

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

**ADJRAD SIDALI
GAHAM YACINE**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème :

**Étude d'un bâtiment R+4 en charpente métallique à usage bureau avec l'analyse
de l'effet de type d'assemblage sur la variation de l'effort sismique**

Devant le jury composé de :

Mr Arbaoui AHCEN	Grade	MCB	Président
M ^{me} Boumaiza Malika	Grade	MAA	Encadrant
Mr Refas Brahui	Grade	MAA	Examineur
M ^{me} Rouabeh Aicha	Grade	MAA	Examineur

Année Universitaire 2019/2020

Remerciements

Je remercie tout d'abord « Allah » de m'avoir donné le courage d'entamer et de finir ce mémoire dans de bonnes conditions.

Je remercie vivement mon encadreur, MME BOUMAIZA M, d'avoir encadré ce travail avec beaucoup de compétences :

Merci pour votre indéfectible disponibilité, votre rigueur scientifique et la confiance que vous m'avez accordée au cours de l'élaboration de ce mémoire ; Merci pour l'acuité de vos critiques et pour vos conseils éclairés.

Je remercie également les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail

Mes remerciements pour MME MOHAMADI, responsable de département Génie civil université de bouira, pour son indéfectible disponibilité et pour les efforts consentis afin de nous assurer de meilleures conditions de travail

Je remercie tous les enseignants qui ont contribué à ma formation de la graduation à la poste graduation

Je remercie également les ingénieures KAMAL et ABED ALEHAQE pour m'avoir soutenue tout au long de l'élaboration de ce mémoire

Sans oublier un enseignant qui a marqué tout les étudiants de génie civil Mr. AMRANE que dieu l'accueille dans son vaste paradis

INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels, dans le domaine de la construction, elle comporte plusieurs axes à noter : la charpente métallique (ponts , bâtiments , tours.) , la chaudronnerie (réservoirs , cuves , échangeurs , récipients) . La modernisation demande la construction d'édifices, rapidement et solidement ; c'est pourquoi on a recourt à l'utilisation du métal, celui-ci présente une robustesse élevée et un domaine élastique qui permet aux structures de mieux s'adapter aux actions extérieures, de plus on a la possibilité de récupérer la matière ce cas de destruction prévue ou imprévue.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différents composants, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée répond à l'usage prévu pour l'ouvrage, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de toutes les actions qui lui sont appliquées , assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

La conception d'ensemble préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment.

Dans ce travail, l'objectif est l'étude du comportement sismique d'une structure en charpente métallique à l'aide de logiciel ROBOT, en utilisant les méthodes d'analyse du règlement parasismique Algérien (RPA), qui sont la méthode statique équivalente basée sur le premier mode fondamental de vibration et la méthode d'analyse modale spectrale basée sur un spectre de réponse normalisé. Avec une étude détaillée des assemblages en montrant l'influence du choix de type d'assemblage sur la variation de l'effort sismique et la stabilité de la structure.

INTRODUCTION GENERALE

A fin d'atteindre cette objectif, le mémoire est structuré comme suit ;

Le premier chapitre est une généralité sur les différents moyens d'assemblages des structures en charpente métallique en montrant leurs modes de classification ainsi que la différences entre eux et leurs modes de modélisation.

Le deuxième et le troisième chapitres on aborde l'étude au vent et le prédimensionnement des éléments secondaires.

Le quatrième et cinquième chapitres sont consacré à l'étude de plancher et le prédimensionnement des éléments principaux (poteaux et poutres).

Le sixième et le septième chapitre sont consacrés à l'étude sismique et des assemblages.

A la fin une conclusion générale.

CHAPITRE I

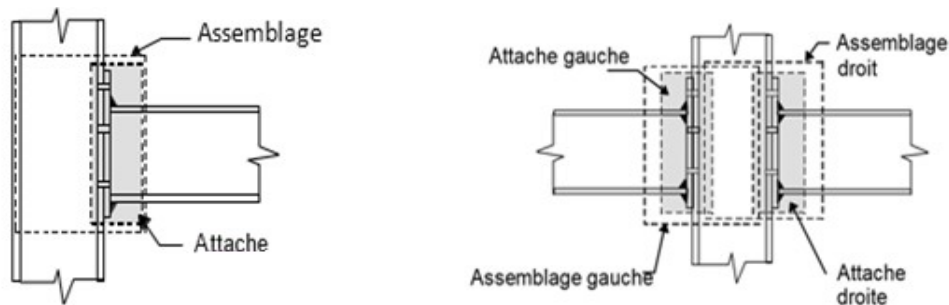
Recherche bibliographique

I.1 Introduction

Un assemblage en construction métalliques est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces. Les liaisons entre différents éléments de la structure métallique représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure. De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. [1]

La caractéristique essentielle des constructions métalliques est d'être composées d'un ensemble d'éléments (poteaux- poutres) constitués de profilés laminés ou soudés souvent en forme de (I ou de H) qu'il faut assemblés entre eux pour constituer l'ossature.

I.2 Le rôle d'un assemblage



(a) Configuration d'assemblage unilatérale

(b) Configuration d'assemblage bilatérale

Figure I.1 : Différence entre attache et assemblage [3]

I.3 Les type d'assemblages

Les poutres et les poteaux dans une structure en acier peuvent être assemblés par différents types d'assemblages. On distingue, d'une manière commode, les types d'assemblages suivants:

- ✓ Assemblages poutre-poteau (A).
- ✓ Assemblages de continuité (B, C).
- ✓ Assemblages de pied de poteau (D).

La figure I.2 donne une illustration de ces types d'assemblages dans une structure en acier. Les poutres et les poteaux dans une structure en acier sont des sections en I ou H, obtenus par laminage ou reconstitués par soudage. Ces poutres et poteaux sont sollicités soit en flexion simple, soit en traction ou compression, soit en flexion composée. Ainsi, chaque type de ces assemblages doit être dimensionné pour transmettre les moments et/ou les efforts tranchants et/ou les efforts normaux. [1]

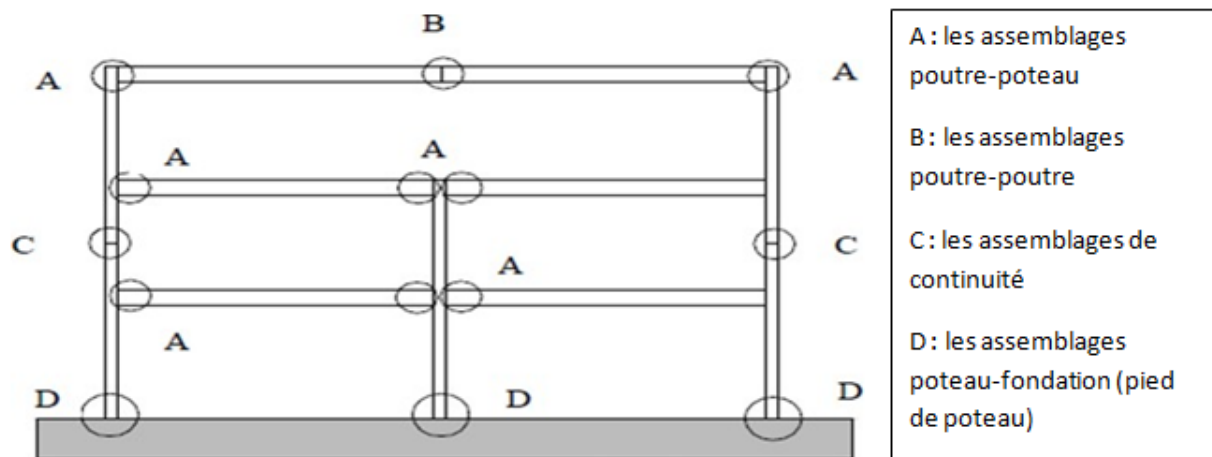


Figure. I.2 : Différents types d'assemblages dans une structure métallique

I.3.1 Assemblage poutre-poteau

La caractéristique essentielle des structures en acier formées de poutres et de poteaux est d'être composée de profilés laminés ou reconstitués par soudage élaborés en usine et ensuite assemblés sur le site de construction. Les assemblages ont donc un double rôle qui est de permettre la constitution de la structure en acier apte à supporter les charges et les surcharges appliquées et surtout de contribuer à sa pérennité et à sa stabilité globale.

Les assemblages dans les structures en acier sont, en règle générale, réalisés par soudure et/ou par boulonnage. L'assemblage par platine d'extrémité est largement utilisé dans les structures en acier et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie des fabrications. Toutefois, le comportement structural de ce type d'assemblages est extrêmement complexe à analyser. Cette complexité est due à la variation de leurs propriétés géométrique set matérielles qui aboutit à un comportement difficile à prédire. [2]

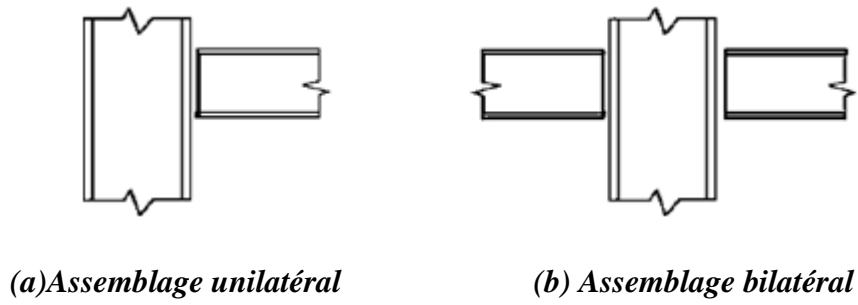


Figure I.3 : Assemblage poteau-poutre

I.3.1.1 Types d'assemblage poteau-poutre

Les différents types d'assemblage poteau-poutre sont représentés sur les figures ci-dessous, telles qu'on a :

- Assemblage poutre poteau par Platine d'extrémité débordante ou limité (figure I.4)
- Assemblage par tasseau et plaque de contact (figure I.5)
- Assemblage par cornières (figure I.6)

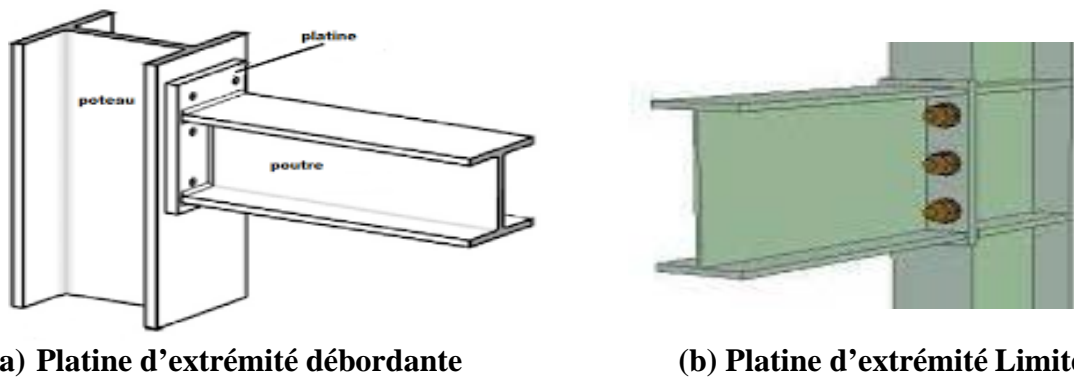


Figure I.4 : Assemblage poutre poteau par platine d'extrémité débordante ou Limité [3]

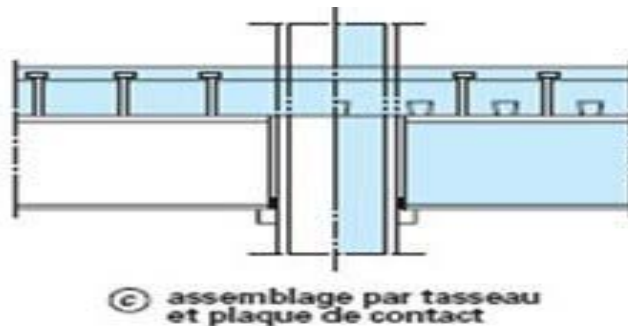


Figure I.5 : Assemblage par tasseau et plaque de contact [2]

