$ $A' = 0$ $A = 1,830 \text{cm}^2 \implies 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$ $A_r = 0,565 \text{cm}^2$
Calcul des armatures en appuis	$\mu_{bu} = 0.0269 < 0,186 \implies \text{Pivot}'' A''$ $\mu_l = 0,151$ $\mu_{bu} < \mu_l$ $A' = 0$ $A = 1,20 \text{cm}^2 \implies 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$ $A_{min} = 1,304 \text{cm}^2$ $A_r = 0,326 \text{cm}^2$
Espacement des barres	Longitudinale : $S_t = \min(3h_c; 33) \text{cm} = 30 \text{cm}, S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} < 30 \text{cm}$ Transversale : $S_t = \min(4h_c; 45) \text{cm} = 40 \text{cm}, S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm} < 40 \text{cm}$

5.3.0.1 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{q_u * l}{2} = \frac{11,410 * 2,5}{2} = 14,262 kN$$

$$\tau = \frac{V_x}{b * d} = \frac{14,262 * 10^{-3}}{1 * 0,108}$$

$$\tau = 0,132 MPa$$

$$\bar{\tau} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

5.3.1 ELS

$$q_s = G + Q = 8,1744 kN/m$$

$$M_0 = \frac{q_s * l_x^2}{8} = \frac{8,1744 * 2,5^2}{8} = 6,386 kN.m$$

Moment en travée

$$M_t = 0.75 * (6,386) = 4,789 kN.m$$

Moment en appuis

$$M_a = 0.5 * (6,386) = 3,193 kN.m$$

5.3.1.1 Vérification des contraintes en travée

$$M_t = 4,789 kN.m$$

$$A = 2,26 cm^2$$

$$b = 1 m$$

$$d = 10.8 cm$$

$$\frac{b}{2}y^2 + (A + A')y - (Ad - A'd') = 0$$

$$50y^2 + 33,9y - 366,12 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 272,714$$

$$y_1 = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_1 = -3,066$$

$$y_2 = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_2 = 2,388$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$I = 2403,362 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 4,758 \text{ MPa}$$

5.3.1.2 Vérification des contraintes en appuis

$$M_t = 3,193 \text{ KN.m}$$

$$A = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 10.8 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2}y^2 + (A + A')y - (Ad - A'd') = 0$$

$$50y^2 + 23,55y - 254,34 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 225,59$$

$$y_1 = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_1 = -2,491$$

$$y_2 = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_2 = 2,0204$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2$$

$$I = 1818,015cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = 3,548MPa$$

5.3.1.3 Etat limite de déformation

1.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} = \frac{12}{2,5} \geq \frac{6,6855}{20 * 8,914}$$

$$4,8 \geq 0,0375 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

2.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{3}{80} = 4,8 \geq 0,0375 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3.

$$\frac{A_s}{b * d} \geq \frac{2}{f_e} = \frac{1,01}{100 * 10,8} \geq \frac{2}{400}$$

$$9,35 * 10^{-4} \geq 5 * 10^{-3} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

5.4 Etude des connecteurs

5.4.1 Dimensionnement des connecteurs selon l'Eurocode 4

L'Eurocode 4 définit des exigences spécifiques pour garantir la résistance des goujons à tête soudée utilisés dans les structures en béton armé. Ces exigences visent à assurer la qualité de la soudure et la liaison adéquate entre le goujon et les éléments structuraux.

1. Critères de qualité de la soudure

- **Forme du bourrelet** : Le bourrelet de soudure doit présenter une forme régulière et se fondre parfaitement avec le fût du goujon.
- **Dimensions du bourrelet** : Le diamètre du bourrelet doit être au minimum 1,25 fois supérieur au diamètre du fût du goujon. En ce qui concerne la hauteur, la moyenne doit être égale ou supérieure à 0,20 fois le diamètre du fût, tandis que la valeur minimale ne doit pas être inférieure à 0,15 fois le diamètre.

2. Recommandations pour le choix des goujons

- **Diamètre de la tête** : Il est recommandé d'opter pour des goujons à tête soudée dont le diamètre est au minimum 1,5 fois supérieur au diamètre du fût.
- **Hauteur de la tête** : La hauteur de la tête doit être égale ou supérieure à 0,4 fois le diamètre du fût [10].

5.4.2 On a :

$$hg = 80mm$$

$$d = 16mm$$

$$f_y = 235MPa$$

$$f_u = 400MPa$$

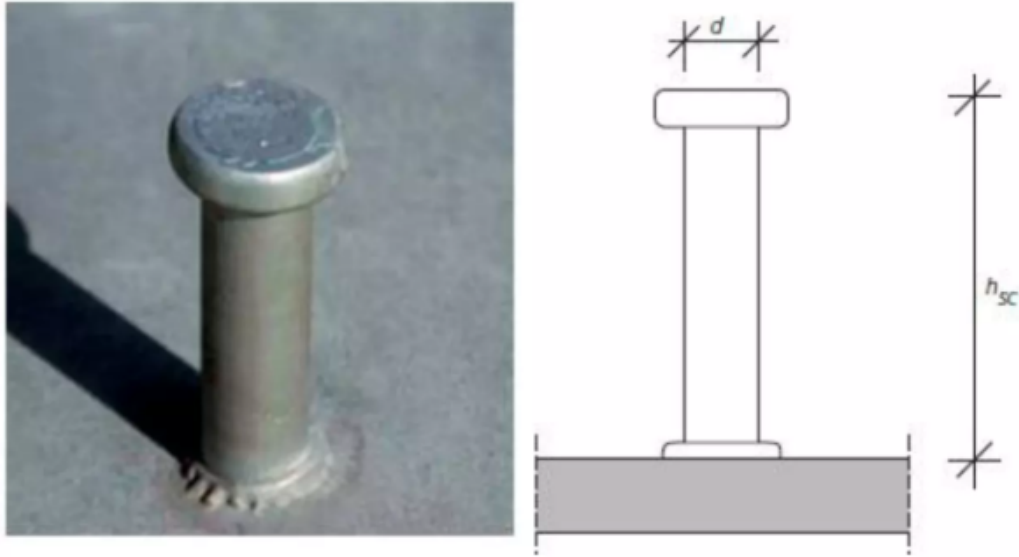


FIGURE 5.3 – goujon à tête

5.4.3 Le calcul de nombre de connecteurs

$$n \geq \frac{F_{vi}}{P_{rd}}$$

5.4.3.1 Le calcul de la résistance d'un connecteur

Pour évaluer la capacité de charge d'un goujon à tête soudée, fabriqué avec un pistolet automatique et caractérisé par un bourrelet à la base et une soudure standard, on utilise une formule qui sélectionne la valeur minimale parmi deux options possibles :

$$P_{rd} = \min \{P_{rd1}, P_{rd2}\}$$

$$P_{rd1} = 0.8 f_u * \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v}$$

$$P_{rd2} = 0.29 * \alpha d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$$P_{rd1} = 0.8 * 40 * \frac{\pi(1,6)^2}{4 * 1.25} = 51,44 \text{ KN}$$

$$P_{rd2} = 0.29 * 1 * (1,6)^2 * \frac{\sqrt{25 * 3047,15}}{1.25} = 51,84 \text{ KN}$$

Avec :

$$\alpha = 1 \quad \text{car} \quad \frac{h}{d} > 4$$

$$E_{cm} = 30,471 \text{ KN/mm}^2$$

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

$$P_{rd} = \min(51,84, 51.44) = 51.44 \text{ KN}$$

5.4.3.2 Calcule de L'effort total de cisaillement

Pour déterminer l'effort total de cisaillement longitudinal de calcul, désigné par V_l , auquel les connecteurs doivent faire face entre les points où le moment fléchissant est nul et celui où il est maximal et positif, on peut utiliser la méthode suivante :

$$F_{vi} = A_a * \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 156 * \frac{23,5}{1.1} = 3332,727 \text{ KN}$$

5.4.4 Le nombre de connecteurs

$$n \geq \frac{F_{vi}}{P_{rd}}$$

$$n \geq \frac{3333}{51}$$

$$n \geq 65,35$$

$$n = 65$$

On utilise alors 35 goujons avec un espacement de : On utilise alors 65 goujons avec un espacement de :

$$S = \frac{L_i}{n}$$

$$S = \frac{750}{65}$$

$$S = 11,5 \text{ cm}$$

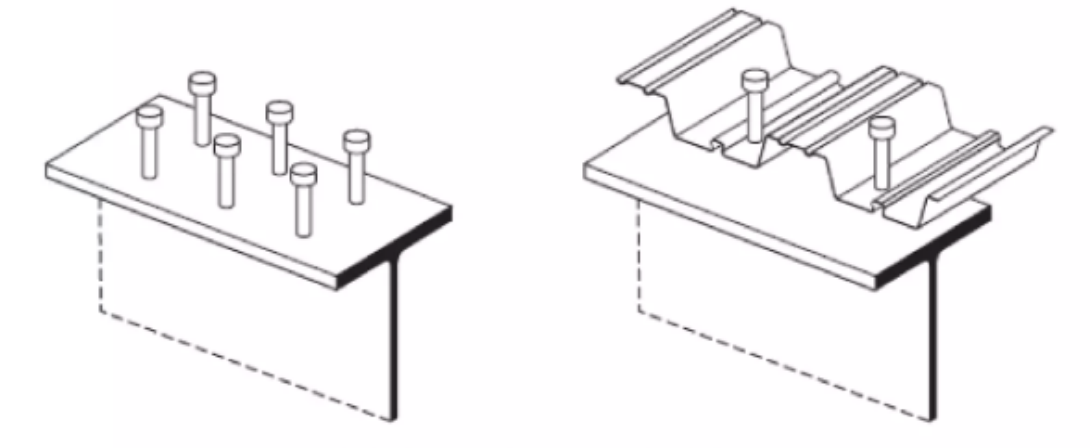


FIGURE 5.4 – Disposition des connecteurs

5.5 Conclusion

En conclusion, les planchers mixtes à bacs collaborants avec des tôles, représentent une solution efficace dans le domaine de la construction métallique. La combinaison de matériaux métalliques et de béton offre une résistance structurelle appréciable, une légèreté relativement basse et une rapidité de mise en œuvre qui en font un choix attrayant pour de nombreux types de bâtiments.

Chapitre 6

Etude sismique

6.1 Introduction

Une analyse dynamique prend en compte les forces d'inertie générées par une structure lorsqu'elle est soumise à des charges dynamiques soudaines, telles que l'action du vent, une explosion ou un tremblement de terre. Dans notre étude, l'accent est mis sur l'action sismique, ce qui en fait une analyse sismique. Les tremblements de terre représentent l'une des principales menaces pour une structure, pouvant survenir à tout moment avec une intensité imprévisible, entraînant des dommages matériels et humains significatifs [11].

6.2 Méthode statique équivalente

Cette méthode consiste à substituer les forces dynamiques effectives agissant sur la structure par un ensemble de charges statiques hypothétiques. Ce procédé vise à imiter les impacts d'un séisme. Des forces sismiques horizontales équivalentes sont alors appliquées de façon séquentielle dans diverses directions pour en simuler les effets.

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

6.2.1 Coefficient d'accélération

• A : Coefficient d'accélération de la zone en fonction de la zone sismique et du groupe d'utilisation du bâtiment. Dans notre cas, le bâtiment appartient au groupe 2 : structure commune ou d'importance moyenne (parking), et la zone sismique est la zone III (forte sismicité) ALGER. Donc :

$$A = 0.25$$

(RPA99V2003 tableau 4.1)

6.2.2 facteur d'amplification dynamique

facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site, du facteur d'amortissement (ϵ) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta, & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}, & \text{si } T_2 < T < 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}, & \text{si } T > 3s \end{cases}$$

la catégorie du site \rightarrow site meuble S_3 (RPA99V2003 tableau 4.7)

$$T1 = 0,15$$

$$T2 = 0,50$$

6.2.3 Facteur de correction d'amortissement

Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)
donné par la formule :

$$n = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} > 0.7$$

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

$$\xi = 5\%$$

(RPA99V2003 tableau 4.2)

donc :

$$n = 1 > 0,7 \rightarrow D = 2,5$$

6.2.4 coefficient de comportement de la structure R

$R = 4$ (RPA99V2003 tableau 4.3)

6.2.5 Facteur de qualité

Le facteur de qualité d'une structure est calculé en fonction de la répartition et de la géométrie des composants constitutifs. Régularité dans le plan et l'élévation. La formule suivante peut être utilisée pour déterminer la valeur du facteur Q.