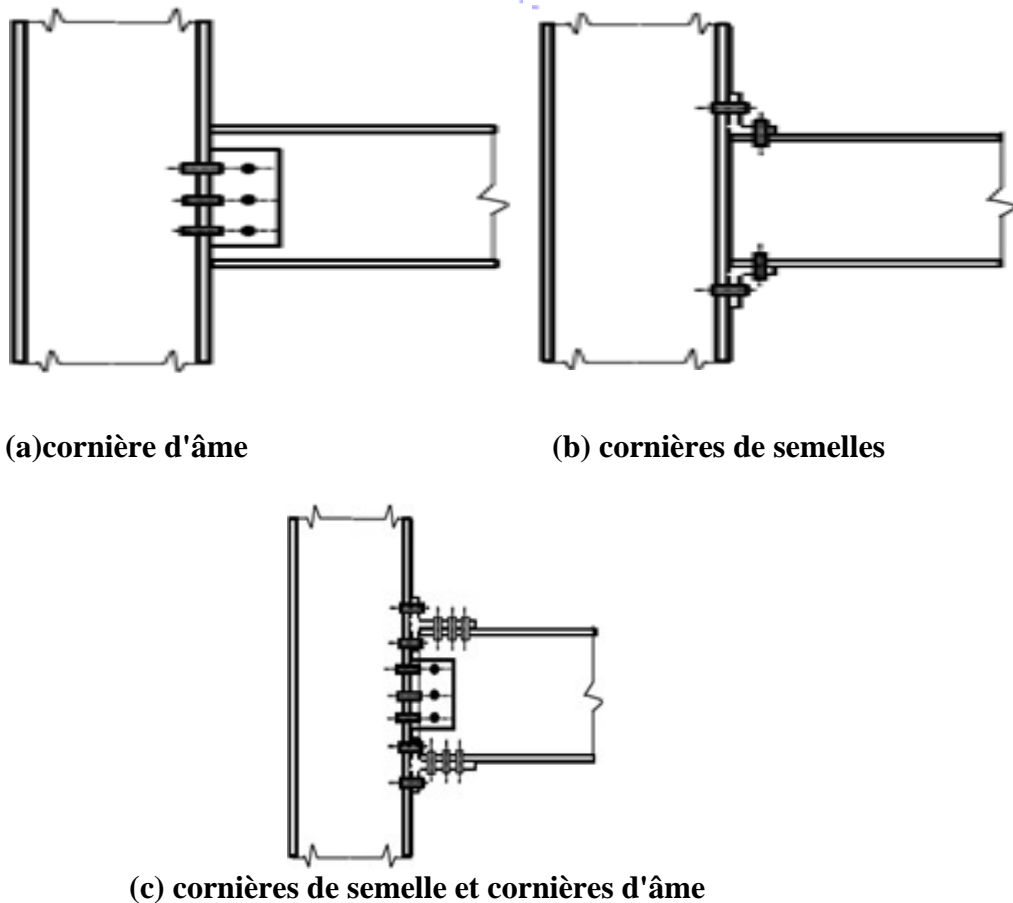
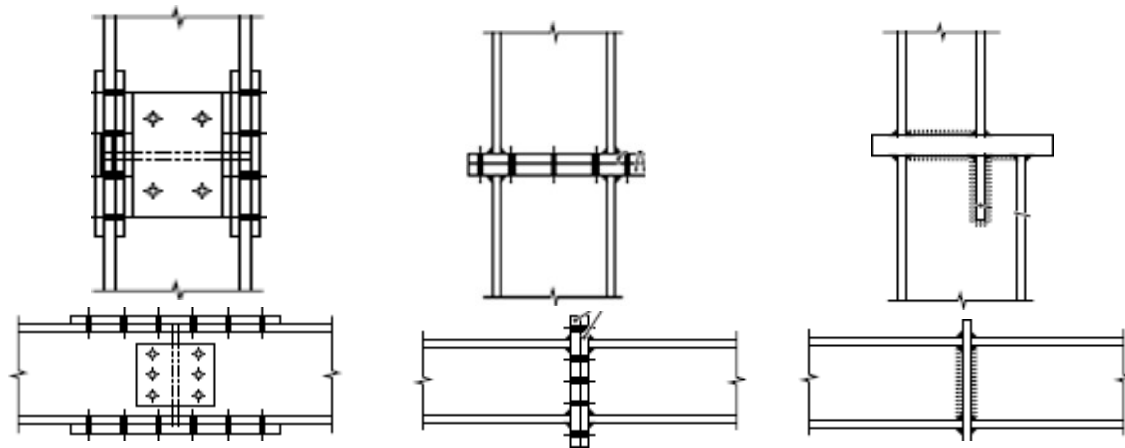


Figure I.6 : Assemblages poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles [2]

L'assemblage avec une simple cornière sur l'âme (Figure 1.6a) de la poutre est considéré comme articulé. Ce type d'assemblage ne peut transmettre que des efforts tranchants et éventuellement un effort axial de la poutre. Il doit être capable de subir une rotation significative sans développer des valeurs élevées du moment fléchissant. Les assemblages articulés sont utilisés dans les ossatures de type poteau-poutre lorsque la rigidité latérale est assurée par d'autres moyens comme par exemple une palée de stabilité triangulée. Les deux autres assemblages (Figure 1.6b et c) sont en général considérés comme semi-rigides transmettant donc un moment fléchissant et un effort tranchant [2]

I.3.2 Assemblage de continuité

Ce sont des assemblages rigides qui transmettent tous les efforts d'un composant à l'autre. Ce type d'assemblages est souvent utilisé pour des raisons de transport ou de montage et lorsque la longueur des poutres ou des poteaux est limitée. La figure 1.7 illustre quelques cas usuels de ce type d'assemblage



(a) Raboutage par couvre joint

(b) Raboutage par platine D'extrémité

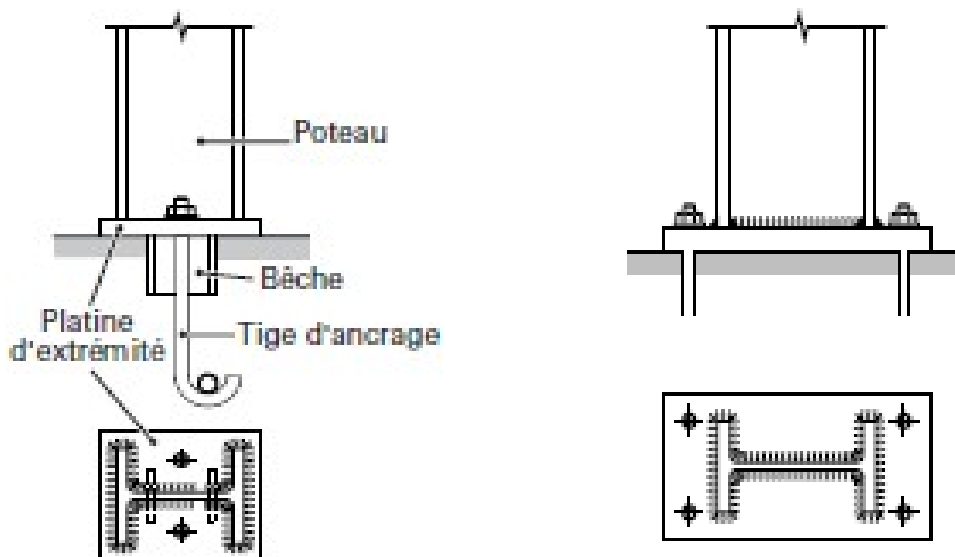
(c) Raboutage par soudage

Figure I.7 : Assemblages de continuité [2]

I.3.3 Assemblage de pied de poteau

Ces assemblages, généralement désignés par les termes de « **pieds de poteaux** » ont pour fonction essentielle de transmettre aux fondations toutes les charges verticales et horizontales exercées sur le bâtiment. Par ailleurs, selon la rigidité que le concepteur leur donne, ces assemblages participent à la stabilité éta la souplesse de l'ensemble de l'ouvrage. Les pieds de poteaux se répartissent ainsi en deux grandes familles :

- Les pieds de poteaux articulés ou semi-articulés ;
- Les pieds de poteaux encastés.



(a) poteaux articulés

(b) poteaux encastés.

Figure I.8 : Assemblage de pied de poteau [1]

I.4 Moyens d'assemblage

Les différentes formes d'assemblages ci-dessus mentionnés sont généralement réalisées par les principaux moyens d'assemblages suivants :

- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages soudés.

Les assemblages chimiques (colles)

I.4.1 Les assemblages boulonnés

I.4.1.1 Le rivetage

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique. Actuellement, l'emploi des rivets est limité et on leur préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons et la soudure. On les rencontre donc essentiellement dans les structures anciennes, datant du début du 20^{ème} siècle [4]

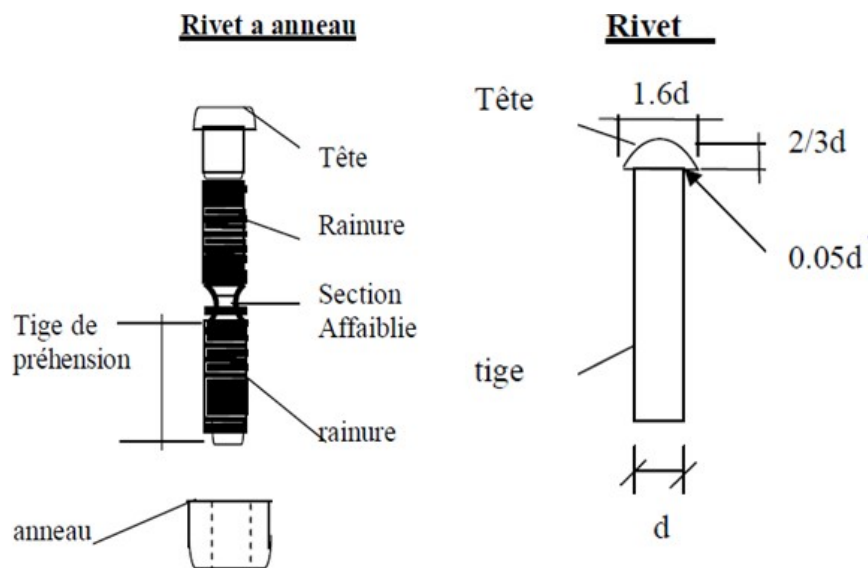


Figure I.9 : Les différents types de rivet

I.4.1.2 Rivets à anneau

Les rivets à anneau sont des éléments de connexion mécanique qui tiennent (dans la mesure où il a une même forme de tête et qu'il introduit une force de précontrainte) et du boulon (car une partie de sa tige est rainurée). Les principales caractéristiques : la tige se compose de deux parties rainurées (et non pas filetées), séparées par une portion de tige dont la section est affaiblie. L'acier des rivets anneau est un acier à haute résistance. [4]

I.4.1.3 Le boulonnage

Les boulons peuvent être utilisés en atelier ou sur le chantier. Ils sont assez couramment mis en œuvre. Un boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté qui constitue la vis et un écrou également hexagonal. Les rondelles, freins d'écrou, contre-écrou font partie des accessoires des assemblages. Les jeux dans les trous sont de 1 à 2 mm. Ils travaillent soit en traction, soit au cisaillement. [2]

Les caractéristiques mécaniques des boulons sont données au tableau I.1 où :

F_{yb} : Limite d'élasticité

f_{ub} : Résistance à la traction

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons

Boulons	Classe de qualité	$F_{yb}(MPa)$	$F_{ub}(MPa)$
De charpente	4.6	240	400
(ordinaire)	5.6	300	500
A haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

Ce tableau montre également que l'on distingue deux types de boulons, qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées.

✓ **Les boulons ordinaires**

(Aciers 4.6 et 5.6) : ils sont employés couramment pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments.

✓ **Les boulons à haute résistance**

(Aciers 8.8 et 10.9) : ils sont généralement utilisés pour les assemblages de ponts, ainsi que pour les assemblages fortement sollicités ou soumis à des effets dynamiques. Seuls les boulons à haute résistance peuvent être précontraints.