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00
2. Redondance en plan	Oui	0,00
3. Régularité en plan	Non	0,05
4. Régularité en élévation	Oui	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

FIGURE 6.1 – Tableau 4.4 de l'RPA2003 X-X

$$Q_x = 1,05$$

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00
2. Redondance en plan	Oui	0,00
3. Régularité en plan	Oui	0,00
4. Régularité en élévation	Oui	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0,00

FIGURE 6.2 – Tableau 4.4 de l'RPA2003 Y-Y

$$Q_y = 1$$

6.2.6 Calcul de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

On à

$$C_T = 0,085 \text{ (RPA99V2003 tableau 4.6)}$$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0,085 * 14^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0,61$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

6.2.7 Calcul de poids total de la structure $W(t)$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

donc :

$$\beta = 0,6 \text{ (RPA99V2003 tableau 4.5)}$$

$$W = 61706,7 \text{ KN}$$

6.2.8 Calcul de force sismique totale

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V_x = \frac{0,25 * 2,5 * 1,05}{4} * 61706,7$$

$$V_x = 10123,755 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,25 * 2,5 * 1}{4} * 61706,7$$

$$V_y = 9641,617 \text{ KN}$$

6.3 Étude dynamique

a) L'emplacement des contreventements dans le sens X-X retenu est illustré par la figure suivante :

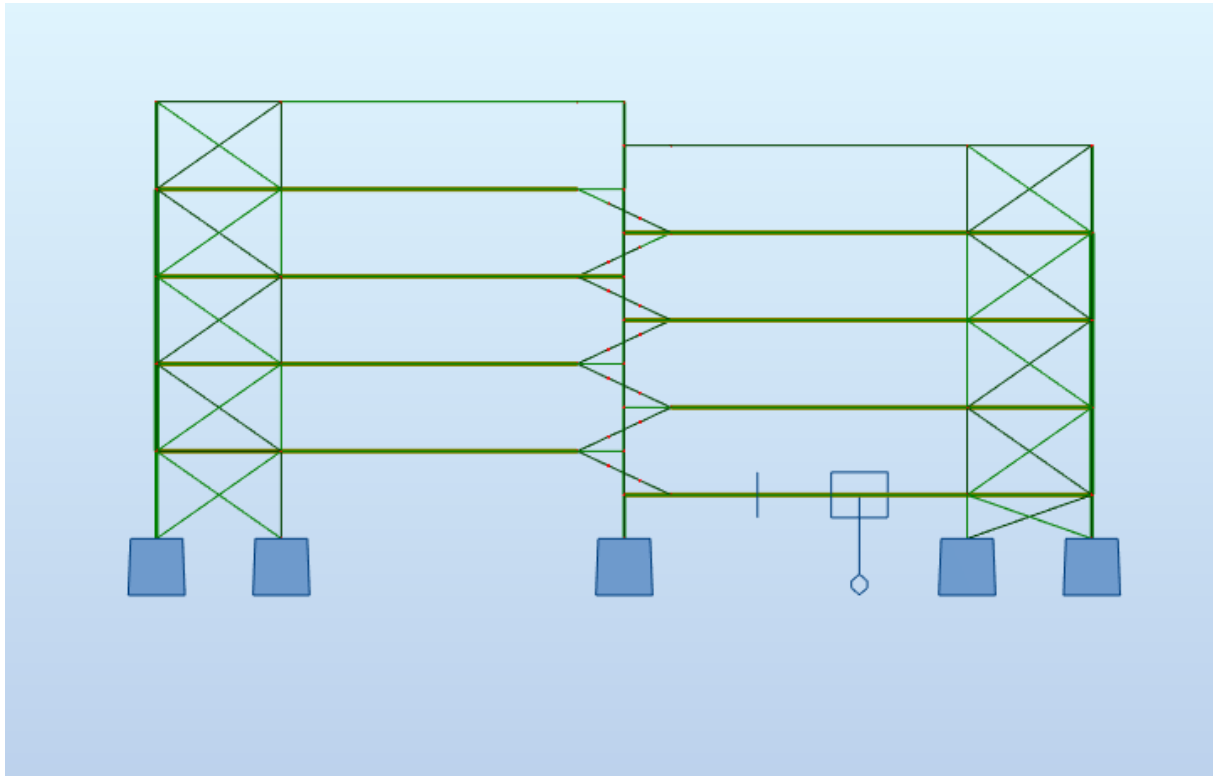


FIGURE 6.3 – L'emplacement des contreventements dans le sens X-X

a) L'emplacement des contreventements dans le sens Y-Y retenu est illustré par la figure suivante :

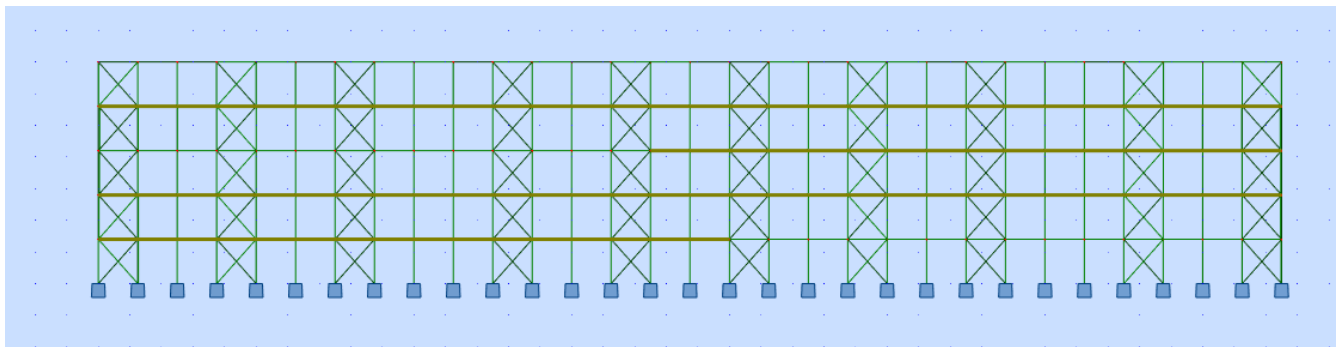


FIGURE 6.4 – L'emplacement des contreventements dans le sens Y-Y

6.4 Analyse modale

6.4.1 Vérification de la période

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4) que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (Robot) ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale $T_{dyn} = 0.64$ sec.

Nous avons :

$$1.3 * T = 1.3 * 0.61 = 0.793 > T_{dyn} = 0.64 \text{ sec} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
28/1	0.64	79.66	0.00	79.66	0.00
28/2	0.57	79.66	69.23	0.00	69.23
28/3	0.48	79.66	71.33	2.10	0.00
28/4	0.37	79.66	71.33	0.00	0.00
28/5	0.37	79.66	71.33	0.00	0.00
28/6	0.37	79.66	71.35	0.02	0.00
28/7	0.36	79.66	71.37	0.00	0.00
28/8	0.36	79.66	71.37	0.00	0.00
28/9	0.36	79.66	71.58	0.20	0.00
28/10	0.33	79.66	71.58	0.00	0.00
28/11	0.32	79.66	71.58	0.00	0.00
28/12	0.32	79.66	71.67	0.09	0.00
28/13	0.32	79.66	71.87	0.20	0.00
28/14	0.30	79.66	71.87	0.00	0.00
28/15	0.30	79.66	71.87	0.00	0.00
28/16	0.30	79.66	71.96	0.10	0.00
28/17	0.30	79.66	72.15	0.19	0.00
28/18	0.29	79.66	72.15	0.00	0.00
28/19	0.29	79.66	72.26	0.11	0.00
28/20	0.28	79.66	72.26	0.00	0.00
28/21	0.28	79.66	72.32	0.00	0.00
28/22	0.21	90.32	72.32	0.00	10.65
28/23	0.17	90.32	85.14	13.82	0.00
28/24	0.16	90.32	90.74	4.60	0.00
28/25	0.15	90.32	90.74	0.00	8.47
28/26	0.14	90.33	90.74	0.01	13.22
28/27	0.14	90.33	91.03	0.29	13.22
28/28	0.13	93.17	91.03	2.84	13.45
28/29	0.12	93.17	91.03	0.00	13.45
28/30	0.12	93.17	91.09	0.00	13.46

Commentaire :

- 1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.61$ s.
- 2°/ Les 1er et 2ème modes sont des modes de translation.
- 3°/ Le 3ème mode est un mode de rotation.
- 4°/ On doit retenir les 24 premiers modes pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

6.5 Analyse sismique

6.5.1 Contrôle du cisaillement à la base

Vérification de l'effort tranchant à la base

Force sismique	$V_{statique}$ [KN]	$0.8V_{statique}$ [KN]	$V_{dynamique}$ [KN]	Observation
Sens X-X	10123.755	8099.004	8809.52	Vérifié
Sens Y-Y	9641.617	7713.29	8583.72	Vérifié

TABLE 6.1 – Vérification de l'effort tranchant à la base

6.5.2 Vérification inter-étage

Dans le cas d'un parking, nous avons une hauteur d'étage de 2,8 m. Nous devons vérifier que : $\Delta_k^x \leq \Delta$ et $\Delta_k^y \leq \Delta$, où $\Delta = 0.01h_e = 2,8$ cm.

Avec :

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x$$

$$\delta_k^y = R\delta_{ek}^y$$

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

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

Δ_k^x représente le déplacement horizontal relatif de deux étages adjacents dans un bâtiment, correspondant au déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1 dans la direction x-x (de même pour la direction y-y).

δ_{ek}^x est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans la direction x-x.

Si les déplacements latéraux entre les étages ne dépassent pas les valeurs autorisées, le déplacement inter-étages est calculé automatiquement par le logiciel.

Niveau	Déplacement autorisé inter-étages (cm)	Déplacement inter-étage (x) (cm)	Observation	Déplacement inter-étage (y) (cm)	Observation
1	2,8	0,8	vérifié	0,5	vérifié
2	2.8	1,4	vérifié	0,8	vérifié
3	2.8	1,4	vérifié	0,8	vérifié
4	2.8	1,3	vérifié	1,2	vérifié
5	2.8	1,2	vérifié	0,8	vérifié
6	2.8	1,0	vérifié	1,4	Vérifiée
7	2.8	0,8	vérifié	0,7	Vérifiée
8	2.8	0,6	vérifié	1,4	Vérifiée
9	2.8	0,3	vérifié	1,1	Vérifiée
10	2.8	0,2	vérifié	1,7	Vérifiée

TABLE 6.2 – Vérification du déplacement inter-étages

Observation

- Le déplacement inter-étages est vérifié
- Toutes les conditions imposées par le règlement RPA99V2003 sont vérifiées.

Chapitre 7

Assemblage

7.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons détailler les calculs nécessaires pour vérifier la sécurité et la conformité d'un assemblage structural en acier. Cet assemblage est un encastrement entre une poutre (IPE 600) et un poteau (HEA 240), utilisant des boulons de haute résistance (classe 10.9) et des soudures adaptées. Les vérifications sont effectuées conformément aux normes de l'Eurocode 3 [12].

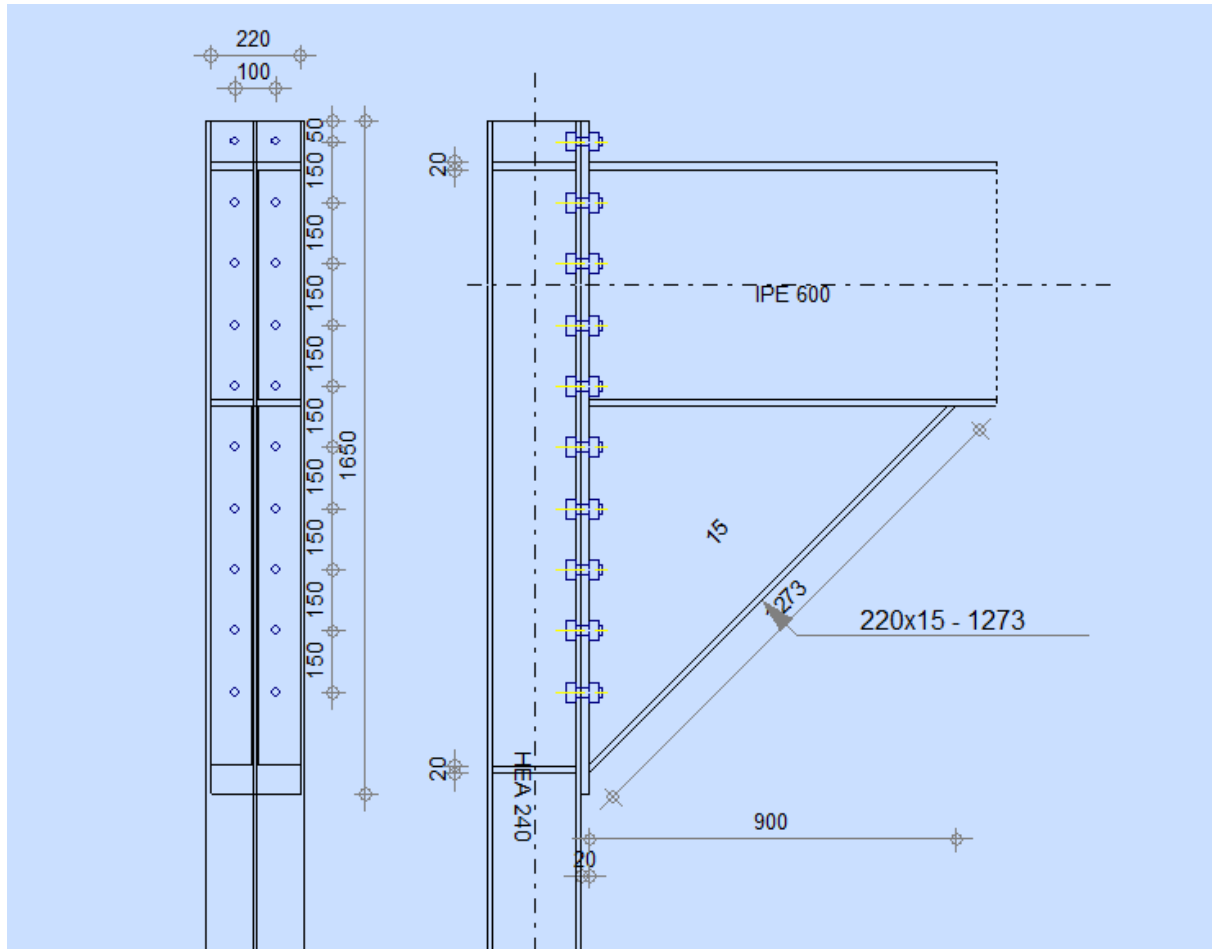


FIGURE 7.1 – Caractéristiques géométrique d'assemblage poutre-poteau.