L'Eurocode3 ajoute les classes de qualité 4.8, 5.8 et 6.8 à celles données dans le tableau 1.2 et utilise la notion de boulon ordinaire à la place de boulon de charpente.

Tableau I.2 : Caractéristiques Mécaniques des boulons selon EC3

Class de boulon	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb}	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub}	400	400	500	500	600	800	1000

f_{yb} : la résistance à la limite élastique f_{ub} : la résistance ultime à la traction

Selon L'EC3 seuls les boulons 8.8 et 10.9 peuvent être utilisés comme boulons précontraints à haute résistance pour la construction

Tableau I.3 : Caractéristiques géométriques des boulons

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26
A (mm²)	50.3	78.5	113	154	201	254	314	380	452
A_s (mm²)	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353
Rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44
clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58
d_m (mm)	14	18.3	20.5	23.7	24.58	29.1	32.4	34.5	38.8

d : diamètre de la partie non filetée de la tige d₀ : diamètre nominal du trou

A : section nominale du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée

d_m : Diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit de la tête du boulon.

La figure I.10 montre les différentes parties composant un boulon de charpente et d'un boulon à haute résistance. Ces derniers se distinguent des boulons de charpente métallique par l'inscription de la classe de qualité de l'acier du boulon sur leur tête et leurs rondelles. [2]

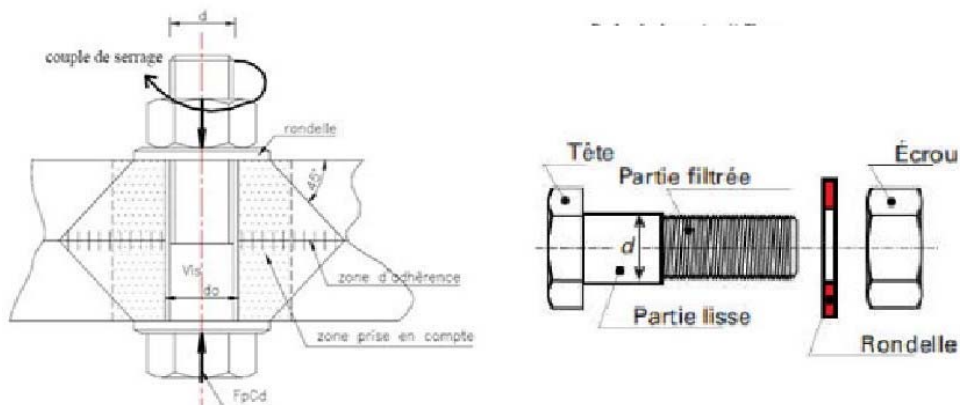


Figure I.10 : Boulon de charpente et boulon à haute résistance [10]

I.4.2 Les assemblages soudés [9]

Le soudage est un procédé qui permet d'assembler par fusion ou plastification. Le soudage implique donc :

- a) l'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau, elle peut être d'origine électrique (résistance, arc, friction).
- b) Une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité, la soudabilité à haute

température dépend des qualités propres du matériau, mais également de divers paramètres limitatif, tels que :

- ✓ les modifications de la structure physico-chimique du matériau.
- ✓ l'apparition de fissurations et de criques au refroidissement.
- ✓ l'apparition de déformations géométriques dues aux effets de dilatation et retrait .
- ✓ la naissance de contraintes internes.
- ✓ Le soudage présente, par rapport au boulonnage, plusieurs avantages :
- ✓ Il assure la continuité de la matière, et de ce fait garantit une bonne transmission des sollicitations
- ✓ Il dispense de pièces secondaire (goussets, attaches,.....)
- ✓ Il est de moindre encombrement et plus esthétique que le boulonnage.
- ✓ En revanche, il présente divers inconvénients:
- ✓ Le métal de base doit être soudable.
- ✓ Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux.
- ✓ Le contrôle des soudures est aléatoire.
 - ✓ Le soudage exige une main-d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique

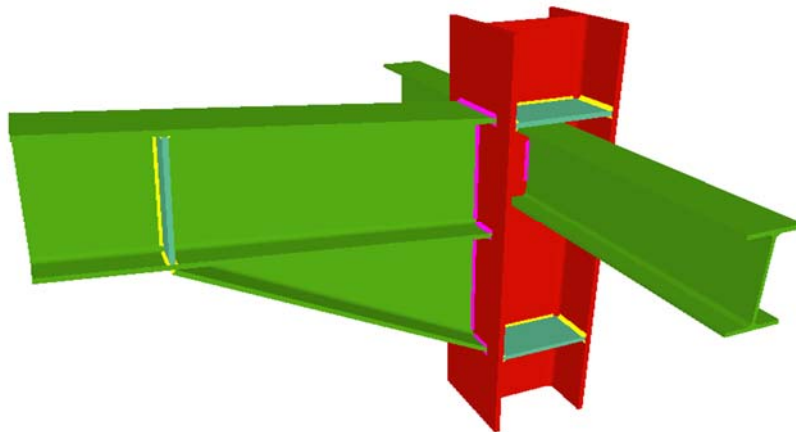


Figure I.11 : Assemblages soudés

I.4.3 Les assemblages chimiques (colles) :

Encore expérimentale, le collage des pièces métalliques ne s'emploie en pratique que pour des Pièces secondaires où les contraintes mécaniques à prendre en compte sont faibles (par exemple raccord d'angle pour un bardage). Néanmoins les progrès très importants réalisés ces Dernières années dans les colles laissent prévoir un grand développement de ce type d'application. [6]

I.5 Fonctionnement des assemblages [9]**I.5.1 Fonctionnement par obstacle**

C'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

I.5.2 Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, et le boulonnage par boulons HR.

I.5.3 Fonctionnement mixte

C'est le cas du rivetage (et dans les cas extrêmes , du boulonnage HR) à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle au cisaillement.

I.6 Classification des assemblages selon l'Eurocode 3

Une étape importante du calcul d'une ossature est la caractérisation du comportement en rotation des assemblages, c'est-à-dire l'évaluation des propriétés mécaniques en termes de rigidité, de résistance et de ductilité.

Ces dernières années, les activités de recherche dans le domaine des assemblages se sont principalement concentrées sur deux aspects :

- l'évaluation des propriétés mécaniques d'un assemblage afin de prédire son comportement en termes de rigidité, de résistance et de ductilité;
- l'analyse et la procédure de dimensionnement de la structure incluant le comportement des assemblages.
- L'intégration du comportement d'un assemblage dans l'analyse des structures doit être précédée de plusieurs étapes:
- caractérisation de l'assemblage: évaluation des caractéristiques mécaniques de l'assemblage.
- classification de l'assemblage: comparaison du comportement de l'assemblage (rigidité, résistance et ductilité) à des critères conventionnels afin de juger de la manière de le considérer dans l'analyse : rigide, rotule ou semi-rigide (pour le critère de rigidité); à résistance complète, partielle ou nulle (pour le critère de résistance) et ductile, semi- ductile ou fragile (pour le critère de ductilité).
- modélisation de l'assemblage: représentation de l'assemblage dans l'analyse structurale.

- idéalisation de l'assemblage: comportement idéalisé de l'assemblage selon le type d'analyse.

I.7 Caractérisation du comportement des assemblages

Lors de l'analyse structurale, les assemblages entre les éléments structuraux sont traditionnellement modélisés comme rigides ou articulés. Les nœuds articulés ne transmettent aucun moment de flexion et n'empêchent pas la rotation des éléments assemblés. Quant aux nœuds rigides, ils interdisent toute rotation relative entre les éléments assemblés et assurent ainsi la transmission intégrale des efforts appliqués. Toutefois, le comportement réel des assemblages est situé entre les deux cas extrêmes, généralement supposés rigides ou articulés. Les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une certaine rotation relative des pièces assemblées. L'acceptation de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans les approches de calcul et de dimensionnement des structures (EN 1993-1-8). Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement (Figure I.12). L'assemblage semi-rigide est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau. [1]

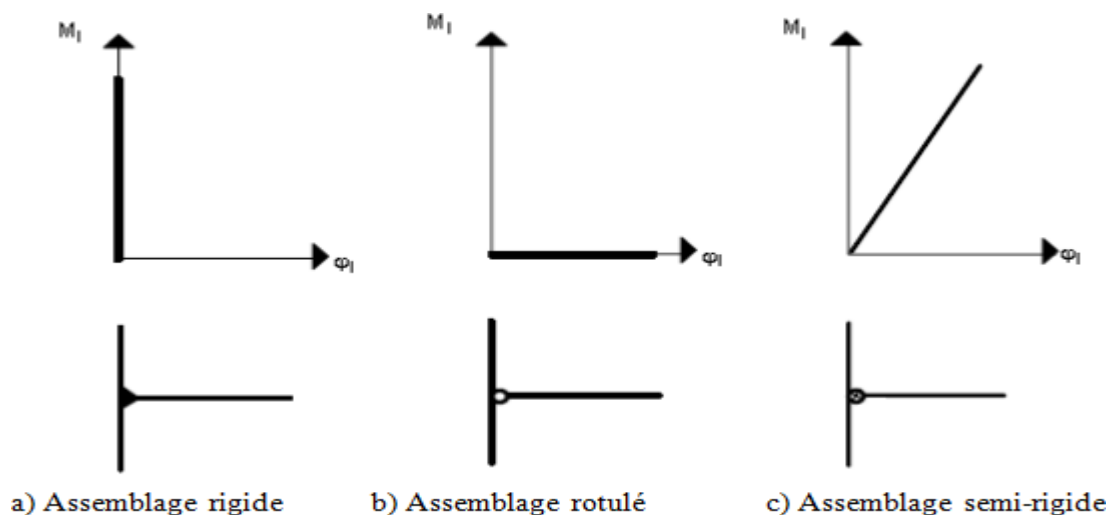


Figure I.12 : Modélisation des assemblages métalliques

La rigidité S_j de ce ressort caractérise la rigidité en rotation de l'assemblage soumis à un moment fléchissant. Une rigidité S_j nulle (ou très petite) correspond à un assemblage simple (avec rotule) qui ne transmet pas de moment fléchissant de la poutre au poteau. Au contraire, une rigidité S_j infiniment grande (très grande) correspond à un assemblage continu

(rigide). Selon l'EN 1993-1-8, le comportement mécanique d'un assemblage est caractérisé par trois caractéristiques principales à savoir : le moment résistant ($M_{j,Rd}$), la rigidité ($S_{j,ini}$ ou S_j) et la capacité de rotation (ϕ_{cd}). Ces caractéristiques sont obtenues à partir de la courbe moment-rotation.

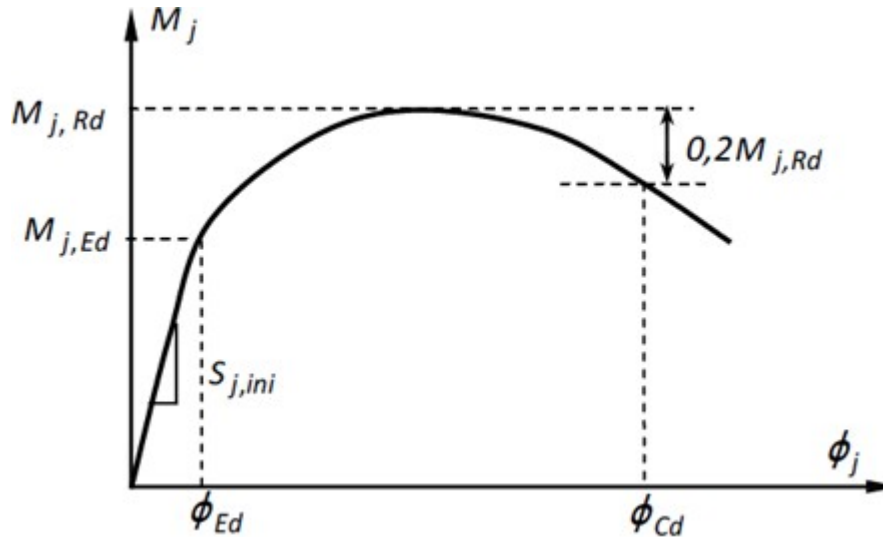


Figure I.13 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique [7]

Il a été démontré que l'introduction du concept d'assemblage semi-rigide dans les ossatures permettait, par un calcul plus précis et plus réaliste, d'effectuer une vérification plus sûre des critères de dimensionnement de l'ossature et d'aboutir à une configuration structurale moins coûteuse.

Les propriétés de la loi moment-rotation d'un assemblage peuvent être théoriquement définies selon l'EN-1993-1-8 par une classification en rigidité, résistance et capacité de rotation de ces assemblages.

I.8 Classification des assemblages métalliques

Selon l'EN 1993-1-8, les assemblages doivent être modélisés en vue d'une analyse globale de la structure. Le type de modélisation des assemblages à adopter dépend de la classification en termes de rigidité (rigide, semi-rigide et articulé), de résistance (résistance complète ou partielle) et de capacité de rotation.

Les courbes de comportement $M-\phi$ des assemblages peuvent être ramenées à trois grandes catégories représentées sur la figure 1.14. Chaque catégorie de comportement $M-\phi$ est associée à la conception de l'assemblage correspondante. [4]

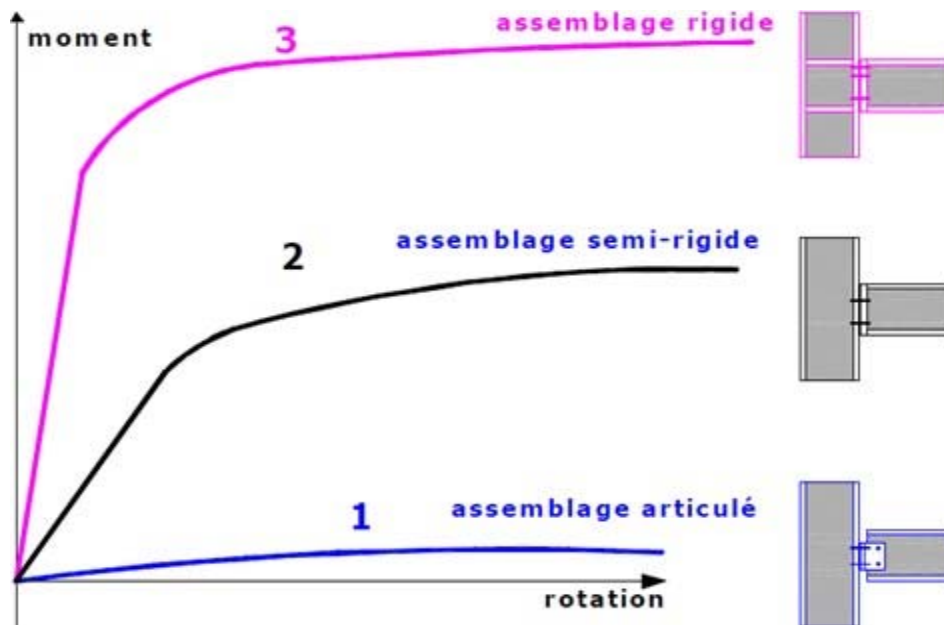


Figure I.14 : Classification des assemblages

I.8.1 Classification des assemblages en fonction de la rigidité

La rigidité initiale d'un assemblage caractérise sa réponse élastique et peut influencer d'une manière significative la réponse en déformation de la structure entière. L'Eurocode 3 est la seule norme qui offre une classification pratique des assemblages du point de vue de leur rigidité initiale. Un assemblage de type poutre-poteau peut être classé en fonction de sa rigidité en rotation comme :

- Un assemblage de type articulé ;
- Un assemblage rigide ;
- Un assemblage semi-rigide.

Ces trois types peuvent s'appliquer aux ossatures multi-étagées. le type (a) est réservé aux structures contreventées ; Le type (b) convient aux structures contreventées et non contreventées. Le type (c) peut s'utiliser dans le cas de structures contreventées et non contreventées ; pour ces dernières, l'influence de la rigidité des assemblages sur le comportement de la structure doit être considérée.

Le critère de classification en rigidité est précisé sur la Figure I-15 .En outre, la même norme permet un calcul analytique de la rigidité à l'aide de la méthode des composants. Cette méthode suppose que chaque composant est représenté par un ressort qui travaille en compression ou traction, avec une rigidité propre. Pour obtenir la rigidité globale de

l'assemblage, ces ressorts sont groupés en série ou en parallèle selon le type d'assemblage concerné.

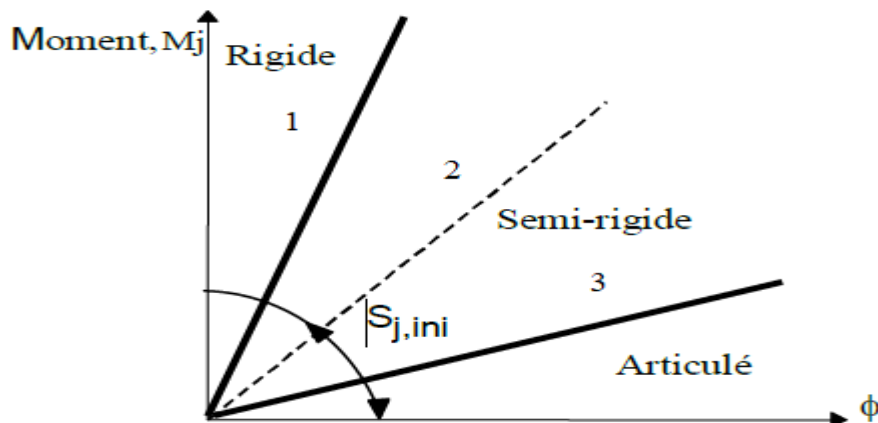


Figure I.15 : Limites de classification de rigidité selon l'EN 1993-1-8

- assemblage rigide si $S_{j,ini} > \alpha E I_b / L_b$
- assemblage semi-rigide si : $0.5 E I_b / L_b < S_{j,ini} < \alpha E I_b / L_b$
- assemblage articulé si $S_{j,ini} \leq 0.5 E I_b / L_b$

Avec :

$\alpha = 8$ (ossatures contreventées)

$\alpha = 25$ (ossatures non contreventées)

I_b : moment d'inertie de la poutre

L_b : portée de la poutre (entre les axes des poteaux)

$S_{j,ini}$: rigidité initiale de la courbe moment-rotation de l'assemblage

a) Assemblages articulés :

Un assemblage de type articulé est conçu et calculé afin qu'il ne puisse pas développer de moments significatifs. Il présente d'habitude des valeurs très réduites de la rigidité initiale. En pratique, un assemblage de type poutre-poteau peut être considéré de type articulé si sa rigidité initiale en rotation $S_{j,ini}$ (basée sur une courbe moment-rotation représentative de son comportement réel) satisfait à la condition suivante : $S_{j,ini} \leq 0.5 E I_b / L_b$

b) Assemblages rigides :

Un assemblage rigide est conçu et calculé pour que ses déformations n'aient pas d'influence significative sur la distribution des efforts internes dans la structure, en particulier les

moments fléchissant, ni sur la déformation générale de celle-ci.

Les assemblages rigides doivent être capables de transmettre les efforts et les moments de flexion jusqu'au stade limite ultime de la structure. De manière pratique, un assemblage poutre-poteau dans une structure non contreventée, peut être considéré rigide par rapport à la poutre attachée si la partie ascendante de sa courbe moment-rotation se trouve dans la zone 1 de la Figure I.15.

Autrement dit, il suffit que la rigidité initiale en rotation satisfasse la condition :

$$S_{j,ini} > 25 E I_b / L_b$$

Cette condition ne peut toutefois s'appliquer qu'aux ossatures dont chaque étage satisfait la condition supplémentaire :

$$K_b / K_c \geq 0.1$$

Où :

K_b est la valeur cumulée des inerties I_b/L_b de toutes les poutres d'un étage. K_c est la valeur cumulée des inerties I_c/L_c de tous les poteaux d'un étage.

Cette dernière condition vise à limiter la perte de capacité portante de la structure par des effets géométriques du 2eme ordre.

c) Assemblages semi-rigides :

Un assemblage qui ne répond pas au critère des assemblages rigides, ni à celui des assemblages de type articulé, donnés en a et b, doit être considéré comme un assemblage semi-rigide. Les assemblages semi-rigides conduisent nécessairement à une interaction entre les déformations des assemblages et les efforts dans les éléments, interaction qu'il convient de prévoir en tenant compte de la courbe de calcul moment-rotation des assemblages. Les assemblages semi-rigides doivent être capables de transmettre les forces et les moments de flexion jusqu'à l'état ultime de la structure.

I.8.2 Classification des assemblages par la résistance

La classification fondée sur la résistance est utile dans le cas des structures en acier calculées par la théorie de plasticité. La classification de l'EN 1993-1-8 vis-à-vis de la résistance des assemblages fait une distinction entre l'assemblage à résistance complète, l'assemblage à résistance partielle et l'assemblage articulé (Figure I.16). [5]

a) Assemblage à résistance complète

Un assemblage à résistance complète est un assemblage qui possède une résistance plus grande que la résistance de la poutre assemblée. Dans ce cas, la déformation plastique est supposée se former dans la poutre assemblée. L'assemblage est considéré à résistance complète si :

$$M_{j,Rd} > M_{pl,Rd} \quad (\text{Avec vérification de la capacité de rotation})$$

$$M_{j,Rd} > 1,2 M_{pl,Rd} \quad (\text{Sans vérification de la capacité de rotation})$$

$M_{j,Rd}$ désigne le moment résistant de calcul de l'assemblage.

$M_{pl,Rd}$ le moment plastique de calcul de la poutre assemblée.

Il n'est pas rare que la limite d'élasticité du matériau dont est constituée la poutre assemblée soit élevée par rapport à celle de l'assemblage. Dans ce cas, le calcul conduit alors à une sous-estimation de la résistance de la poutre assemblée et la rotule plastique se formerait dans l'assemblage. [1]

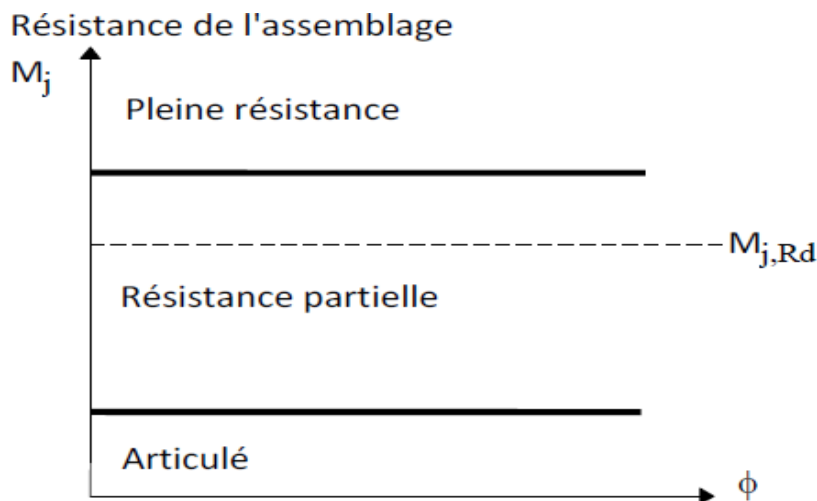


Figure I.16 : Limites de la classification des assemblages par résistance

b) Assemblage à résistance partielle

Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire. L'assemblage doit posséder une capacité de rotation suffisante pour assurer la formation de la rotule plastique. L'assemblage est considéré à résistance partielle si :

$$0,25M_{pl,Rd} < M_{j,Rd} < M_{pl,Rd}$$

c) Assemblage articulé

Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage résistance complète.

$$M_{j,Rd} < 0,25M_{pl,Rd}$$

I.8.3 Classification des assemblages par capacité de rotation

La capacité de rotation est une mesure de la déformation qui peut être atteinte avant que la ruine dans l'assemblage ne provoque une chute de la résistance flexionnelle. Dans l'approche de l'EN 1993-1-8, la classification des assemblages en termes de leur capacité de rotation demeure toujours vague. Cette classification constitue en principe une mesure de l'aptitude des assemblages à résister à une rupture fragile ou à une instabilité locale prématurée. [5]

Une application pratique de cette classification des assemblages consiste à vérifier si une analyse globale basée sur un calcul plastique peut être conduite, entre le comportement fragile et le comportement ductile.