Poteau (HEA 240)

- Hauteur de section : 230 mm
- Largeur de section : 240 mm
- Épaisseur de l'âme : 8 mm
- Épaisseur du plat : 12 mm
- Matériau : S 235 ($R_e = 235$ MPa)

Poutre (IPE 600)

- Hauteur de section : 600 mm
- Largeur de section : 220 mm
- Épaisseur de l'âme : 12 mm
- Épaisseur du plat : 19 mm
- Matériau : S 235 ($R_e = 235$ MPa)

Boulons

- Diamètre : 24 mm
- Classe : 10.9 (Résistance à la traction $f_{ub} = 1000$ MPa)
- Nombre de colonnes : 2
- Nombre de rangées : 10

Soudures

- Taille : 20 mm (pour l'âme et le plat)
- Matériau : S 235

Platine

- Hauteur de la platine : $h_p = 1650\text{mm}$
- Largeur de la platine : $b_p = 220\text{mm}$
- Épaisseur de la platine : $t_p = 20\text{mm}$

Jarret inférieur

- Largeur de la platine : $w_d = 220$ mm
- Épaisseur de l'aile : $t_{fd} = 15$ mm
- Hauteur de la platine : $h_d = 900$ mm
- Épaisseur de l'âme : $t_{wd} = 15$ mm
- Longueur de la platine : $l_d = 900$ mm
- Angle d'inclinaison : $\alpha = 45,00$ deg

Forces Appliquées (États limites ultimes)

- Moment de flexion dans la poutre M_{Ed} : 436.82 kNm

- Effort tranchant dans la poutre V_{Ed} : 133.37 kN
- Moment de flexion dans le poteau M_{Ed} : 193.44 kNm
- Effort tranchant dans le poteau V_{Ed} : 16.85 kN

7.2 Vérification des Boulons

Moment fléchissant résistant des boulons

La formule pour le moment fléchissant résistant des boulons est donnée par :

$$M_{j,Rd} = \frac{4 * n * F_{t,Rd} * e_b}{N_{bolt}}$$

Où :

- n est le nombre de colonnes de boulons
- $F_{t,Rd}$ est la résistance à la traction d'un boulon
- e_b est la distance entre les rangées de boulons
- N_{bolt} est le nombre total de boulons

Calcul de $F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = A_s * f_{ub} / \sqrt{3} * \gamma_{M2}$$

Où :

- A_s est la section résistante du boulon
- f_{ub} est la résistance ultime des boulons
- γ_{M2} est le coefficient partiel (1.25)

Pour un boulon de 24 mm (classe 10.9), nous avons :

$$F_{v,Rd} = \frac{452 * 1000}{\sqrt{3} * 1.25} \approx 208.5 \text{ kN}$$

Effort tranchant appliqué par boulon

$$V_{Ed,bolt} = \frac{133.37}{20} \approx 6.67 \text{ kN}$$

Vérification

$$\frac{V_{Ed,bolt}}{F_{v,Rd}} = \frac{6.67}{208.5} \approx 0.032 \text{ (Acceptable)}$$

7.3 Vérification des Soudures

Résistance des soudures

$$\tau_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M2}}$$

Pour une soudure de 20 mm (S235) :

$$\tau_{Rd} = \frac{235}{\sqrt{3} * 1.25} \approx 108 \text{ MPa}$$

Effort appliqué sur la soudure

Pour un effort tranchant appliqué :

$$V_{Ed} = 133.37 \text{ kN}$$

Surface de la soudure (pour une soudure longitudinale de 20 mm) :

$$A_{weld} = 20 * L$$

Où L est la longueur de la soudure. Supposons $L = 600 \text{ mm}$:

$$A_{weld} = 20 * 600 = 12000 \text{ mm}^2$$

Contrainte dans la soudure :

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_{weld}} = \frac{133370}{12000} \approx 11.11 \text{ MPa}$$

Comparé à τ_{Rd} :

$$\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} = \frac{11.11}{108} \approx 0.103 \text{ (Acceptable)}$$

7.4 Vérification des Plaques

Contrainte de compression sur les plaques

Résistance en compression de la plaque :

$$\sigma_{Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Pour S235 :

$$\sigma_{Rd} = \frac{235}{1.0} = 235 \text{ MPa}$$

Contrainte appliquée

Supposons que la plaque a une surface $A_{plate} = 240 * 12 = 2880 \text{ mm}^2$:

$$\sigma_{Ed} = \frac{N}{A_{plate}}$$

Si N est l'effort normal appliqué, supposons $N = 50 \text{ kN}$:

$$\sigma_{Ed} = \frac{50000}{2880} \approx 17.36 \text{ MPa}$$

Comparé à σ_{Rd} :

$$\frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Rd}} = \frac{17.36}{235} \approx 0.074 \text{ (Acceptable)}$$

Conclusion

Les vérifications montrent que les composants de l'assemblage respectent les normes de sécurité. Les boulons, les soudures et les plaques sont tous capables de résister aux charges appliquées sans dépasser les limites de contrainte admissibles. Les ratios obtenus (0.067 pour le moment fléchissant, 0.032 pour le cisaillement des boulons, 0.103 pour les soudures, et 0.074 pour la compression des plaques) sont tous bien inférieurs à 1, indiquant que l'assemblage est sûr [13].

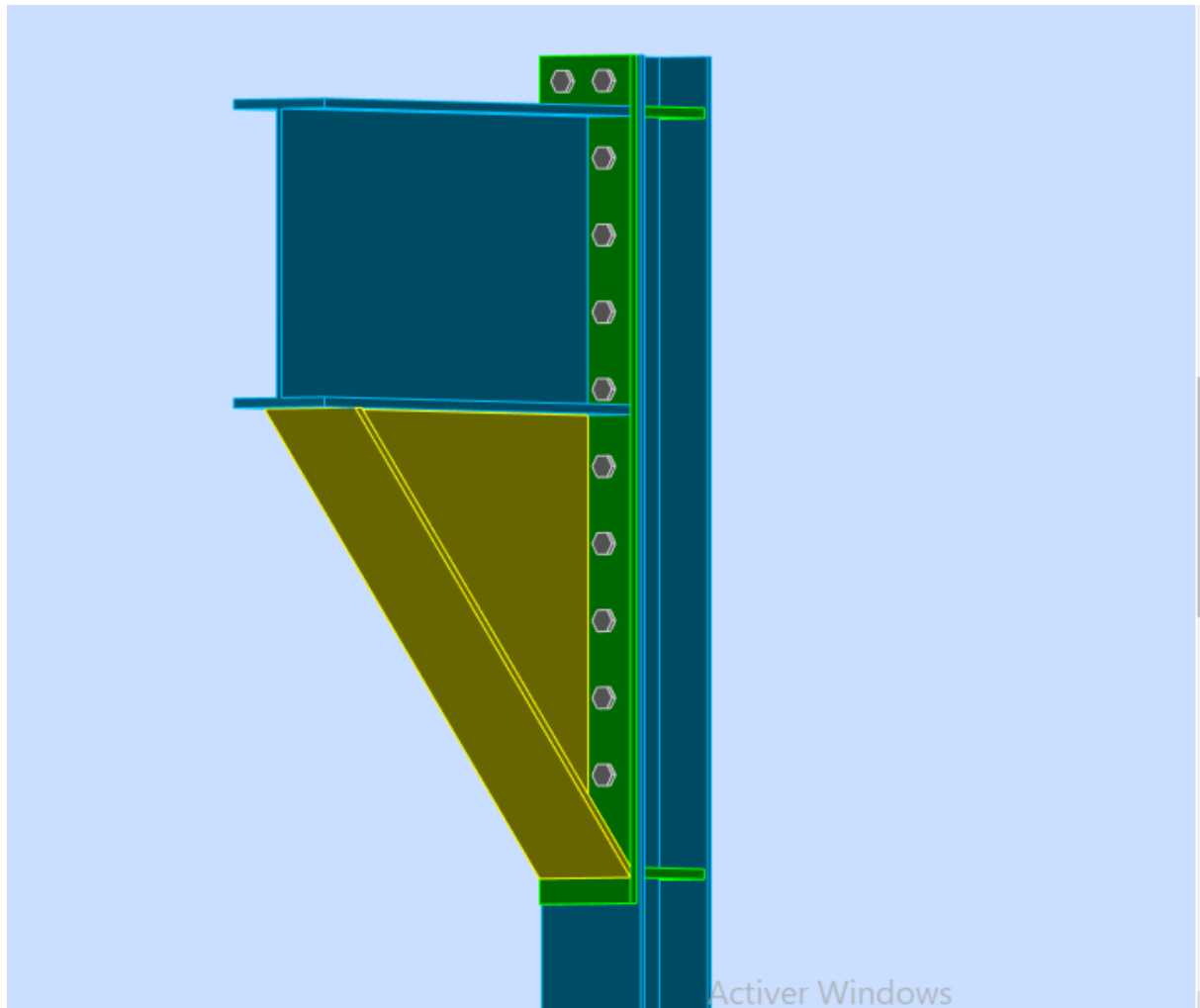


FIGURE 7.2 – Vue en 3D de l'assemblage poteau-poutre.

Chapitre 8

Etude de l'infrastructure

8.1 Introduction

Les fondations sont un élément essentiel de la structure, en assurant un contact solide avec le sol et en transférant efficacement les charges de la superstructure au sol. De plus, les fondations présentent les caractéristiques suivantes : elles ancrent la structure dans le sol pour éviter le renversement de celle-ci.

8.1.1 Base des poteaux

La base des poteaux est une zone critique où les poteaux sont encastrés dans le béton de fondation. Cette zone doit supporter des efforts verticaux de compression ou de soulèvement, des moments fléchissants, et des efforts horizontaux. Pour assurer une transmission sécurisée de ces efforts, une platine est utilisée. Cette platine est un élément en acier rectangulaire soudé à la base du poteau et percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de tiges d'ancrage scellées dans la fondation [14].

8.1.2 Dimensionnement de la platine sous poteaux

Pour dimensionner la platine sous poteaux, il est essentiel de prendre en compte les contraintes de compression, de traction, et de flexion. La platine peut être renforcée par un raidisseur pour améliorer sa résistance aux efforts.

8.1.3 Tiges d'ancrage

Les tiges d'ancrage sont des éléments en acier ou inox qui sont utilisés pour fixer les poteaux sur les fondations. Elles peuvent être droites ou courbées à une extrémité et sont destinées à s'opposer à des efforts très importants. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clé d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

8.2 Calcul d'ancrage et des fondations

8.2.1 Dimensionnement de la platine sous poteaux

Cordons de soudure

Semelle : $a_a = 0.7t_f = 0.712 = 8,4 \text{ mm} \rightarrow a_a = 10 \text{ mm}$

Âme : $a_s = 0.7t_w = 0.77,5 = 5,25 \text{ mm} \rightarrow a_s = 10 \text{ mm}$

Surface de la platine

Condition :

$$\frac{N}{a*b} \leq (\sigma_b)_{\max} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

Effort normal sollicitant la platine :

$$N = 2691,92 \text{ kN} = 269192 \text{ kg}$$

Surface minimale requise :

$$a * b \geq \frac{269192}{200} = 1345,96 \text{ cm}^2$$

Dimensions choisies :

$$a = 600 \text{ mm}, b = 600 \text{ mm}$$

Vérification de la contrainte :

$$\sigma = \frac{269192}{1600} = 168,24 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b = 80 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Épaisseur de la platine

Formule :

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}, \text{ avec } u \text{ la largeur entre l'extrémité de la platine et le poteau.}$$

Épaisseur minimale requise :

$$t \geq 180 \sqrt{\frac{3*74,77}{5520}} = 36,28 \text{ mm}$$

Épaisseur choisie : $t = 40 \text{ mm}$

En résumé, les dimensions finales de la platine sont :

- Longueur (a) : 600 mm
- Largeur (b) : 600 mm
- Épaisseur (t) : 40 mm

8.3 Calcul de l'effort admissible par tige

L'effort admissible par tige (N_a) est donné par la formule suivante :

$$N_a \leq N/n_{\text{tige}} = 26919,2 \text{ kg}$$

où N est l'effort total et n_{tige} est le nombre de tiges.

Étapes du calcul

Calcul de l'effort total :

$$N = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{d}} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

où :

- g_c : dosage en ciment du béton = 350 kg/m³
- ϕ : diamètre de la tige lisse
- l_1 : longueur de la tige lisse = 20ϕ
- d : distance entre la tige et la paroi la plus proche = 25 cm
- $r = 3\phi$
- $l_2 = 2\phi$

Remplissage des valeurs :

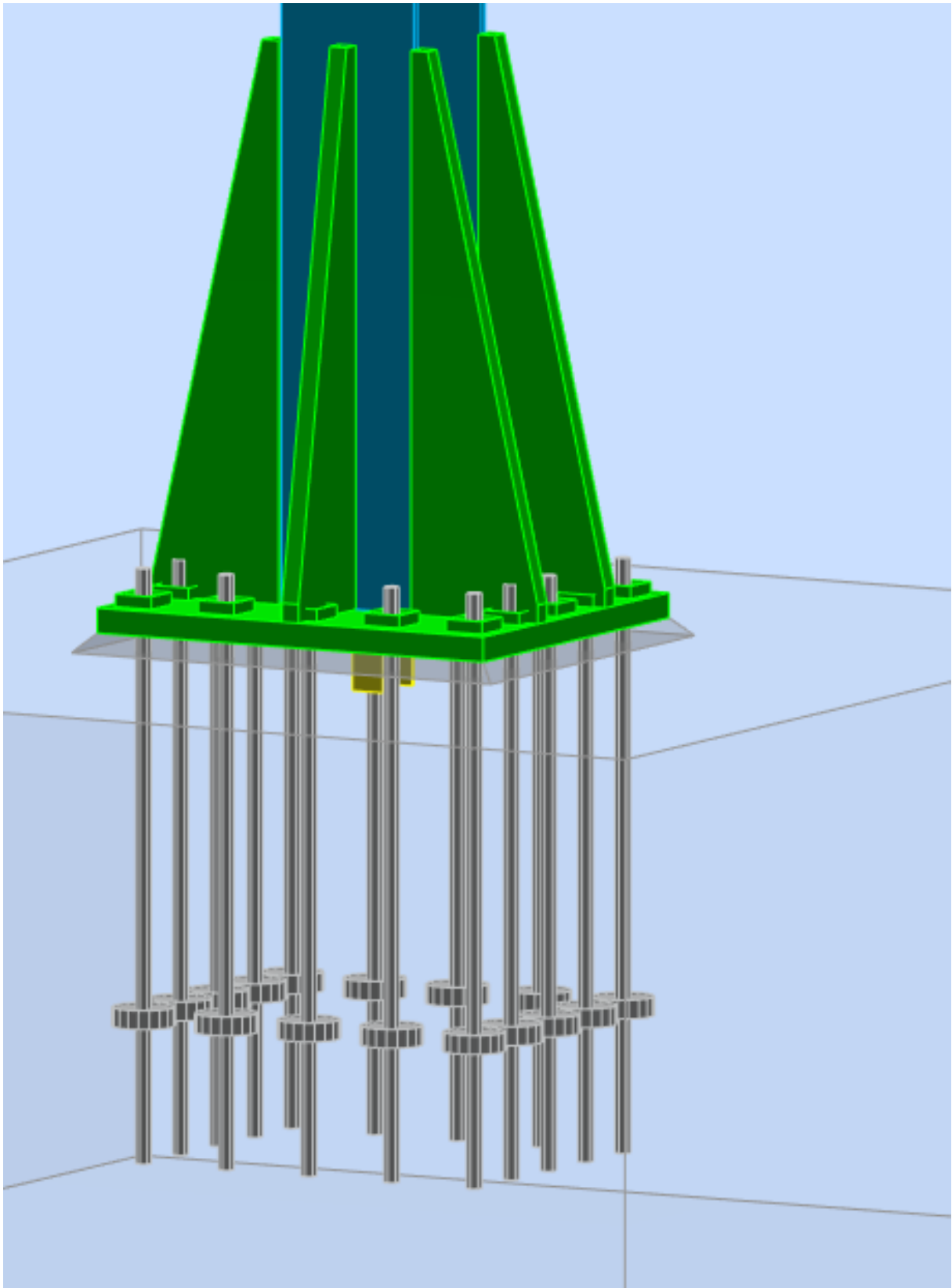
$$N = 0.1 \left(1 + \frac{7350}{1000} \right) \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{250}} (62.4\phi)$$

Résolution de l'équation :

$$\phi \geq 23.38 \text{ mm}$$

Choix du diamètre des boulons d'ancrage

En conséquence, on choisit 8 tiges d'un diamètre de 24 mm pour assurer une transmission sécurisée des efforts.