Une classification des assemblages selon leur capacité de rotation est toutefois proposée dans la littérature et qui dépend de la rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre assemblée. Trois classes ont été définies à savoir, l'assemblage ductile, l'assemblage semi-ductile et l'assemblage fragile (Figure I.17). Le comportement ductile est caractérisé par une courbe moment-rotation avec un plateau étendu qui indique généralement l'apparition de déformations plastiques avant la rupture. Le comportement fragile est caractérisé par une rupture, avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique

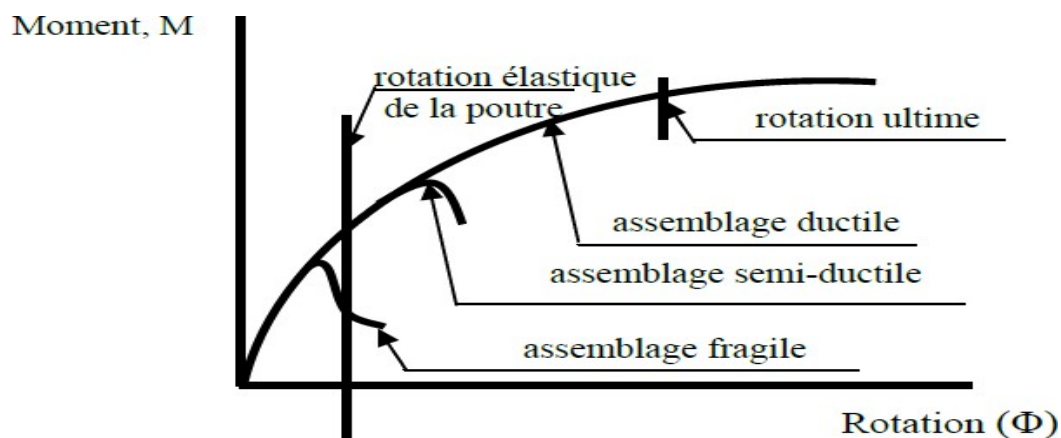


Figure I.17 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation

I.9 Idéalisations des courbes Moment-Rotation de l'assemblage

Le comportement moment-rotation des assemblages est généralement décrit à l'aide d'une courbe non-linéaire. Cependant, l'utilisation de ce type de courbes demande des programmes d'analyse de structures sophistiqués. Afin de permettre un calcul simple des structures, les courbes moment-rotation des assemblages peuvent être idéalisées, selon l'EN 1993-1-1, par des modèles tri linéaires, bilinéaires ou linéaires. Le choix d'une idéalisation est lié à la méthode d'analyse utilisée et aux outils de calcul disponibles :

Analyse élastique, analyse rigide-plastique ou analyse élastique-plastique

(Figure 1.18). Cependant, l'idéalisation bilinéaire est la solution la plus utilisée. [4]

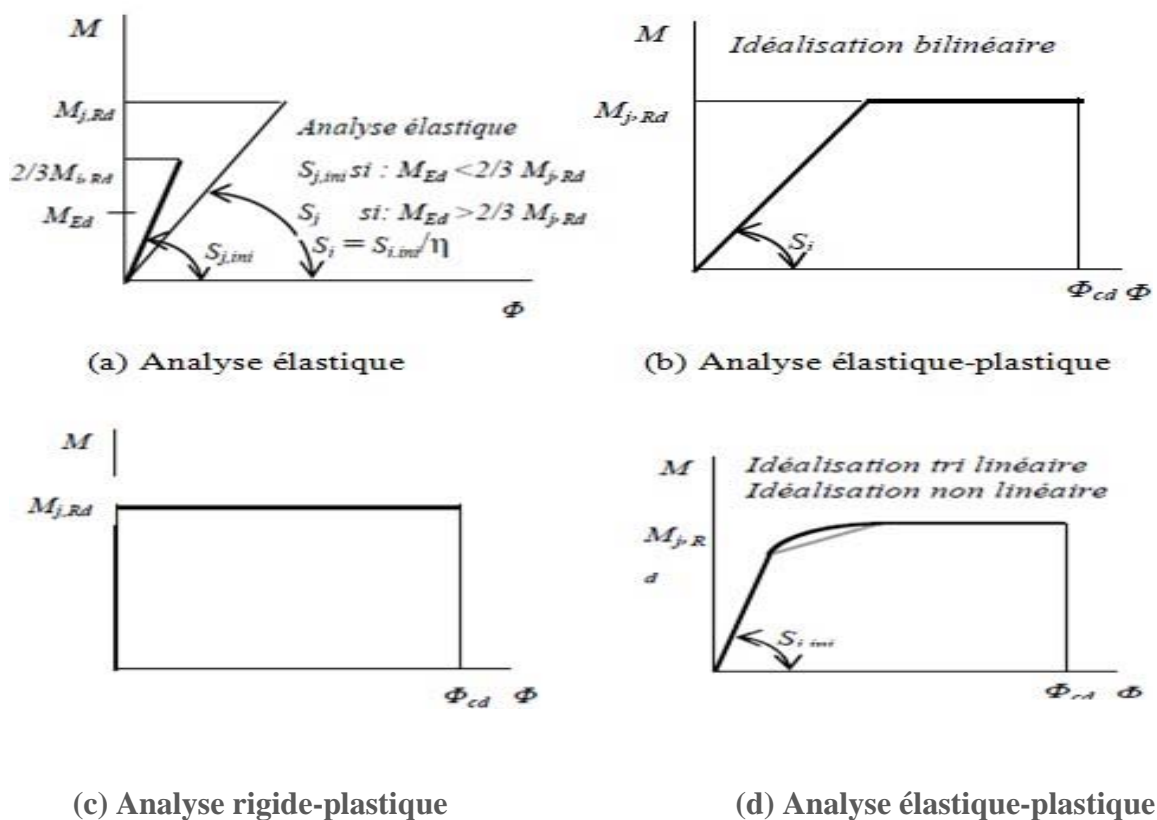


Figure I.18 : Idéalisations des courbes moment-rotation des assemblages

I.10 Modélisation des assemblages

Le comportement des assemblages affecte le comportement global des structures. La prise en compte du comportement des assemblages permet d'avoir différents types de modèles de structures à savoir les structures simples, continues et semi-continues correspondant respectivement aux modèles d'assemblages articulés, rigides et semi-rigides.

Actuellement, dans la pratique courante, les assemblages sont considérés dans le calcul des structures comme rigides ou articulés. A cet effet, ils doivent être calculés pour satisfaire les classifications des assemblages rigides ou articulés. Réellement, les assemblages sont semi-rigides. Ils peuvent être modélisés sous forme de ressorts en spirale présentant des relations moment-rotation pouvant aller du type linéaire élastique au type non linéaire qui tient compte de la capacité de rotation. L'utilisation d'un modèle d'analyse globale de la structure linéaire élastique impose une modélisation linéaire élastique des assemblages. Pour l'analyse élastique parfaitement plastique, un modèle d'assemblage bilinéaire est nécessaire. Par conséquent, le type d'analyse de la structure utilisé a un effet direct sur le degré de complexité du modèle d'assemblage à considérer, particulièrement lorsqu'une analyse plastique est utilisée et que la formation de rotules dans les assemblages est autorisée. [8]

Dans le cas d'une analyse globale élastique de la structure, seules les caractéristiques de rigidité sont utilisées pour la modélisation des assemblages. Dans le cas d'une analyse rigide plastique, la caractéristique principale est la résistance. Dans tous les autres cas, ce sont à la fois les caractéristiques de rigidité et de résistance qui gouvernent la manière dont il convient de modéliser les assemblages. Ces possibilités sont illustrées dans le tableau I.4.

Tableau I.4 : Hypothèses d'assemblage et d'analyse globale de la structure

Analyse globale	Types d'assemblage utilisé		
Elastique	Articulation	Rigide	Semi-rigide
Rigide-plastique	Articulation	Résistance complète	Résistance partielle
Elastique plastique	Articulation	Rigide et résistance complète	<ul style="list-style-type: none"> • Semi rigide et résistance partielle • Semi rigide et résistance totale • Rigide et résistance partielle
Modélisation de structure	Simple	Continue	Semi-continue

En vue d'une analyse globale de la structure, trois types de calcul peuvent être effectués. Ils sont liés à la classification de l'assemblage : un assemblage rigide assure la continuité des moments de la liaison, un assemblage semi-rigide assure seulement une continuité partielle et un assemblage articulé n'assure pas de continuité entre les éléments.

Les assemblages rigide et articulé sont les cas conventionnels qui conduisent à un calcul simple mais les assemblages réels sont situés entre ces deux cas. Ainsi, pour une analyse

élastique-plastique globale de la structure, l'assemblage peut être représenté par un ressort flexionnel qui tient compte de ses sources de déformabilité. [8]

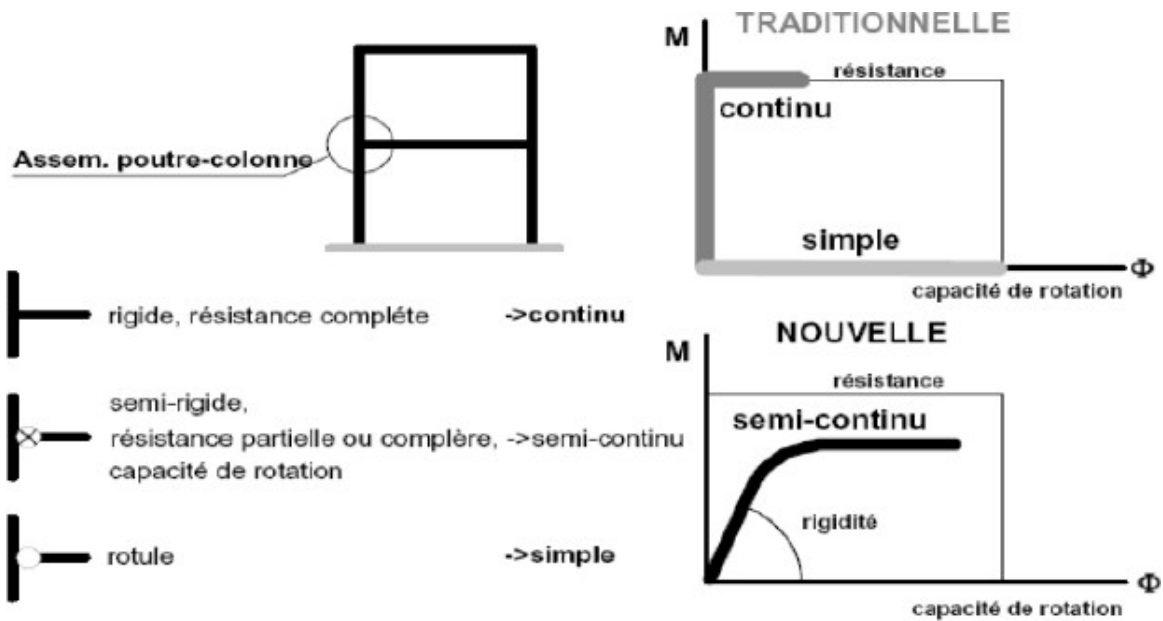


Figure I.19 : Modélisation d'un assemblage [8]

Chapitre II

Étude climatique

II.1 Introduction

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige. De plus des déformations peuvent être imposées à la structure, par exemple dues au tassement ou à la dilatation thermique. Ces charges sont des actions « indirectes ». Si on applique une approche quantitative à l'analyse des structures, il est nécessaire de pouvoir identifier l'intensité de ces actions. De plus, si la structure doit se comporter de façon satisfaisante pendant sa durée de vie, il est nécessaire de bien comprendre la nature de ces charges et de prendre des mesures appropriées afin d'éviter les problèmes, par exemple de fatigue ou de vibration.

II.2 Etude de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

II.2.1 Calcul des charges de la neige

$$S = \mu \times S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{RNV99, page 13})$$

Avec :

μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

S_k (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige.