Condition d'équilibre du B.A.E.L (Béton Armé aux Etats Limites)

La condition d'équilibre du B.A.E.L (Béton Armé aux Etats Limites) est définie par la formule suivante :

$$\frac{N}{10} \leq F_A = \pi \tau_{su} \phi l_1$$

où :

- N : effort total
- F_A : force d'ancrage
- π : constante mathématique
- τ_{su} : contrainte tangente ultime
- ϕ : diamètre de la tige lisse
- l_1 : longueur de la tige lisse

Pour déterminer la force d'ancrage, il est nécessaire de calculer la contrainte tangente ultime (τ_{su}) :

$$\tau_{su} = 0.6 \phi_s^2 f_{tj}$$

où :

- ϕ_s : coefficient de scellement droit, pour les rends lisses $\phi_s = 1$
- f_{tj} : résistance à la traction du béton

Dans ce cas, le coefficient de scellement droit est égal à 1, car il s'agit d'un rend lisse :

$$\tau_{su} = 0.6 * 1 * 2.4 = 1.44 \text{ MPa} = 0.144 \text{ kg/mm}^2$$

Ensuite, la force d'ancrage (F_A) est calculée en utilisant la formule suivante :

$$F_A = 3.14 * 1.44 * 24 * 480 = 52088.83 \text{ kg}$$

Enfin, la condition d'équilibre est vérifiée en comparant la force d'ancrage à l'effort total divisé par 8 :

$$\frac{N}{10} \leq F_A$$

avec :

$$\frac{N}{10} = 26919,2 \leq 52088.83 \text{ kg}$$

8.4 Diverses fonctions des fondations :

1. Garantir la stabilité de la structure et des fondations.
2. Assurer la résistance des massifs de fondations.
3. Évaluer la résistance du sol de fondation.
4. Assurer la durabilité des fondations.
5. Trouver la solution la plus économique.

8.5 Différents types de fondations :

Il existe quatre catégories de fondations :

- Fondations superficielles : lorsque les couches de sol capables de supporter la structure se trouvent à faible profondeur (telles que les semelles isolées sous les poteaux ou les semelles filantes sous les murs radier).
- Fondations profondes : lorsque les couches de sol capables de supporter la structure se trouvent à grande profondeur (comme les puits ou les pieux).
- Fondations spéciales : comprenant les colonnes ballastées, constituées de pierres ou de graviers cimentés, intégrées dans le sol sous des semelles isolées, par exemple.
- Fondations surfaciques ou radier :
 - Radier dalle pleine (le plus courant).
 - Radier nervuré.
 - Radier champignon sous poteau.
 - Radier voûte.

8.6 Combinaisons de calcul

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes basées sur le RPA99 Version 2003 (Article 10.1.4.1) :

1. $G + Q \pm E$

$$2. \ 0.8G \pm E$$

D'après le DTR BC.2.33.1 :

$$1. \ 1.35G + 1.5Q$$

$$2. \ G + Q$$

8.7 Caractéristiques du sol :

- La nature du sol : c'est un sol meuble (catégorie de site S3).
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2$ bars

8.8 Critères de sélection du type de fondations :

- La nature de la structure à fonder : pont, résidence, industriel, soutènement, etc.
- Les caractéristiques du sol : établies par des sondages et analyses géotechniques.
- L'emplacement du site : urbain, rural, montagneux, côtier, etc.
- Les conditions de mise en œuvre des fondations : sol sec, présence d'eau, etc.
- Les ressources disponibles et les compétences de l'entreprise de construction.
- Le coût des fondations : un élément important mais non exclusif dans la décision.

Concernant notre projet spécifique, les options envisagées sont les suivantes :

- Semelles continues (semelles filantes sous les murs).
- Radier général.

Nous préconisons initialement l'utilisation de semelles filantes. Pour ce faire, nous procéderons à une évaluation préliminaire, incluant notamment les critères suivants :

- La surface des semelles doit représenter moins de 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%.$$
- La dimensionnement de la semelle est basé sur l'équation :

$$S_s \geq N = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

où $\sigma_{sol} = 2$ bars = 20 t/m² = 200 kN/m². L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux.

8.9 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s \tag{8.1}$$

où :

- N : effort total
- S : surface de la semelle
- $\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible du sol

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a * b$), donc $S = a * b$.

On adopte une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$$

Avec :

$$N_s = 2018,97 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_s = 200 \text{ kN/m}^2$$

La condition à vérifier est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s$$

Donc :

$$A * B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$$

Et :

$$B \geq \frac{N * b}{\bar{\sigma}_s * a}$$

En remplaçant les valeurs :

$$B \geq \frac{2018,97 * 0.6}{200 * 0.6} = 3,17 \text{ m}$$

Étant donné que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,5 m, on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles. Ce type de semelles ne convient donc pas à ce cas.

Dimensionnement de la semelle filante

$$B = \frac{\sum N_i}{L \bar{\sigma}_s} = \frac{22208,73}{75 * 200} = 1,5 \text{ m}$$

Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t)

La hauteur totale de la semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivante : $h_t = d + d'$

Avec :

Avec $d' = 5 \text{ cm}$ (enrobage des armatures) et $d > \frac{B-b}{4}$, vous obtenez :

$$d = 0.25 \text{ m}$$

La hauteur totale est donc $h_t = 0.05 + 0.25 = 0.30 \text{ m}$.

Vérification en tenant compte du poids de la semelle

Le poids total de la semelle est la somme du poids de la superstructure et du poids de la semelle : $N_{\text{Total}} = N_{(\text{superstructure})} + N_{(\text{infrastructure})}$.

Avec :

— $N_{(\text{superstructure})} = \sum N_i$; N_i : effort normal ramené par les poteaux

— $N_{(\text{infrastructure})} = N_{(\text{avant poteau})} + N_{(\text{semelle})}$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(\text{superstructure})} = 22208,73 \text{ kN}$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma_b * S_s * h_t$$

Avec :

$$S_s : \text{surface de la semelle; } S = 75 * 1,5 = 112,5 \text{ m}^2$$

$$h_t : \text{hauteur totale de la semelle; } h_t = 0,3 \text{ m}$$

$$N_{(\text{semelle})} = 25 * 112,5 * 0.3 = 843,75 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Total}} = 22208,73 + 843,75 = 23052,48 \text{ kN}$$

Vérification de la contrainte

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\frac{23052}{112,5} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0.2 \text{ MPa}$$

On constate que la contrainte exercée par la semelle est égale à la contrainte admissible du sol, ce qui indique que ce type de semelle convient à notre cas.

8.10 Ferrailage de la semelle filante

les donnée :

$$N(ELS) = 296,116 \text{ KN/m}$$

$$N(ELU) = 413,74 \text{ KN/m}$$

	$A_s \parallel B$	$A_s \perp B$
ELU	$A_s \parallel B = \frac{N_u(A - 0.1)}{8 * d * f_{su}}$ $= \frac{0.413(1.5 - 0.6)}{8 * 0.25 * \frac{400}{1.15}}$ $= 5,35 * 10^{-4} = 5,35 \text{ cm}^2$	$A_s \perp B \geq \frac{A_s \parallel A}{4}$ $A_s \perp B \geq \frac{5,35}{4}$ $A_s \perp B = 1,33 \text{ cm}^2$
ELS	$A_s \parallel B = \frac{N_s(A - 0.1)}{8 * d * \sigma_{se}}$ $= \frac{0.296(1.5 - 0.6)}{8 * 0.25 * 461.97}$ $= 8,07 * 10^{-4} = 8,07 \text{ cm}^2$	$A_s \perp B \geq \frac{A_s \parallel A}{4}$ $A_s \perp B \geq \frac{8,07}{4}$ $A_s \perp B = 2,01 \text{ cm}^2$

TABLE 8.1 – Tableau de ferrailage de la semelle filante

Remarque : On a ferrailé avec le cas le plus défavorable, donc une ferraille avec l'ELS (État Limite de Service) :

$$A_s // B = 8,07 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8HA12 = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s \perp B = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

8.11 Schéma de ferrailage de la semelle filante

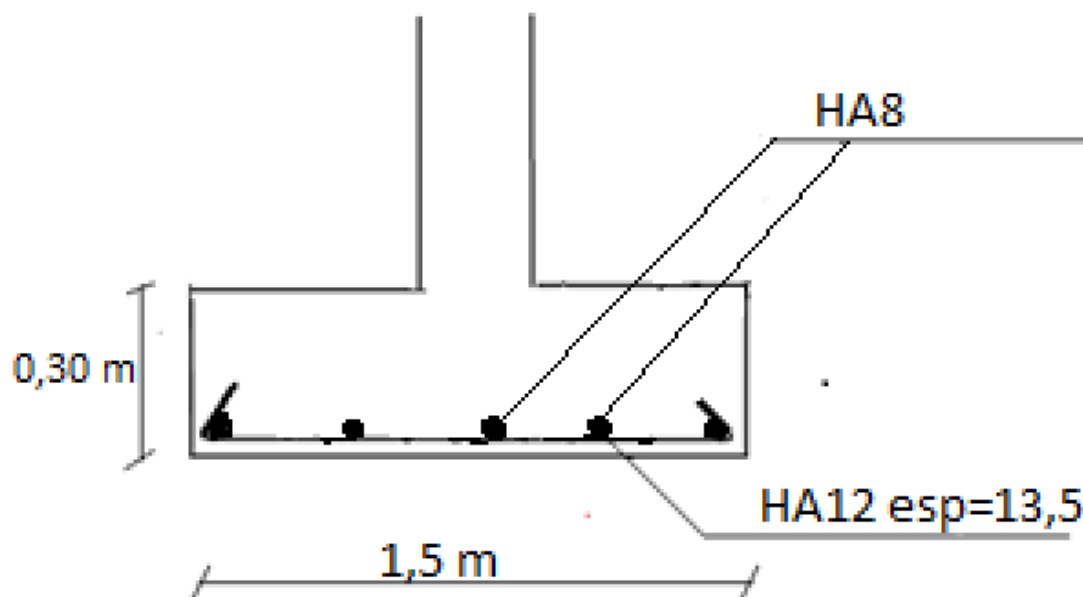


FIGURE 8.1 – Schéma de ferrailage de la semelle filante

Chapitre 9

La résistance au feu

9.1 Introduction général sur la résistance au feu

les ossatures métalliques à travers leurs éléments structuraux sont résistantes et très ductile pour les aciers de construction. La nuance des aciers est différente, peut changer suivant la destination de la construction et les conditions d'exploitation. Dans les chapitres précédents les avantages et les inconvénients de l'utilisation de l'acier ont été passés en revue. Parmi les inconvénients cités, il y a l'exposition au feu et sa durée, qui peut être fatale pour une construction à éléments métalliques.

Dans la nomenclature des DTR nationaux, on ne trouve pas de règlement pour le calcul des structures métalliques au feu, néanmoins un document de référence national qui contient des recommandations qui aident l'ingénieur dans la conception des ouvrages tels que les parkings.

Outre le séisme, qui peut causer des dégâts conséquents pour les constructions en général mais à un degré moindre pour les bâtiments à ossature métallique et ce grâce à la ductilité de l'acier, sa légèreté, les planchers mixtes qui jouent un rôle important vu la résistance et la légèreté de ceux-ci, il y a le feu qui est parfois dévastateur pour les structures métalliques non-protégées et mal conçues ou une intervention non rapide des organismes de lutte contre le feu.

Les parkings sont des constructions qui sont apparues dans notre pays dans le début des années quatre-vingt. L'Algérie a opté pour l'édification des parkings aériens contrairement à certains pays qui construisent des structures dédiées au stationnement qui sont souterraines.

Les avantages des parkings aériens sont multiples à savoir : la structure est largement ventilée et une accessibilité plus facile dans le cas d'accident tel qu'une déclaration d'incendie, un enfumage minimum ce qui facilite les interventions pour éteindre le feu pour éviter sa propagation, des issues facilement accessibles.

Ce qui est contraire dans le cas des aires de stationnement souterraines où l'accès peut être difficile dans le cas d'un incendie pour cause d'enfumage.

9.2 Introduction

Le présent chapitre a pour but de calculer au feu certains éléments structures tels que poteau et poutre, contreventement, exposés au feu. L'utilisation de la méthode simplifiée exposée dans l'Eurocode 3 [x] pour justifier la résistance des éléments porteurs[15].

9.3 Dimensions, conditions aux limites et conditions du chargement de la structure étudiée

Nous considérons comme hypothèse de calcul que la durée de la stabilité au feu de notre structure est de 60 minutes. Cette structure est composée de deux travées de 15 mètres de longueur. Son système de contreventement est assuré par une forme en X.

Les dimensions de ces éléments étudiés sont les suivantes :

- Poutre de plancher maintien latéral continu avec le plancher mixte : IPE 600
- Poteau interne et de rive continu sur deux niveaux : HEA 240
- Poutre de toiture avec maintien latéral : IPE 400
- Contreventement : IPE 180
- Dalle en béton armé d'épaisseur $h=12$ cm

La portée des poutres est de 15 mètres et la hauteur des poteaux est de 2,80 mètres de part et d'autre des travées du parking. La longueur maximale des contreventements est de :

$$\sqrt{(2,5^2 + 2,8^2)} = 3,75m$$

Les poteaux sont articulés en pied et continus sur deux niveaux. Les assemblages poutre-poteau sont des articulations.

Les charges supportées par la structure sont :

- Poutre de plancher
 - Dalle mixte en béton armé et tôle : $5,6 \text{ kN/m}^2$
 - Charge d'exploitation : $2,5 \text{ kN/m}^2$

- Poutre de toiture
 - Panneau sandwich d'épaisseur 75 mm et de masse volumique = $11,62 \text{ Kg/m}^3$
 - Isolation et faux plafond et technique : $0,6 \text{ kN/m}^2$
 - Surcharge d'entretien ou de neige : $0,09 \text{ kN/m}^2$

- Charge du vent caractéristique : $0,563 \text{ kN/m}^2$

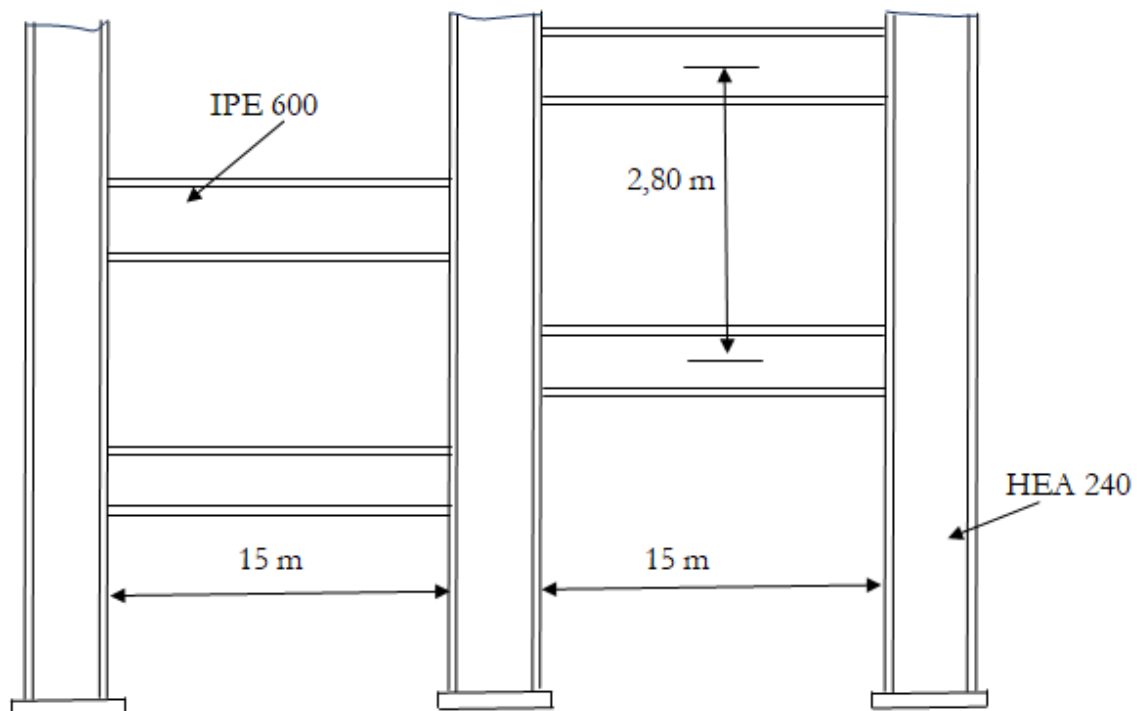


FIGURE 9.1 – Vue transversale du parking

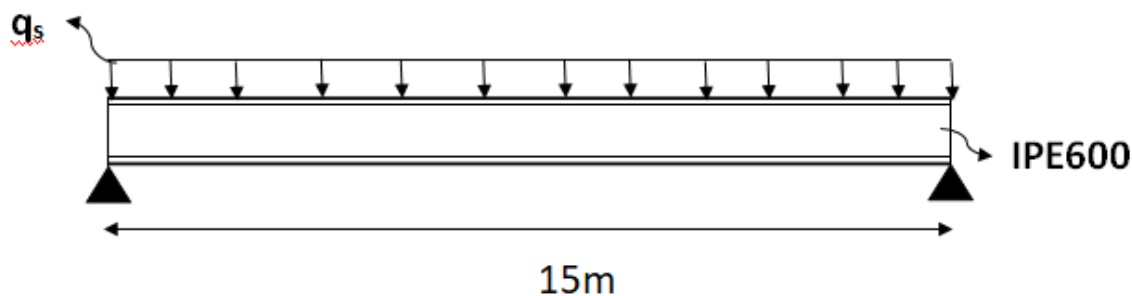


FIGURE 9.2 – Conditions aux limites et de chargement de la poutre de plancher.

Pour ces éléments de structure, les modes de ruine dans le dimensionnement à froid sont les suivants :

- Poutre de plancher : flexion
- Poutre de toiture : flexion et déversement
- Poteau : flambement
- Contreventement : flambement

Les conditions d'exposition au feu des éléments sont :

- Poutre de plancher : 03 côtés
- Poutre de toiture : 04 côtés
- Poteaux : 04 côtés
- Contreventement : 04 côtés

9.4 Calcul de la résistance au feu de la structure des éléments de la structure étudiée.

La procédure telle qu'exposée dans la partie calcul au feu des structures métallique de l'Eurocode 3 comprend les étapes suivantes :

- Calcul des sollicitations en situation d'incendie,
- Calcul du niveau de chargement en situation d'incendie,
- Classification de l'élément,
- Calcul de la température critique de l'élément,
- Calcul de l'échauffement de l'élément,

- Vérification de la résistance au feu de l'élément,
- Détermination de l'épaisseur de la couche de protection.

Ces étapes de calcul seront suivies scrupuleusement comme indiqué plus haut afin d'avoir une idée précise sur la méthode simplifiée préconisée par l'Eurocode 3.

9.4.1 Sollicitations en situation d'incendie

L'Eurocode 0 englobe les charges et combinaisons de charges appliquées aux structures en générale. On y trouve aussi celles relatives au situation d'incendie, en appliquant la relation suivante (6.11b de l'EN 1990) :

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

avec :

$G_{k,i}$ Valeur caractéristique de l'action permanente

$Q_{k,1}$ Valeur caractéristique de l'action variable principale

$Q_{k,i}$ Valeur caractéristique de l'action d'accompagnement

$\psi_{1,1}$ Coefficient de combinaison pour la valeur fréquente d'une action variable

$\psi_{1,2}$ Coefficient de combinaison quasi-permanente d'une action variable

Il s'en suit d'après l'Eurocode 0 pour le cas d'incendie les deux combinaisons suivantes sont retenues.

$$G + Q \quad \text{et} \quad G + 0.2S_n(S_w) + 0.30Q$$

Les valeurs des coefficients pour appliquer cette formule sont données dans le tableau A1.1 tiré de l'EN 1990 et exposé en annexe 02.

9.4.2 Calcul du niveau de chargement en situation d'incendie

Il existe trois manières différentes de déterminer le coefficient du niveau de chargement qui sont indiqués par ordre alphabétique A, B et C.

Cas A.

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{d,fi}}{R_d}$$

R_d résistance de calcul pour le dimensionnement à froid

$E_{d,fi}$ effet de calcul des actions pour la situation d'incendie

Cas B.

$$\eta_{fi,t} = \frac{E_{d,fi}}{E_d}$$

Effet des actions de calcul pour le dimensionnement à température normale évidemment dans ce cas on a $E_d = R_d$. La deuxième relation donne un niveau de chargement plus appréciable que la première relation ci-dessus.

En prenant en compte les combinaisons de charge, le niveau de chargement est donné par la relation suivante :

$$\eta_{fit} = \frac{G_k + \psi_{fit} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k,1}} = \frac{1 + \psi_{fit} \frac{Q_{k,1}}{G_k}}{1,35 + 1,5 \frac{Q_{k,1}}{G_k}}$$

Les résultats de calcul de ces deux relations sont consignés dans le tableau ci-dessous. Une manière supplémentaire notée C pour déterminer le niveau de chargement pour les bâtiments courants et bâtiments avec zone soumises à accumulation de chargement. Les valeurs sont forfaitaires à savoir respectivement 0,65 et 0,70.

Il est aussi important de signaler que les deux premières relations ne sont pas applicables pour les éléments présentant un risque d'instabilité dû au flambement pour les poteaux ou déversement pour les poutres en flexion dans une situation d'incendie.

Tableau 1 :

Elément			Poutre de plancher	Poutre de toiture	Poteau intérieur ou de rive	Contreventement
Charge permanente			14,17	0,290	283,4	—
Charge d'exploitation			6,25	—	281,25	—
Charge de neige			—	0,24	10,8	—
Charge due au vent			—	—	—	563,139
Moment de flexion			486,56	9,52	—	—
Effort tranchant			129,75	2,538	—	—
Effort de compression			—	—	426,18	112,62
A	$\eta_{fi,t} = \frac{E_{d,fi}}{R_d}$	Moment	0,589	0,0309	—	—
		Effort tranchant	0,114	0,0043		
B	$\eta_{fi,t} = \frac{E_{d,fi}}{E_d}$		0,606	0,729	—	—
C	Niveau de chargement $\eta_{fi,t}$		0,7			

FIGURE 9.3 – Sollicitation mécaniques des éléments en situation d'incendie

9.4.3 Classification de l'élément en situation d'incendie

La perte de stabilité globale de certains éléments structuraux en situation d'incendie risque fortement de se produire à l'instar du flambement et déversement. Les poutres et poteaux ont des élancements appréciables donc en plus des deux phénomènes d'instabilité sus-cités un troisième risque est celui du voilement local qui est matérialisé par le coefficient ϵ relié directement à la nuance d'acier.

$$\epsilon = 0.85 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$
$$\epsilon = 0.85$$

La réglementation distingue préconise deux cas à savoir :

- Eléments de classe 1 à 3
- Elément de classe 4

Tableau 2 :

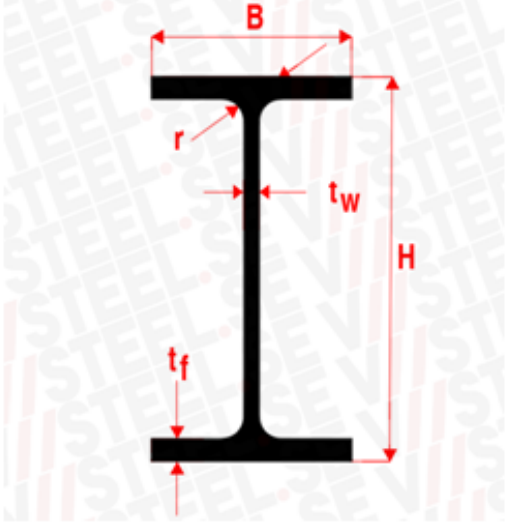
Elément	Poutre plancher	Poutre toiture	Poteau	Contreventement
Définition des paramètres				
Semelle $\frac{c}{t_f}$	$\frac{80}{19} = 4,21$	$\frac{64,7}{13,5} = 4,79$	$\frac{95,25}{12} = 7,93$	$\frac{33,85}{8} = 4,23$
Âme $\frac{d}{t_w}$	$\frac{514}{12} = 42,83$	$\frac{331}{8,6} = 38,48$	$\frac{164}{7,5} = 21,86$	$\frac{146}{5,3} = 27,54$
Paroi Critère de classe 1	Semelle : $0,85 \cdot 10 = 8,5$ / Âme : $0,85 \cdot 33 = 28,05$			
Classe de l'élément	2	2	1	1

FIGURE 9.4 – Classification des sections

En situation d'incendie le critère de classification est plus pénalisant et par conséquent la classe peut augmenter.

9.4.4 Calcul de la température critique de l'élément

La température critique des éléments de classe 1 à 3 dépend du niveau de chargement de ceux-ci en situation d'incendie. La température critique définit la température à laquelle l'élément atteint la ruine pour un chargement donné. Selon l'Eurocode 3 dans son chapitre dédié au calcul au feu des structure, on trouve la relation de calcul de la température critique sous la forme suivante :

$$\Theta_{c,cr} = 39,191 \ln \left[\frac{1}{0,9674\mu_0^{3,833}} - 1 \right] + 482$$

avec $\mu_0 \leq 0,013$

Cette relation de calcul de la température critique est utilisée pour les éléments ne présentant pas de risque d'instabilité en situation d'incendie car le cas contraire entraine des calculs très complexes par conséquent les relations à utiliser dans le cas d'éléments soumis à la traction, flexion ou comprimés sans risque d'instabilité sont consignées dans le tableau 3.

Tableau 3 :

Type d'éléments	Formule de calcul de μ_0
Éléments tendus ou comprimés risque d'instabilité	$\mu_0 = \frac{\eta_{fi,t} * \gamma_{M,fi}}{\gamma_{MO}}$
Éléments simplement fléchis	$\mu_0 = \frac{\eta_{fi,t} * \gamma_{M,fi}}{\gamma_{MO} * K_1 K_2}$

L'introduction des coefficients K1 et K2 qui sont des facteurs d'adaptation pour des poutres à température non uniforme avec un gradient thermique en section (K1) ou / et sur la longueur (K2) .

Tableau 4 :

Section		K1
Poutres protégées	4 côtés exposés	1,00
	3 côtés exposés	0,7
Poutres non-protégées	4 côtés exposés	1
	3 côtés exposés	0,85
Longueur de l'élément		K2
Poutres continues	Section à mi-travées	1
	Section aux appuis centraux	0,85

TABLE 9.1 – Valeur des facteurs d'adaptation K1 et K2

On souligne que le calcul du taux d'utilisation à l'incendie des poteaux présentant un risque d'instabilité comme le flambement est plus compliqué du fait de la réduction de la longueur de flambement dans une ossature contreventée et par conséquent une plus grande résistance.

- La température est le facteur qui influe l'élancement réduit car celui-ci doit être modifié comme suit :

$$\bar{\lambda}_{fi} = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{K_{y,\Theta}}{K_{E,\Theta}}}$$

$K_{y,\Theta}$ et $K_{E,\Theta}$ respectivement les facteurs de réduction pour la limite d'élasticité et pour le module élastique de l'acier.

On utilise généralement la relation simplifiée pour un calcul direct de la température critique.

$$\lambda_{fi} = 1,3\bar{\lambda}$$

Par contre, l'élancement réduit des poteaux $\bar{\lambda}$ devra être calculé avec la longueur de flambement l_{fi} .