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100} \quad (\text{RNV99, page 16})$$

Notre construction située à Constantine, donc : c'est la zone A de neige. (RNV99 tableaux A1.1, page 27).

Avec : H=644m H : est l'altitude.

$$S_k = 0.601 \text{ KN / m}^2$$

On a :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \mu = 0,8 \quad (\text{RNV99, Tableau 6.1, page 17})$$

$$S = \mu \cdot S_k \quad \longrightarrow \quad S = 0.8 \times 0.601$$

$$S = 0.481 \text{ KN/m}^2$$

II.3 Etude du vent

II.3.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement RNV99. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

II.3.2 Pression due au vent q_j

Notre construction appartient à la catégorie I (§ 1.1.3, RNV99, page 38).

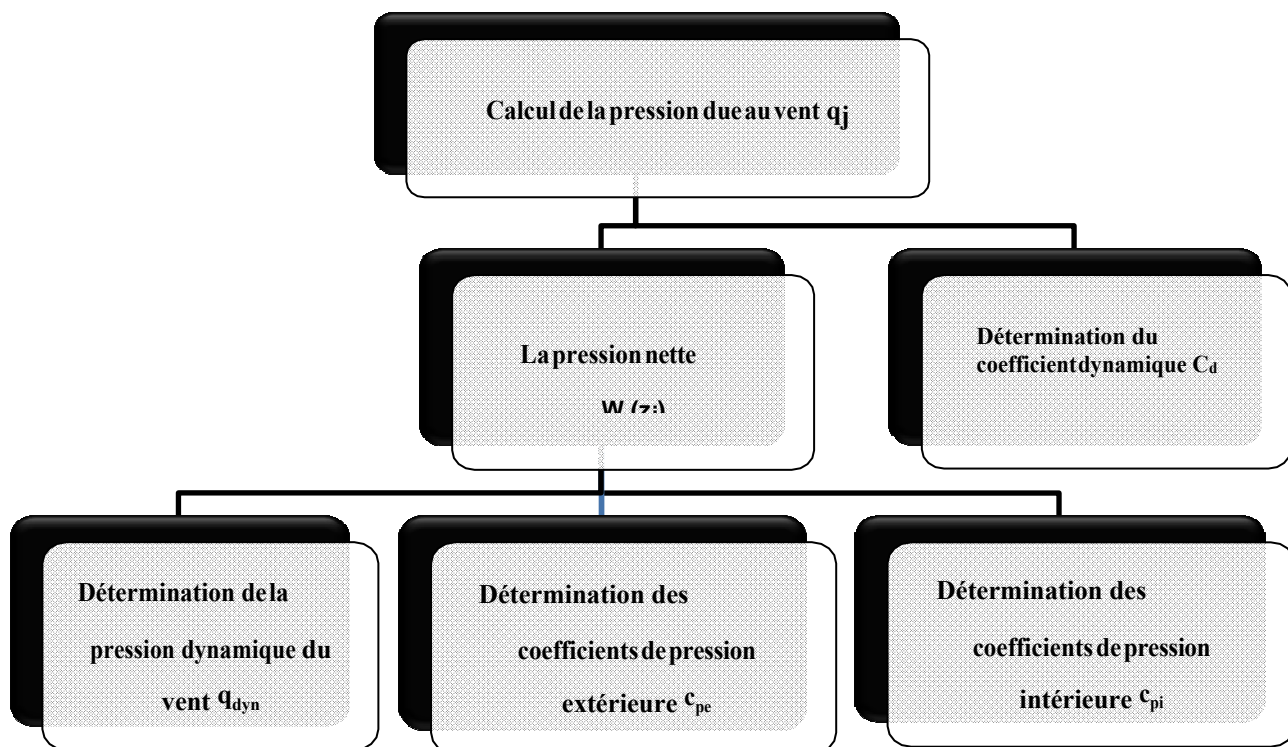


Figure II.1 : Organigramme pour la détermination des pressions dues au vent

$$q_j = Cd \times W(z) \dots\dots\dots [N / m^2] \text{ (RNV99, page40)}$$

Avec :

$$W(z) = q_{dyn}(z_j) \times [Cpe - Cpi] \dots\dots [N / m^2] \text{ (RNV99, page40)}$$

$$\Rightarrow q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \dots \dots \dots [N/m^2].$$

Avec :

q_j : La pression due au vent.

C_d : le coefficient dynamique de la construction (RNV99, Figure 3.2, page 52)

W (z_j) : (en N/m²) est la pression nette.

q_{dyn}: est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur **z_j** relative à l'élément de surface **j**.

C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure

II.3.2.1 Détermination de C_d :

C_d est donné en fonction de :

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

h : (en m) qui désigne la hauteur total de la construction

en fonction de directions du vent :

V1 La direction du vent perpendiculaire à la façade principale.

V2 La direction du vent parallèle à la façade principale.

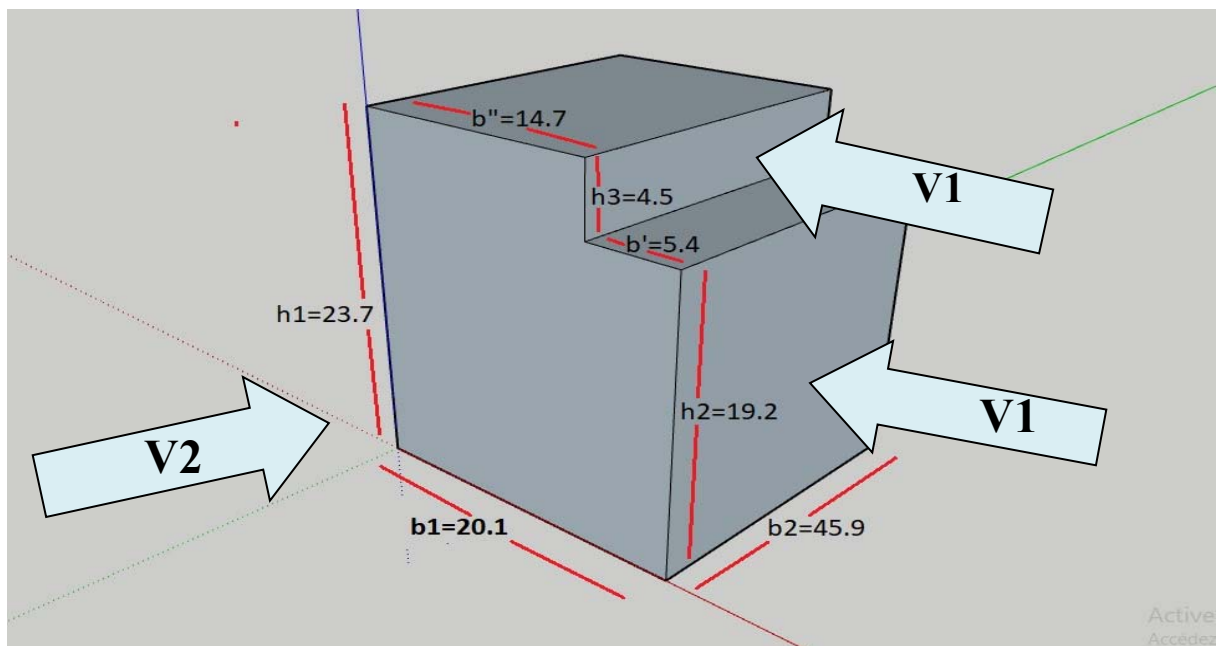


Figure II.2 : les deux directions principales du vent

1^{er} cas : vent perpendiculaire à la façade principale

$h = 23.70 \text{ m}$

$b = 20.10 \text{ m}$

Après interpolation :

$C_d = 0.93$ (reporter à RNV99, la figure 3.2, page 51).

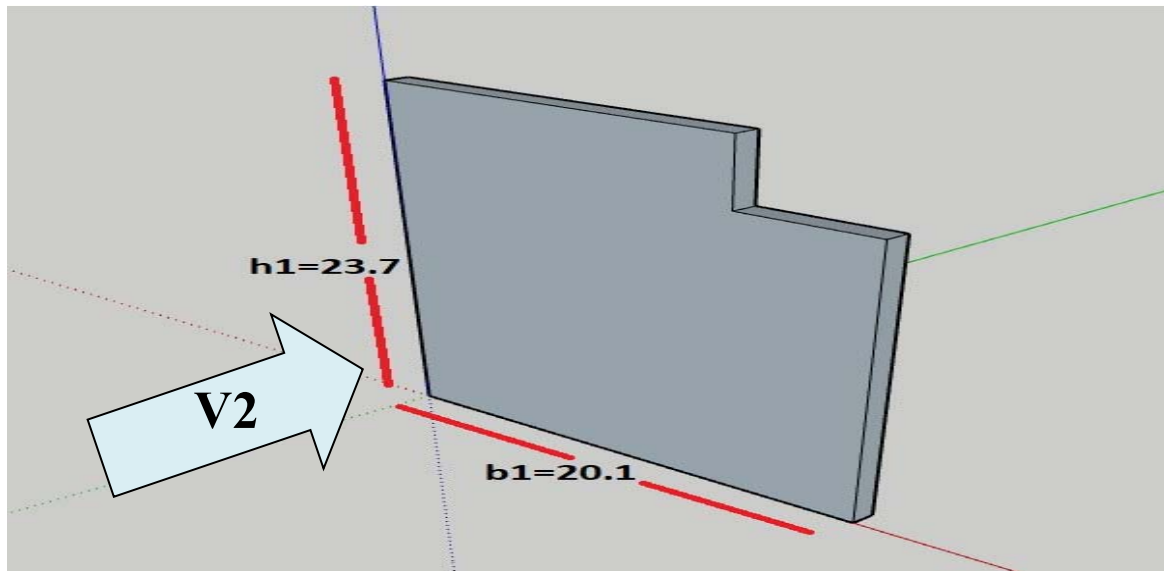


Figure II.3 : Le vent perpendiculaire à la façade principale

2eme cas : vent parallèle à la façade principale**1^{er} cas :**

$h = 19.20 \text{ m}$

$b = 45.90 \text{ m}$

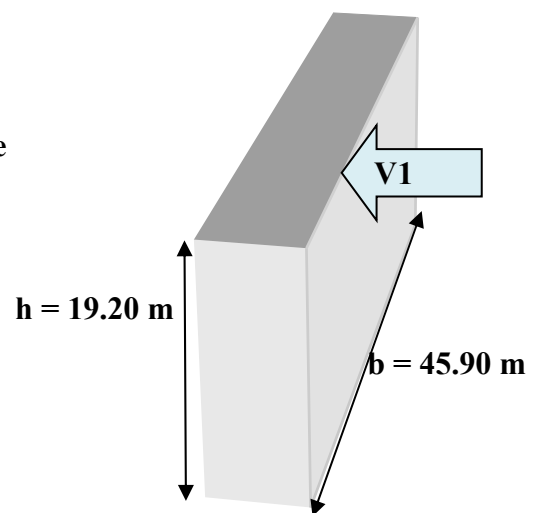


Figure II.4 : Le parallèle parallèle à la façade principale 1^{er} cas

Après interpolation :

$C_d = 0.87$ (reporter à RNV99, la figure 3.2, page 51).

2^{ème} cas :

$h = 4.50 \text{ m}$

$b = 45.90 \text{ m}$

Après interpolation :

$C_d = 0.90$ (reporter à RNV99, la figure 3.2, page 51).

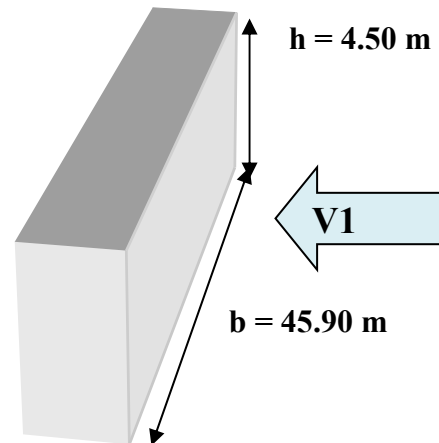


Figure II.5 : Le parallèle parallèle à la façade principale 2^{ème} cas

3^{ème} cas :

$h = 23.7 \text{ m}$

$b = 45.90 \text{ m}$

Après interpolation :

$C_d = 0.88$ (reporter à RNV99, la figure 3.2 , page 51).