Tableau 5 :

Elément		Poutre de plancher	Poutre de toiture	Poteau intérieur ou de rive	Contreventement
Longueur de flambement		—	—	$2,8 \times 0,7 = 1,96\text{m}$	3,75
Elancement réduit à froid		—	$\lambda_{LT} = 0,677$	$\lambda = 0,347$	$\lambda = 1,94$
Elancement réduit en situation d'incendie		—	$\lambda_{LTfi} = 0,880$	$\lambda_{fi} = 0,45$	$\lambda_{fi} = 2,52$
Résistance au flambement (déversement) à 20°C		—	1030,604	1342,77	69,082
Taux D'utilisation	Sans protection	0,412	0,619	0,552	0,357
	Avec protection	0,500			
Température critique (°C)	Sans protection	615,21	548,80	568,464	637,28
	Avec protection	584,66			

FIGURE 9.5 – Calcul du taux d'utilisation et de la température critique

9.5 Calcul de l'échauffement des éléments en acier

L'évaluation de l'échauffement des éléments en acier peut être effectuée en considérant deux cas différents : éléments protégés et éléments non protégés. Pour les éléments en acier non pro-

tégés, la méthode à utiliser est la suivante :

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{K_{sh} * A_m * V}{C_p * \rho_a} * h_{net,d} \Delta t$$

- ΔT est l'intervalle de temps [secondes] ($^{\circ}\text{C}$).
- K_{ch} est le facteur de correction pour tenir compte de l'effet d'ombre relatif au rayonnement.
- $\frac{A_m}{V}$ est le facteur de masse pour les éléments en acier non protégés [$\frac{1}{m}$].
- A_m est la surface de l'élément par unité de longueur [m^2/m].
- V est le volume de l'élément par unité de longueur [m^2/m].
- ρ_a est la masse volumique de l'acier [kg/m^3].
- c_a est la chaleur spécifique de l'acier [$J/kg \cdot K$].
- Δt est la valeur de calcul du flux thermique net par unité de surface [W/m^2]
- ρ_a est la masse volumique de l'acier .

Le facteur de massivité enveloppe d'un profilé métallique [A_m / V] est définie comme le rapport entre la surface exposée d'une enveloppe théorique entourant le profilé [m^2], telle qu'un rectangle théorique entourant un profilé en I, et le volume d'acier [m^3]. La valeur du facteur de massivité enveloppe de différents types d'éléments métalliques peut être calculée à partir des relations regroupées dans la figure 9.6 [16]

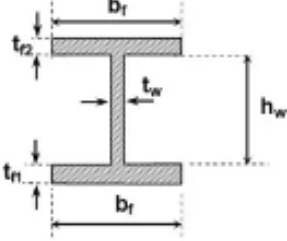

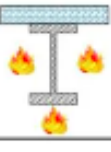
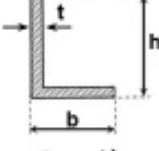

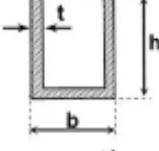

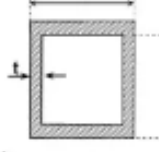

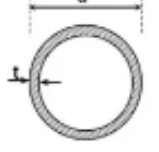

Cas	Exposition au feu	Facteur de massiveté $[A_m / V]_b \text{ [m}^{-1}\text{]}$
 Profilé en I ou H		$\left[\frac{A_m}{V} \right]_b = \frac{2(b_f + h_w + t_{f1} + t_{f2})}{b_f t_{f1} + b_f t_{f2} + h_w t_w}$
		$\left[\frac{A_m}{V} \right]_b = \frac{b_f + 2(h_w + t_{f1} + t_{f2})}{b_f t_{f1} + b_f t_{f2} + h_w t_w}$
 Cornière		$\left[\frac{A_m}{V} \right]_b = \frac{b + h + 2t + \sqrt{(h-t)^2 + (b-t)^2}}{bt + (h-t)t}$
 Cornière		$\left[\frac{A_m}{V} \right]_b = \frac{2b + 2h}{2bt + 2(h-t)t}$
 Tube rectangulaire		$\left[\frac{A_m}{V} \right]_b \cong \frac{1}{t}$
 Tube rond		$\left[\frac{A_m}{V} \right]_b \cong \frac{2}{t}$

FIGURE 9.6 – Facteur de massiveté

Tableau 6 :

Elément	Poutre de plancher	Poutre de toiture	Poteau intérieur au de rive	Contreventement
Section	IPE600	IPE400	HEA240	IPE180
Facture de massiveté (1/m)	94,014	143,78	128,67	233,09

TABLE 9.2 – Facture de massiveté (1/m)

Les températures atteintes par les profilés métalliques en acier au carbone, non protégés,

après 15, 30 et 60 minutes d'incendie standard sont répertoriées dans la figure 9.7 en fonction du facteur d'enveloppe de massivité $[A_m / V_b]$ des profilés. [2]

$[A_m / V_b]$ [m ⁻¹]	Durée d'incendie normalisé			$[A_m / V_b]$ [m ⁻¹]	Durée d'incendie normalisé		
	15 min	30 min	60 min		15 min	30 min	60 min
10	114	257	550	140	617	799	940
20	195	402	726	150	630	806	940
30	266	523	802	160	641	812	941
40	330	609	882	170	651	817	941
50	386	668	915	180	659	820	941
60	434	707	927	190	667	823	941
70	476	728	932	200	673	825	942
80	512	736	935	250	694	831	942
90	542	743	936	300	705	834	943
100	568	754	937	350	711	836	943
110	589	767	938	400	715	837	944
120	608	779	939	450	718	837	944
130	623	790	939	500	720	838	944
Pour des valeurs intermédiaires de facteur de massivité, une interpolation linéaire peut être utilisée							

FIGURE 9.7 – Echauffement de l'élément non protégé

Tableau 7 :

Élément	Section	Échauffement de l'élément non protégé		
		15 min	30 min	60 min
Poutre de plancher	IPE600	529,22°C	737,59°C	935,5°C
Poutre de toiture	IPE400	608,608°C	794,48°C	940°C
Poteau intérieur	HEA240	620,69°C	788,31°C	939°C
Contreventement	IPE180	683,26°C	827,93°C	942°C

9.6 L'épaisseur de protection

Cette protection peut être sous forme de peinture ignifuge, de revêtements intumescent ou de matériaux isolants spéciaux. L'objectif de cette protection est de retarder la montée en température de la structure métallique pendant une période spécifiée d'exposition au feu, permettant ainsi de maintenir son intégrité structurale et de limiter la propagation du feu.

Élément	Section	Facteur de massivité (1/m)	Température critique (°C)	Épaisseur de protection (mm)
Poutre de plancher	IPE600	94,014	584,66	16
Poutre de toiture	IPE400	143,78	548,80	16
Poteau intérieur	HEA240	128,67	568,46	16
Contreventement	IPE180	233,09	637,28	20

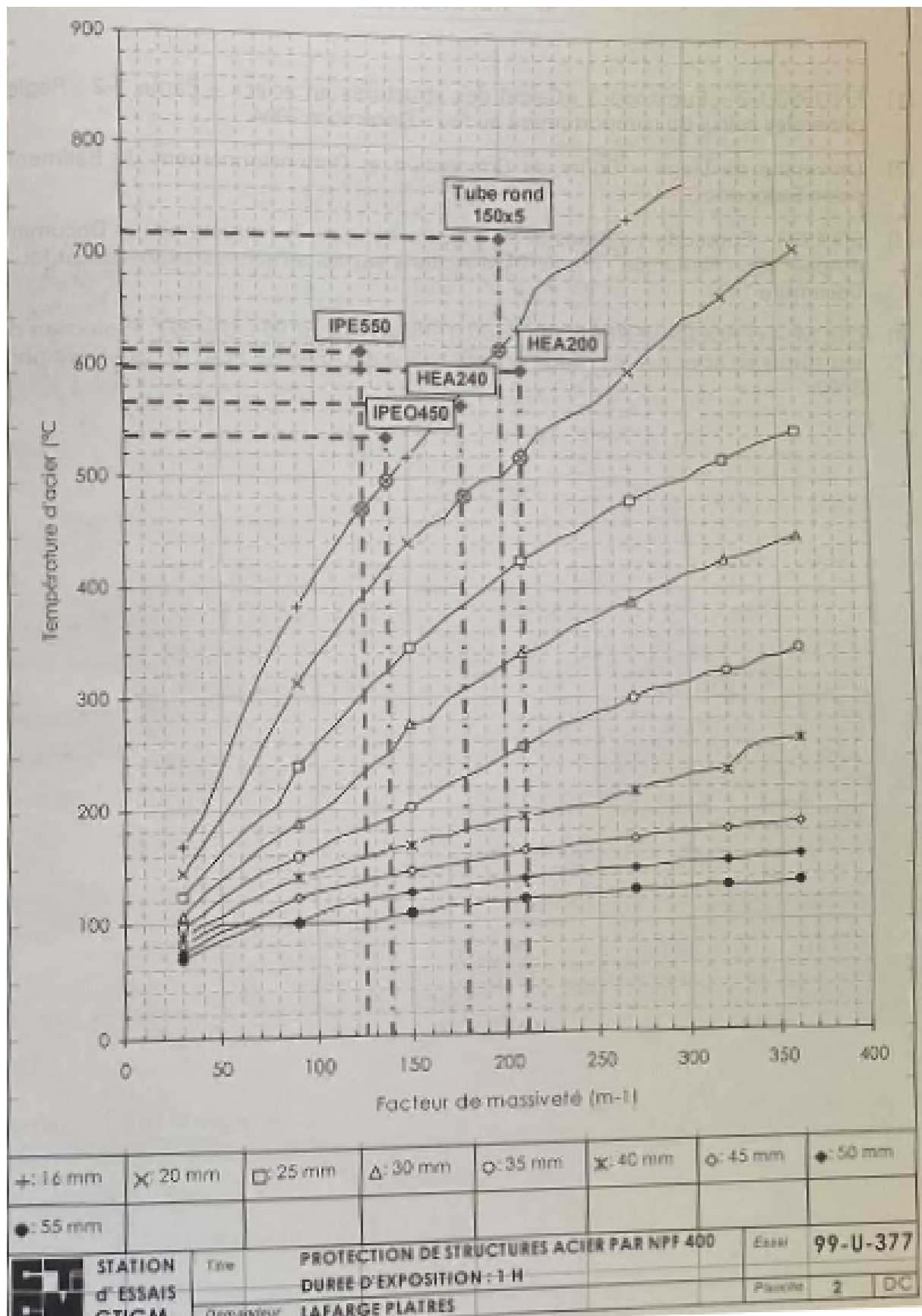


FIGURE 9.8 – Abaque de dimensionnement pour déterminer l'épaisseur de protection

Conclusion générale

La conception et l'étude d'un parking de stationnement à étages et de grandes dimensions est une tâche intéressante à plusieurs égards.

Les structures à sections métalliques impliquent l'utilisation de nouveaux règlements de calcul tels que les Eurocodes et plus particulièrement l'Eurocode 3 et l'Eurocode 4. Le calcul des charges climatiques, le dimensionnement, la vérification de la résistance ainsi que la stabilité sont autant de notions acquises le long de notre formation et appliquées directement dans le processus de conception et calcul des éléments structuraux et secondaires. La nouveauté dans le projet est l'introduction du calcul au feu qui est en soit un élément important et néfaste pour les structures métalliques. Ce qui est intéressant est la maîtrise et la compréhension des étapes de calcul qui aboutissent à évaluer le temps de résistance de la structure et définir l'épaisseur de la protection. La maîtrise des codes de calcul tel que RobotBat et le logiciel de dessin de construction métallique Tekla ont été laborieuse et intéressante pour notre avenir professionnel.

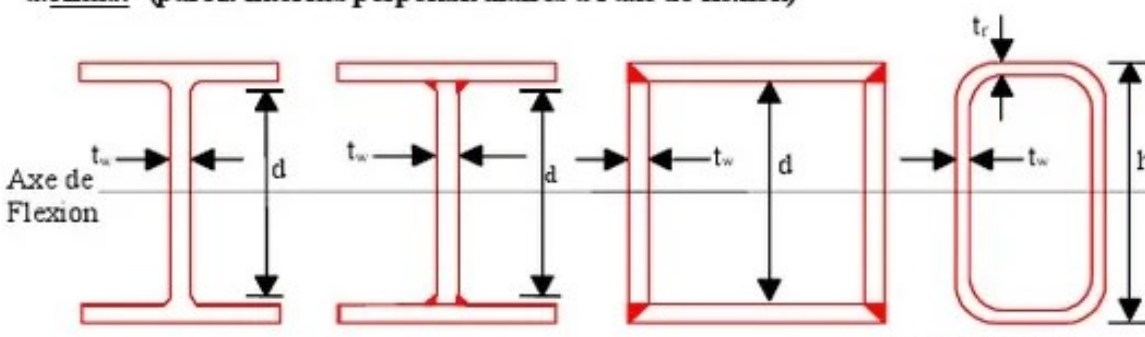
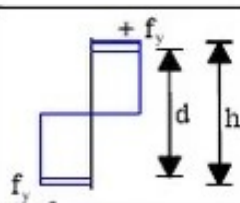
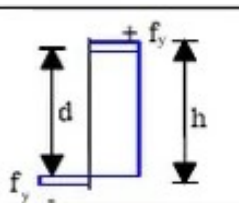
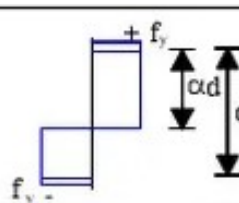
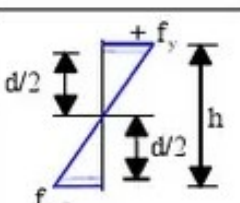
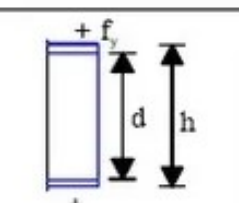
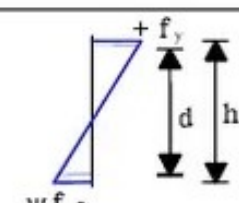
La réglementation concernant le calcul au feu est à concevoir dans notre pays pour nous permettre de l'appliquer afin de l'intégrer dans les notes de calcul concernant les projets à ossatures métalliques. La sensibilisation à travers les projets de fin d'études incitera les pouvoirs publics à dynamiser la recherche dans ce domaine et concevoir une réglementation applicable dans notre contexte au lieu de recommandations actuelles. Permettre aux entreprises de se spécialiser dans ce domaine de sécurité incendie et le développer davantage.