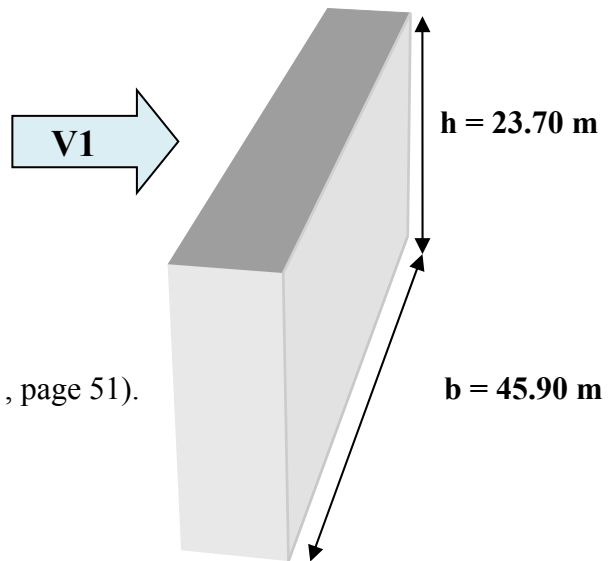


Figure II.6 : Le parallèle parallèle à la façade principale 3^{ème} cas

Conclusion

On a $C_d < 1,2$ donc la structure est sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent (§3.2 du RNV99 , page 37).

II.3.2.2 Calcul de la pression dynamique q_{dyn}

La construction à une hauteur supérieure à 10 m, doit être considérée comme étant constituée de n éléments de surface ; (n est le nombre de niveaux de la construction), de hauteur égale à la hauteur d'étage pour les parois verticales et la hauteur totale pour la toiture.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j) \dots \dots \dots \text{ [N/m}^2\text{]} \text{ (§3.2 RNV99, page 45)}$$

Avec :

q_{ref} : pression dynamique de référence

$$q_{ref} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)} \text{ (tableau 2.3, page 46).}$$

C_e : le coefficient d'exposition.

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad (\text{\S}3.3.2 \text{ RNV99, page 46})$$

C_t : le coefficient de topographie.

On a le site est plat, donc le coefficient de topographie $C_t = 1$

K_T : facteur de terrain.

D'après le tableau 2.4, page 47 La catégorie de terrain est IV (zone urbaine dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m).

Les valeurs des paramètres (K_T ; Z_0 ; Z_{\min}) sont données dans le tableau suivants :

Tableau II.1 : définition des catégories de terrain.

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0(\text{m})$	$Z_{\min}(\text{m})$	ϵ
IV	0,24	1	16	0,46

Avec :

$Z_0(\text{m})$: paramètre de rugosité.

$Z_{\min}(\text{m})$: hauteur minimale.

ϵ : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

C_r : le coefficient de rugosité.

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Pour } z_{\min} \leq z \leq 200m \\ \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{Pour } z < z_{\min} \end{array} \right. \quad (\text{\S}4.2 \text{ RNV99, Page 47}).$$

$Z(\text{m})$: la hauteur considéré.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Valeurs des pressions dynamiques q_{dyn}

Niveau (étage)	Z (m)	$C_r (Z)$	$C_e (Z)$	$q_{dyn}[N/m^2]$
RDC	6	0.665	1.559	584.625
1	10.4	0.665	1.559	584.625
2	14.8	0.665	1.559	584.625
3	19.20	0.709	1.694	635.250
4	23.7	0.760	1.854	695.250
toiture	24.3	0.766	1.874	702.750

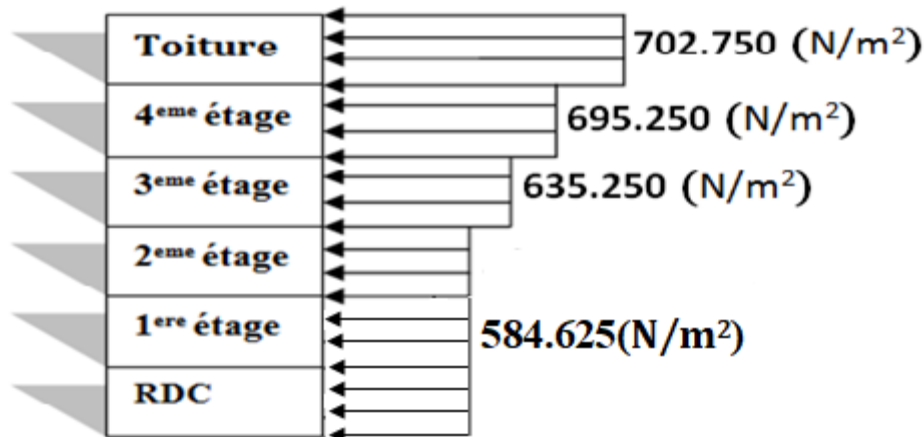


Figure II.7 : Répartition de la pression dynamique

I.3.2.3 Calcul des coefficients de pressions

II.3.2.3.1 Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe}

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 C_{pe} = C_{pe1} \dots\dots\dots \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} + C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \dots \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \text{ (§1.1.1.2 RNV99.page 64)} \\
 C_{pe} = C_{pe10} \dots\dots\dots \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{array} \right.$$

Avec :

S : la surface chargée de la paroi considérée.

$$S_1 = (23.7 * 20.1) - (4.5 * 5.4) = 452.07 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (19.20 * 45.90) = 881.280 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (4.5 * 45.9) = 206.55 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (23.70 * 45.9) = 1087.83 \text{ m}^2$$

On a :

$$S_4 > S_2 > S_1 > S_3 > 10 \text{ m}^2 \implies C_{pe} = C_{pe10}$$

✚ Parois verticales

➤ Vent perpendiculaire au long pan (sens V_1) :

Pour cette direction du vent :

$$b = 45.90 \text{ m.}$$

$$h = 23.70 \text{ m.}$$

$$d = 20.10 \text{ m}$$

$$e = \min [b, 2h] \implies e = \min [45.90, 2 * 23.70] \implies e = 45.90 \text{ m}$$

On a :

$$e > d = 20.10 \text{ m (largeur du bâtiment).}$$

$e > d$ alors la paroi est divisée A , B , D, E qui sont données par les figure suivants :

Avec : A , B , D, E les zones de parois et toiture

En élévation :

$$\frac{e}{5} = 9.18 \text{ m}$$

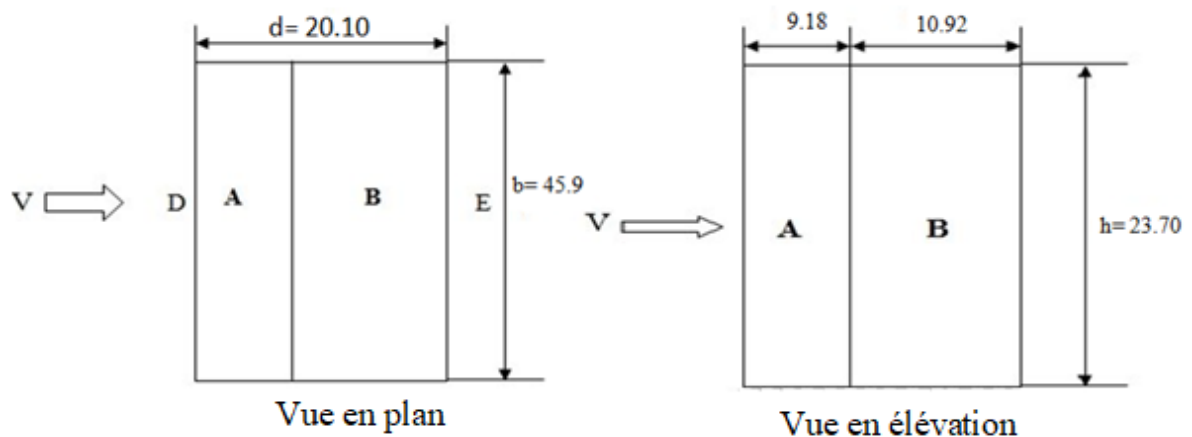


Figure II.8 : Zone de pression pour les parois verticales (long pan)

Les valeurs des coefficients de pression extérieure sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : C_{pe} pour les parois verticales (long pan)

	A	B	D	E
C_{pe10}	- 1.0	- 0.8	+ 0.8	- 0.3

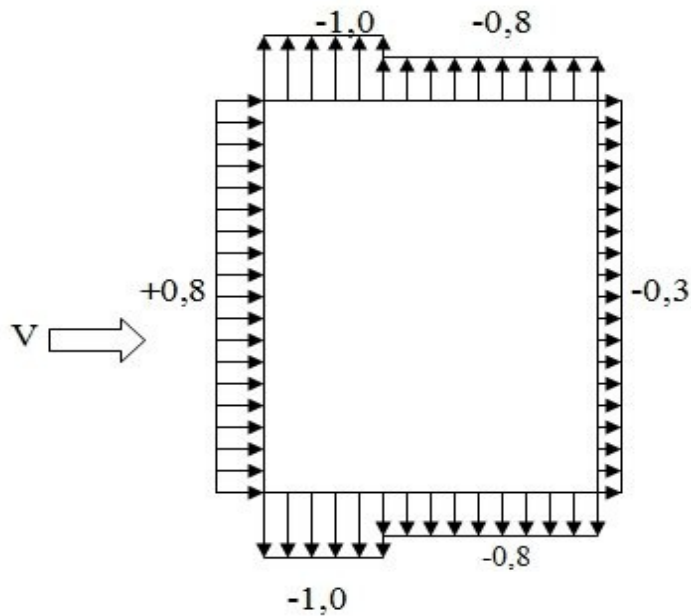


Figure II.9 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales (long pan)

➤ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V_2) :**

Pour cette direction du vent :

$b = 20.10 \text{ m.}$

$h = 23.70 \text{ m.}$

$d = 45.90 \text{ m}$

$e = \min [b, 2h] \implies e = \min [20.10, 2 \cdot 23.70] \implies e = 20.10 \text{ m}$

On a :

$e < d = 45.90$ (largeur du bâtiment).

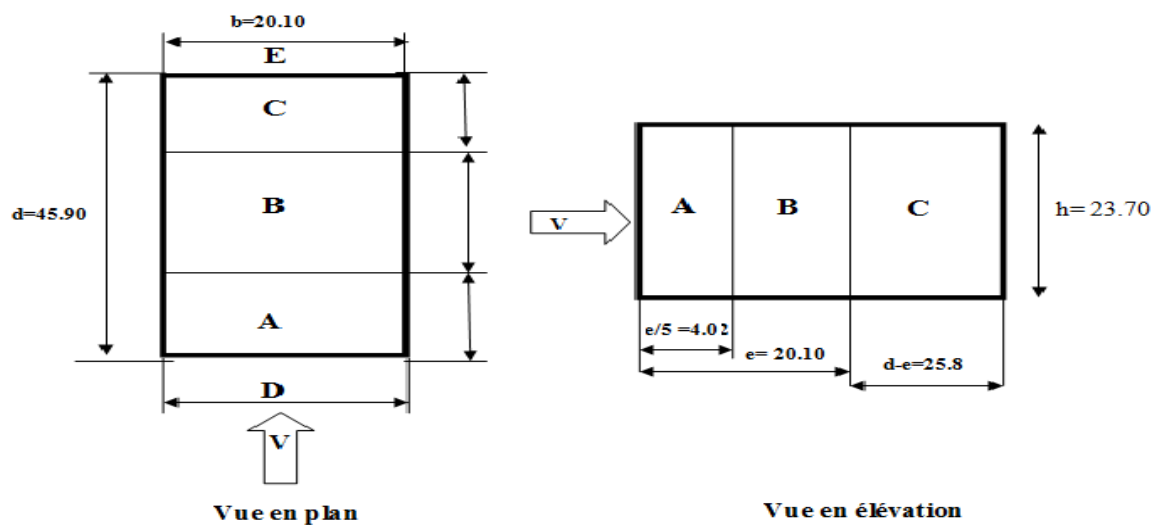


Figure II.10 : Zone de pression pour les parois verticales (pignon)