Bibliographie

- [1] Pierre maitre. *Formulaire de la construction métallique*. Le moniteur, 2008.
- [2] Philippe Lequien, Daniel Clavaud, Aurélien Lepont, and Hervé Raby. *Evolution de la réglementation Vent – Etude comparée d’un bâtiment industriel*. Paris, 2006.
- [3] Document technique réglementaire (d.t.r c2-4.7). Technical report.
- [4] Jean Morel. *Calcul des structures métalliques selon l’Eurocode 3*. Eyrolles, 1^{ère} édition edition, 1993.
- [5] Yvon Lescouarch. *Initiation au calcul d’un bâtiment à structure en acier*. 2008.
- [6] Jean Morel. *Structures métallique*. Eyrolles, 1997.
- [7] Philippe Grasmuck. *Structure Mixte Acier-Béton*. CHEB, Paris.
- [8] Ramazanov Eldar. *Pratique des constructions métalliques et mixtes*. Centre de publication universitaire, 2000.
- [9] Léopold Sokol. *Planchers à bacs acier collaborants*. CSTB, 2011.
- [10] Calcul au feu d’une structure métallique selon ec3. Technical report, Document CTICM.
- [11] M. Capra. *Calcul dynamique des structures*. CHEC, Paris.
- [12] Lahlou Dahmani. *Calcul des éléments résistants d’une construction métallique*. OPU.
- [13] Rolf Bez Jacques Brozzetti, Manfred A.Hirt. *Construction Métallique Exemples numériques adaptés aux Eurocodes*.
- [14] Yvon Lescouarch. *Les pieds de poteaux encastrés en acier*. 1998.
- [15] Calcul des structures en acier en situation d’incendie : Action du feu sur les structures en acier. Technical report, Document technique CSTB.
- [16] <https://metaletech.com/> . janvier 2021.

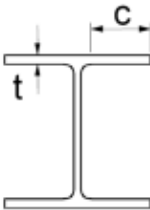

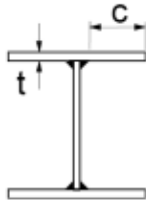
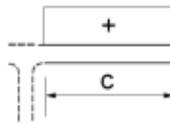
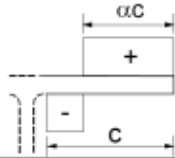
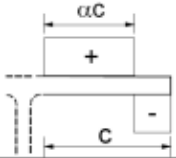
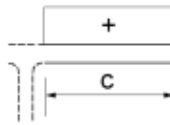
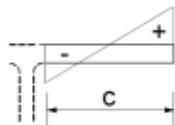
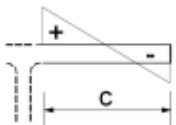
Annexe 1 :

Rapports largeur maximale pour parois comprimées

a. Âmes: (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
 <p style="text-align: right;">$d = h - 3t \text{ (} t = t_r = t_w \text{)}$</p>				
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution des contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13\alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13\alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution des contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon / (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

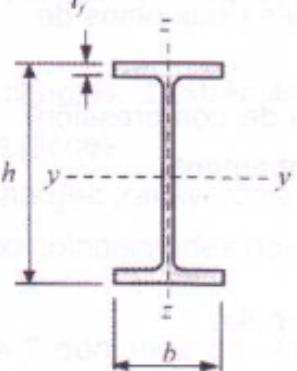
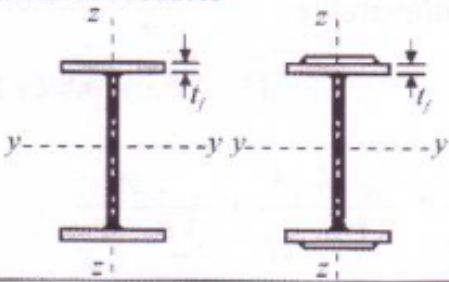
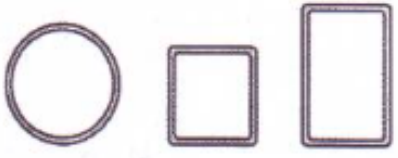
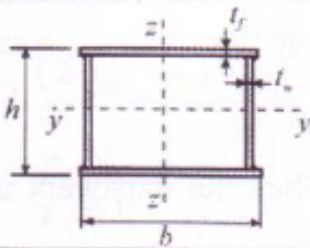

Annexe 2 :

Rapport largeur-épaisseur maximale pour parois comprimées

Semelles en console						
						
Sections laminées		Sections soudées				
Classe	Paroi comprimée	Paroi fléchie et comprimée				
		Extrémité comprimée		Extrémité tendue		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribution des contraintes dans les parois (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$				
Pour k_σ , voir l'EN 1993-1-5						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Annexe 3 :

Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$; $t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$	a
		$z-z$	b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$	b
		$z-z$	c
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$	b
		$z-z$	c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$	c
		$z-z$	d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^{-1}	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^{-1}	quel qu'il soit	c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$	$y-y$	c
	$h/t_w < 30$	$z-z$	c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

Annexe 4 :

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe α

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

Annexe 5 :

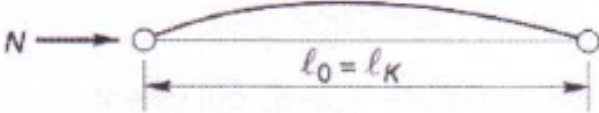

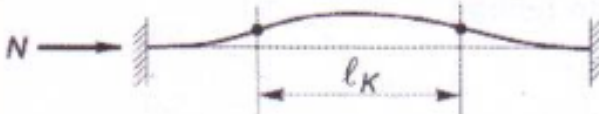
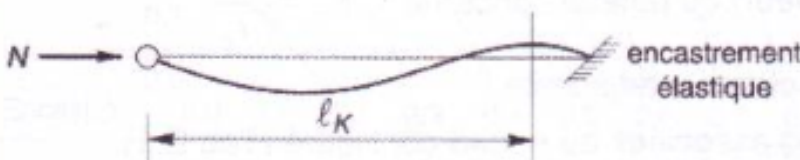


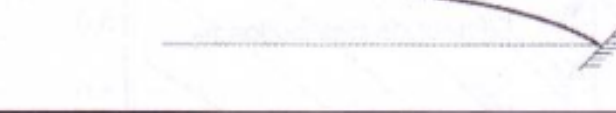
Section d'armature en mm^2 Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre \emptyset en mm

\emptyset	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm^2 de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm.

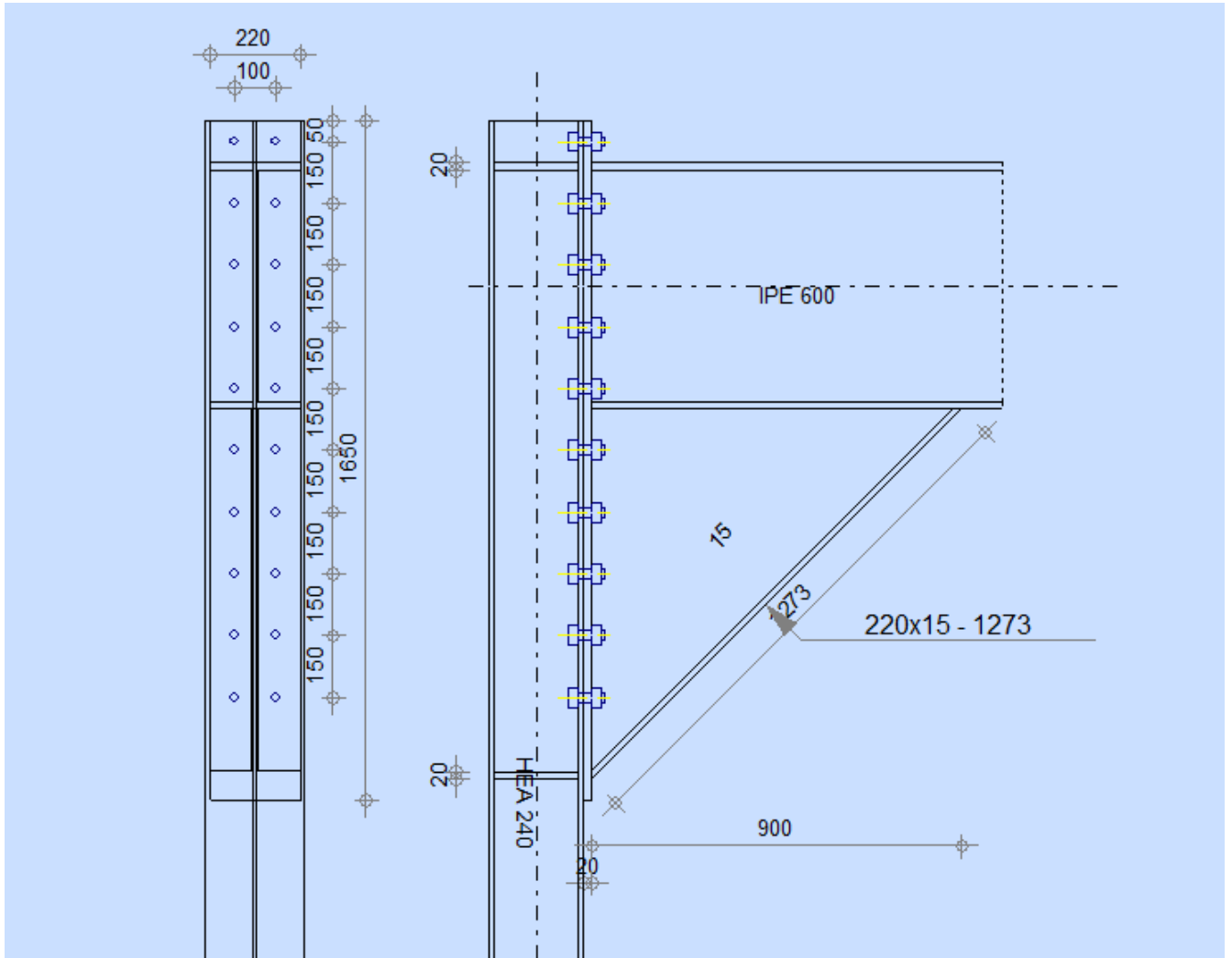
Annexe 6 :

longueurs de flambements

Conditions d'appuis	m	ℓ_K
• Sans déplacements des extrémités		
	1	ℓ_0
	2	$0,7 \ell_0$
	4	$0,5 \ell_0$
	$1 < m < 2$	$> 0,7 \ell_0$
• Avec liberté de déplacements aux extrémités		
	$\frac{1}{4}$	$2 \ell_0$
	1	ℓ_0
	$m < \frac{1}{4}$	$> 2 \ell_0$

Annexe 7 :

Assemblage poteau-poutre



Élément	Caractéristiques
---------	------------------

POTEAU

	Profilé : HEA 240 Hauteur : 230 mm Largeur : 240 mm Épaisseur âme : 8 mm Épaisseur aile : 12 mm Rayon de congé : 21 mm Aire de la section : 76,84 cm ² Moment d'inertie : 7763,18 cm Résistance : 235 MPa
--	--

POUTRE

	Profilé : IPE 600 Hauteur : 600 mm Largeur : 220 mm Épaisseur âme : 12 mm Épaisseur aile : 19 mm Rayon de congé : 24 mm Aire de la section : 155,98 cm ² Moment d'inertie : 92083,40 cm Résistance : 235 MPa
--	---

BOULONS

	Diamètre : 24 mm Classe : 10.9 Résistance à la traction : 254,16 kN Nombre de colonnes : 2 Nombre de rangées : 10 Pince premier boulon-extrémité supérieure : 50 mm
--	--

PLATINE

	Hauteur : 1650 mm Largeur : 220 mm Épaisseur : 20 mm Résistance : 235 MPa
--	--

Élément	Caractéristiques
---------	------------------

JARRET INFÉRIEUR

	Largeur : 220 mm Épaisseur aile : 15 mm Hauteur : 900 mm Épaisseur âme : 15 mm Longueur : 900 mm Angle d'inclinaison : 45° Résistance : 235 MPa
--	---

RAIDISSEUR POTEAU

	Raidisseur supérieur : Hauteur : 206 mm Largeur : 116 mm Épaisseur : 20 mm Résistance : 235 MPa Raidisseur inférieur : Hauteur : 206 mm Largeur : 116 mm Épaisseur : 20 mm Résistance : 235 MPa
--	--

SOUDURES

	Soudure âme : 20 mm Soudure semelle : 20 mm Soudure du raidisseur : 20 mm Soudure horizontale : 15 mm
--	--

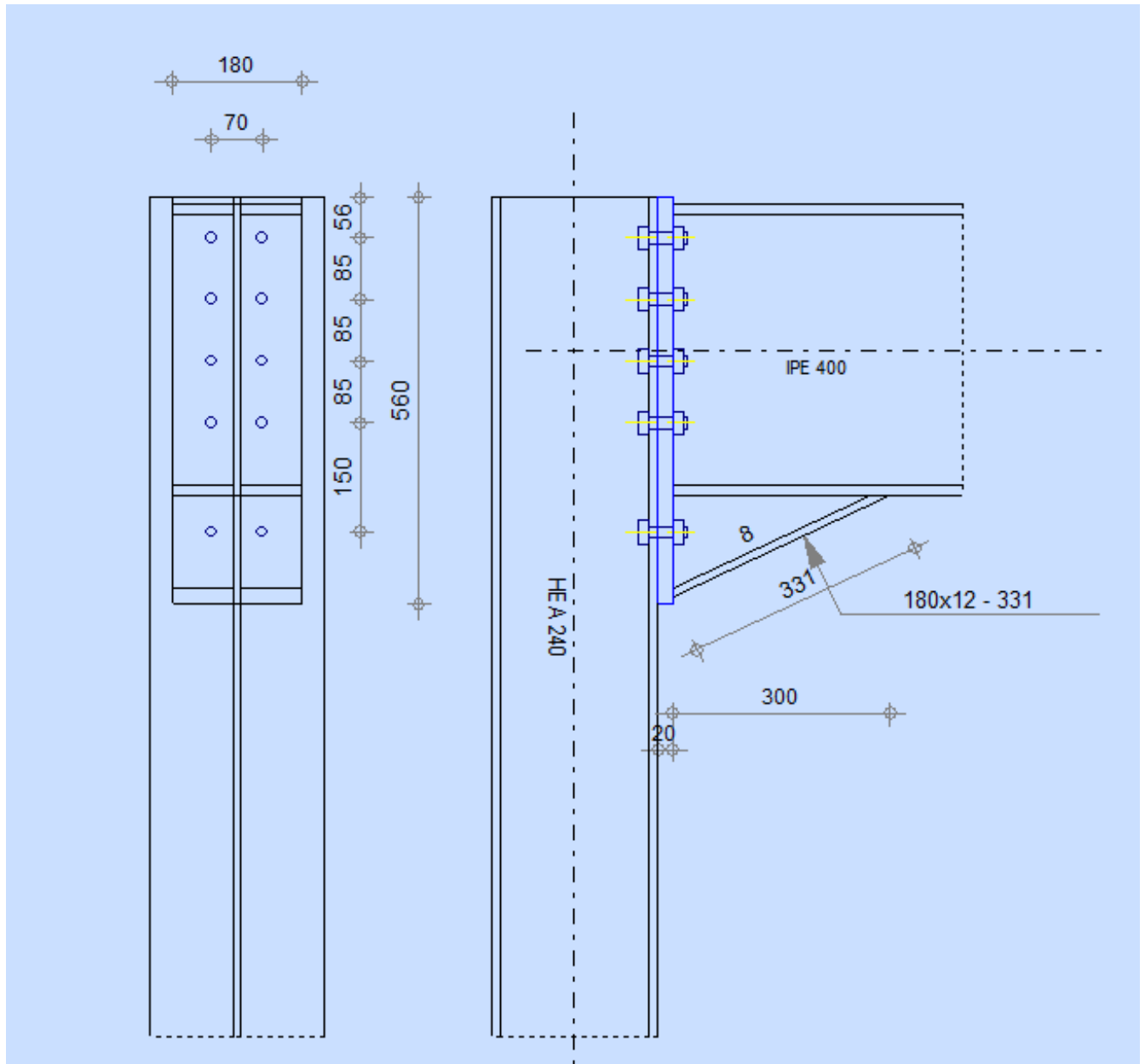
EFFORTS

	Moment fléchissant dans la poutre droite : 436,82 kN·m Effort tranchant dans la poutre droite : 133,37 kN Effort axial dans la poutre droite : 0,00 kN Moment fléchissant dans le poteau inférieur : 193,44 kN·m Effort tranchant dans le poteau inférieur : 16,85 kN Effort axial dans le poteau inférieur : -823,77 kN Moment fléchissant dans le poteau supérieur : -89,84 kN·m Effort tranchant dans le poteau supérieur : -62,42 kN Effort axial dans le poteau supérieur : -626,74 kN
--	---

Vérification	Paramètres	Valeur Calculée	Valeur Limite	Ratio	Résultat
Résistance de la platine d'about à la flexion	Moment fléchissant	436,82 kN·m	465,50 kN·m	0,94	Satisfaite
Résistance des boulons à la traction	Effort de traction	93,33 kN	254,16 kN	0,37	Satisfaite
Résistance des boulons au cisaillement	Effort de cisaillement	89,79 kN	159,85 kN	0,56	Satisfaite
Résistance des boulons à la compression	Effort de compression	550,52 kN	1809,42 kN	0,30	Satisfaite
Résistance du poteau à la flexion	Moment fléchissant	193,44 kN·m	314,72 kN·m	0,62	Satisfaite
Résistance du poteau à l'effort tranchant	Effort tranchant	16,85 kN	468,46 kN	0,04	Satisfaite
Résistance du poteau à l'effort normal	Effort normal	823,77 kN	1805,64 kN	0,46	Satisfaite
Résistance de la poutre à la flexion	Moment fléchissant	436,82 kN·m	577,93 kN·m	0,76	Satisfaite
Résistance de la poutre à l'effort tranchant	Effort tranchant	133,37 kN	400,07 kN	0,33	Satisfaite
Résistance de la poutre à l'effort normal	Effort normal	0,00 kN	3663,83 kN	0,00	Satisfaite
Résistance des soudures	Contrainte de cisaillement	89,79 MPa	292,86 MPa	0,31	Satisfaite
Résistance des raidisseurs	Contrainte de compression	231,90 MPa	235,00 MPa	0,99	Satisfaite
Résistance du jarret inférieur	Contrainte de compression	131,18 MPa	235,00 MPa	0,56	Satisfaite

Annexe 8 :

Assemblage du poteau et de la poutre de toiture.



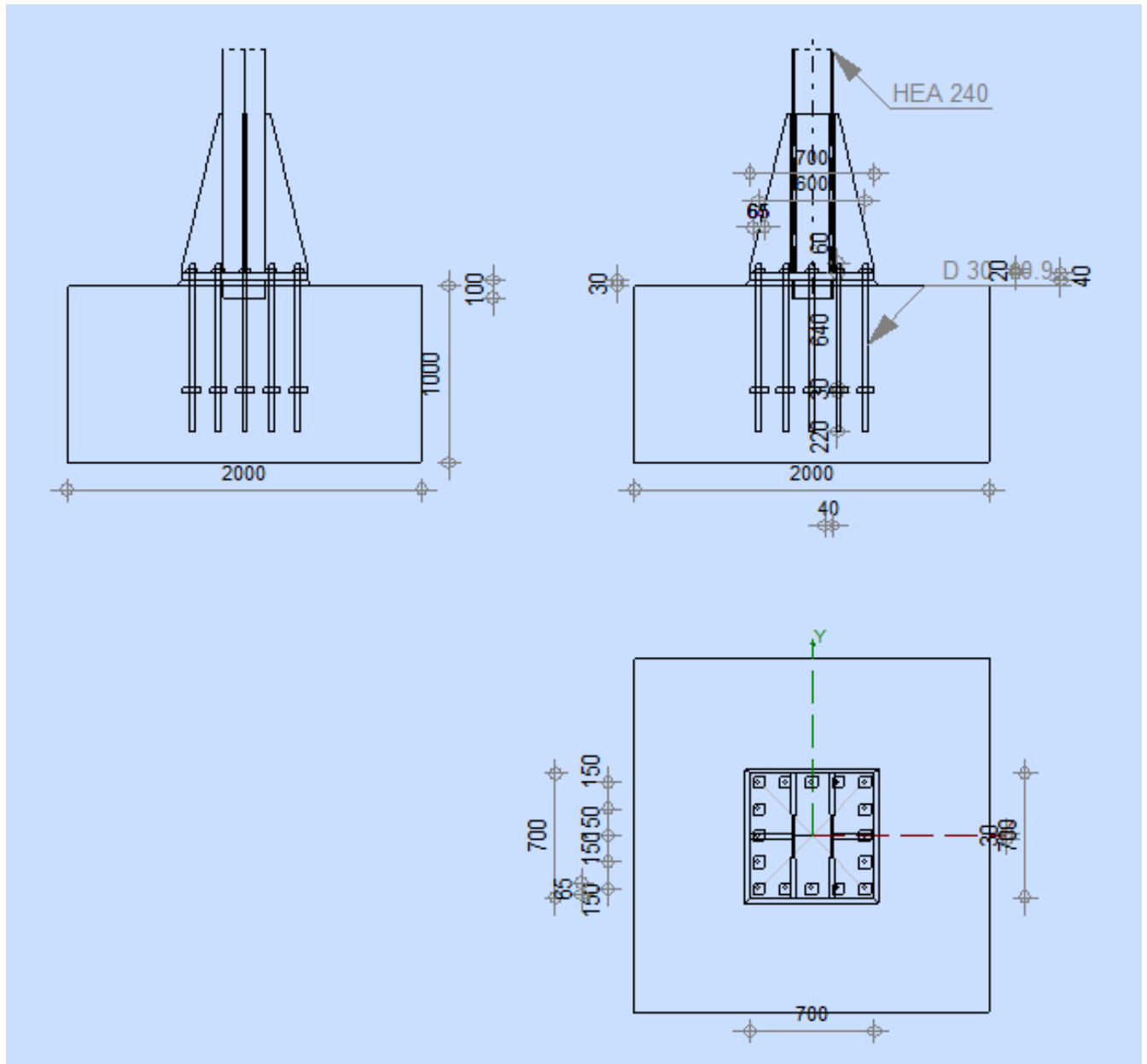
Élément	Caractéristiques
Poteau	
	Profilé : HEA 240 Acier : S 235 Aire de la section : 76,84 cm ² Moment d'inertie : 7763,18 cm Résistance : 235 MPa
Poutre	
	Profilé : IPE 400 Acier : S 235 Aire de la section : 84,46 cm ² Moment d'inertie : 23128,40 cm Résistance : 235 MPa
Boulons	
	Diamètre : 16 mm Classe : 10.9 Résistance à la traction : 113,04 kN Nombre de colonnes : 2 Nombre de rangées : 5
Platine	
	Hauteur : 560 mm Largeur : 180 mm Épaisseur : 20 mm Acier : S 235 Résistance : 235 MPa
Jarret inférieur	
	Largeur : 180 mm Hauteur : 140 mm Épaisseur de l'aile : 12 mm Épaisseur de l'âme : 8 mm Longueur : 300 mm Angle d'inclinaison : 25,02° Acier : S 235 Résistance : 235 MPa

Élément	Caractéristiques
Soudures	
	Soudure d'âme : 7 mm Soudure de semelle : 10 mm Soudure horizontale : 5 mm
Efforts	
	Moment fléchissant dans la poutre droite : 70 kN·m Effort tranchant dans la poutre droite : 37,21 kN Effort axial dans la poutre droite : -54,33 kN Moment fléchissant dans le poteau inférieur : 69,46 kN·m Effort tranchant dans le poteau inférieur : 53,68 kN Effort axial dans le poteau inférieur : -39,14 kN

Vérification	Valeur calculée	Valeur limite	Commentaire
Compression de la poutre	$N_{cb,Rd} = 1984,89 \text{ kN}$	-	La section de la poutre résiste à la compression
Cisaillement de la poutre	$V_{cb,Rd} = 731,23 \text{ kN}$	$V_{b1,Ed} = 37,21 \text{ kN}$	La section de la poutre résiste au cisaillement
Flexion de la poutre (moment plastique)	$M_{b,pl,Rd} = 307,21 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{b1,Ed} = 70,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	La section de la poutre résiste à la flexion
Flexion de la poutre (contact avec la plaque)	$M_{cb,Rd} = 430,95 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{b1,Ed} = 70,00 \text{ kN} \cdot \text{m}$	La section de la poutre résiste à la flexion au contact avec la plaque
Compression du poteau	$N_{c1,Rd} = 1984,89 \text{ kN}$	$N_{c1,Ed} = -39,14 \text{ kN}$	Le poteau résiste à la compression
Cisaillement du poteau	$V_{c1,Rd} = 731,23 \text{ kN}$	$V_{c1,Ed} = 53,68 \text{ kN}$	Le poteau résiste au cisaillement
Flexion du poteau	$M_{c1,Rd} = 430,95 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{c1,Ed} = 69,46 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Le poteau résiste à la flexion
Ratio des résistances	0,53	$\leq 1,00$	L'assemblage vérifie le critère de résistance

Annexe 9 :

Assemblage du pied de poteau.



ÉLÉMENT	VALEURS
---------	---------

POTEAU

Longueur du poteau	1,40 m
Angle d'inclinaison	0,00°
Hauteur de la section	230 mm
Largeur de la section	240 mm
Épaisseur de l'âme	8 mm
Épaisseur de l'aile	12 mm
Rayon de congé	21 mm
Aire de la section	76,84 cm ²
Moment d'inertie	7763,18 cm
Profilé	HEA 240
Matériau	S 235
Limite d'élasticité (fy)	235 MPa
Résistance ultime (fu)	360 MPa

PLATINE DE SCELLEMENT

Longueur	700 mm
Largeur	700 mm
Épaisseur	40 mm
Matériau	S 235
Limite d'élasticité (fy)	235 MPa
Résistance ultime (fu)	360 MPa

ANCRAGE

Classe de tiges d'ancrage	10.9
Diamètre du boulon	30 mm
Nombre de colonnes	5
Nombre de rangées	5
Aire de la section efficace	5,61 cm ²
Aire de la section	7,07 cm ²
Limite d'élasticité (fy)	900 MPa
Résistance à la traction (fu)	1000 MPa

ÉLÉMENT	VALEURS
---------	---------

BÊCHE

Profilé	HEA 240
Longueur	100 mm
Matériau	S 235
Limite d'élasticité (f_y)	235 MPa

RAIDISSEUR

Longueur	700 mm
Largeur	700 mm
Hauteur	900 mm
Épaisseur	30 mm
Grugeage d1	30 mm
Grugeage d2	30 mm

SEMELLE ISOLÉE

Longueur	2000 mm
Largeur	2000 mm
Hauteur	1000 mm
Béton	C20/25
Résistance caractéristique (f_{ck})	20 MPa
Épaisseur du mortier de calage	30 mm
Résistance du mortier ($f_{ck,g}$)	12 MPa
Coefficient de frottement ($C_{f,d}$)	0,30

SOUDURES

Plaque principale	20 mm
Bêche	20 mm
Raidisseurs	20 mm

EFFORTS

Effort axial (N_j, Ed)	-2691,92 kN
Effort tranchant y (V_j, Ed, y)	-288,43 kN
Effort tranchant z (V_j, Ed, z)	166,75 kN
Moment fléchissant y (M_j, Ed, y)	-69,13 kN·m
Moment fléchissant z (M_j, Ed, z)	17,82 kN·m

Paramètre	Valeur	Condition à vérifier	Vérification
Effort axial $Nj, Ed/Nj, Rd$	0,32	$\leq 1,0$ (6.24)	Vérifié
Moment fléchissant $Mj, Ed, y/Mj, Rd, y$	0,42	$\leq 1,0$ (6.23)	Vérifié
Moment fléchissant $Mj, Ed, z/Mj, Rd, z$	0,39	$\leq 1,0$ (6.23)	Vérifié
Somme des moments $Mj, Ed, y/Mj, Rd, y +$ $Mj, Ed, z/Mj, Rd, z$	0,82	$\leq 1,0$	Vérifié
Cisaillement Vj, Ed, y	288,43 kN	-	-
Cisaillement Vj, Ed, z	166,75 kN	-	-
Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise $F1, vb, Rd, y$	450,00 kN	-	-
Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise $F1, vb, Rd, z$	450,00 kN	-	-