Les valeurs des coefficients de pression extérieure sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : C_{pe} pour les parois verticales (pignon)

	A	B	C	D	E
C_{pe10}	- 1.0	- 0.8	- 0.5	+ 0.8	- 0.3

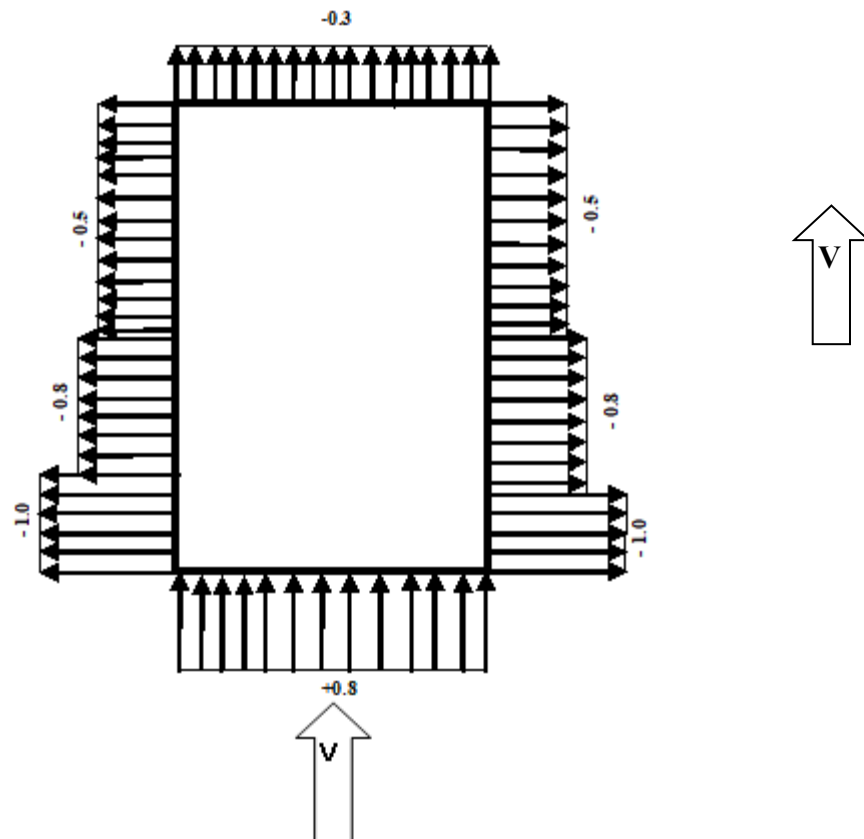


Figure II.11 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales (pignon)

✚ Terrasse avec acrotère

Dans notre projet on a Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°, donc d’après (RNV 99. paragraphe 1.1.3 du chapitre 5, la figure 5.2, tableau 5.1 ,page 65) en déterminer les différentes zones de pression et les valeurs du coefficient C_{pe1} et C_{pe10} .

$h_p = 0.60$ m (hauteur de l’acrotère)

$h = 23.70$ m (hauteur du bâtiment seul)

$b = 20.10$ m (longueur total du bâtiment)

$d = 45.90$ m (largeur du bâtiment)

$e = \min [b ; 2h] \quad \Rightarrow \quad e = \min [20.10 ; 2*23.70]$

$\Rightarrow \quad e = 20.10$ m

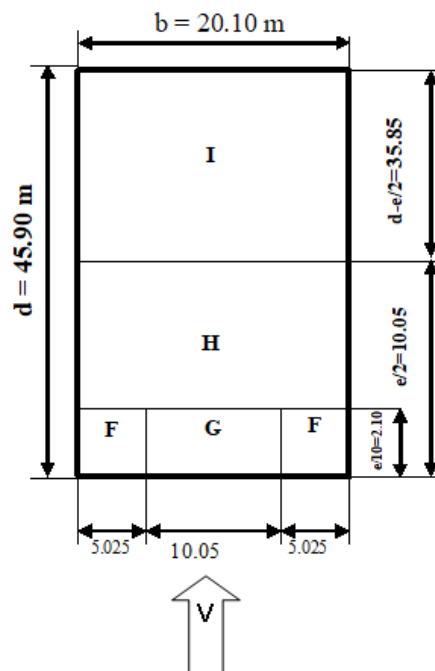


Figure II.12 : vent sur la terrasse avec acrotère

On a une arête vive donc Les valeurs des coefficients de pression extérieure C_{pe10} et C_{pe1} sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : C_{pe} pour sur la terrasse avec acrotère

	F	G	H	I
C_{pe10}	-1.8	-1.2	-0.7	+ 0.2

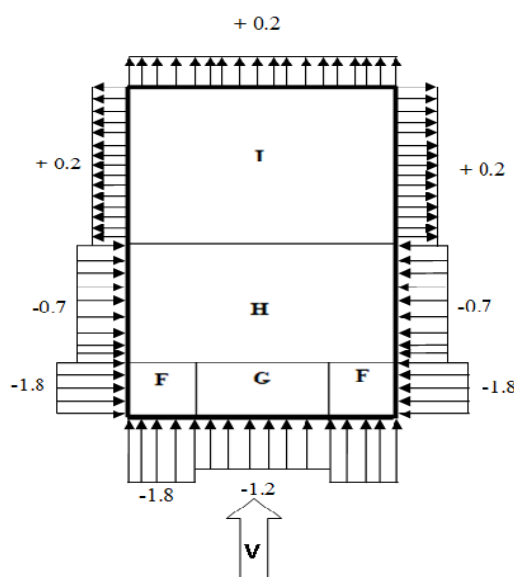


Figure II.13 : Valeur de C_{pe} pour la terrasse avec acrotère

II.3.2.3.2 Calcul des Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Dans notre cas on un structure avec cloison intérieur donc :

$$\left. \begin{array}{l} C_{pi} = +0.8 \\ C_{pi} = -0.5 \end{array} \right\} (\S 2.2.2, RNV99, \text{ page } 79)$$

🚧 La pression due au vent q_j :

Les résultants de q_j sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau II.6: Les valeurs des pressions q_j sur RDC et étage 1 et étage 2 ($C_d=0.93$)

NIVEAU	ZONE	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}		long pan(V_1)		Pignon (V_2)	
					$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}$	$q_{j,2}$	$q_{j,1}$	$q_{j,2}$
RDC/1/2	A	0.93	584.625	- 1.0	+0.8	-0.5	-978.66	-271.85	-978.66	-271.85
RDC/1/2	B	0.93	584.625	- 0.8	+0.8	-0.5	-869.92	-163.11	-869.92	-163.11
RDC/1/2	C	0.93	584.625	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-706.81	0
RDC/1/2	D	0.93	584.625	+0.8	+0.8	-0.5	0	706.81	0	706.81
RDC/1/2	E	0.93	584.625	- 0.3	+0.8	-0.5	-598.07	108.74	-598.07	108.74

Tableau II.7: Les valeurs des pressions q_j sur étage 3 ($C_d=0.93$)

NIVEAU	ZONE	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}		Long pan(V_1)		Pignon (V_2)	
					$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}$	$q_{j,2}$	$q_{j,1}$	$q_{j,2}$
étage 3	A	0.93	635.250	- 1.0	+0.8	-0.5	-1063.41	-295.39	-1063.41	-295.39
étage 3	B	0.93	635.250	- 0.8	+0.8	-0.5	-945.25	-177.23	945.25	-177.23
étage 3	C	0.93	635.250	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-768.02	0
étage 3	D	0.93	635.250	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	768.02	0	768.02
étage 3	E	0.93	635.250	- 0.3	+0.8	-0.5	-649.86	118.16	-649.86	118.16

Tableau II.8: Les valeurs des pressions q_j sur étage 4 ($C_d=0.93$)

NIVEAU	ZONE	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}		long pan(V_1)		Pignon (V_2)	
					$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}$	$q_{j,2}$	$q_{j,1}$	$q_{j,2}$
étage 4	A	0.93	695.250	- 1.0	+0.8	-0.5	-1163.85	-323.29	-1163.85	-323.29
étage 4	B	0.93	695.250	- 0.8	+0.8	-0.5	-1034.53	-193.97	-1034.53	-193.97
étage 4	C	0.93	695.250	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-840.56	0
étage 4	D	0.93	695.250	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	840.56	0	840.56
étage 4	E	0.93	695.250	- 0.3	+0.8	-0.5	-711.24	129.32	-711.24	129.32

Tableau II.9: Les valeurs des pressions qj sur la toiture (Cd=0.93)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
Toiture	F	0.93	702.750	-1.8	+0.8	-0.5	-1699.25	-849.62
Toiture	G	0.93	702.750	-1.2	+0.8	-0.5	-1307.11	-457.49
Toiture	H	0.93	702.750	-0.7	+0.8	-0.5	-980.34	-130.71
Toiture	I	0.93	702.750	+ 0.2	+0.8	-0.5	392.13	457.49

Tableau II.10: Les valeurs des pressions qj sur RDC et étage 1 et étage 2 (Cd=0.87)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}		long pan(V ₁)		Pignon (V ₂)	
					C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
RDC/1/2	A	0.87	584.625	- 1.0	+0.8	-0.5	-915.52	-254.31	-915.52	-254.31
RDC/1/2	B	0.87	584.625	- 0.8	+0.8	-0.5	-813.80	-152.59	-813.80	-152.59
RDC/1/2	C	0.87	584.625	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-661.21	0
RDC/1/2	D	0.87	584.625	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	661.21	0	661.21
RDC/1/2	E	0.87	584.625	- 0.3	+0.8	-0.5	-559.49	101.72	-559.49	101.72

Tableau II.11: Les valeurs des pressions qj sur étage 3 (Cd=0.87)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}		long pan(V ₁)		Pignon (V ₂)	
					C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
étage 3	A	0.87	635.250	- 1.0	+0.8	-0.5	-994.80	-276.33	-994.80	-276.33
étage 3	B	0.87	635.250	- 0.8	+0.8	-0.5	-884.27	-165.80	-884.27	-165.80
étage 3	C	0.87	635.250	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-718.47	0
étage 3	D	0.87	635.250	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	718.47	0	718.47
étage 3	E	0.87	635.250	- 0.3	+0.8	-0.5	-607.93	110.53	-607.93	110.53

Tableau II.12: Les valeurs des pressions qj sur étage 4 (Cd=0.87)

NIVEAU	ZON	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}		long pan(V ₁)		Pignon (V ₂)	
					C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
étage 4	A	0.87	695.250	- 1.0	+0.8	-0.5	-1088.76	-320.43	-1088.76	-320.43
étage 4	B	0.87	695.250	- 0.8	+0.8	-0.5	-967.79	-181.46	-967.79	-181.46
étage 4	C	0.87	695.250	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-786.33	0
étage 4	D	0.87	695.250	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	786.33	0	786.33
étage 4	E	0.87	695.250	- 0.3	+0.8	-0.5	-665.35	120.97	-665.35	120.97

Tableau II.13: Les valeurs des pressions qj sur la toiture (Cd=0.87)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
Toiture	F	0.87	702.750	-1.8	+0.8	-0.5	-1589.62	-794.81
Toiture	G	0.87	702.750	-1.2	+0.8	-0.5	-1222.79	-427.97
Toiture	H	0.87	702.750	-0.7	+0.8	-0.5	-917.09	-122.28
Toiture	I	0.87	702.750	+ 0.2	+0.8	-0.5	-366.84	427.97

Tableau II.14: Les valeurs des pressions qj sur RDC et étage 1 et étage 2 (Cd=0.90)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}		long pan(V ₁)		Pignon (V2)	
					C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
RDC/1/2	A	0.90	584.625	- 1.0	+0.8	-0.5	-947.09	-263.08	-947.09	-263.08
RDC/1/2	B	0.90	584.625	- 0.8	+0.8	-0.5	-841.86	-157.85	-841.86	-157.85
RDC/1/2	C	0.90	584.625	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-684.01	0
RDC/1/2	D	0.90	584.625	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	684.01	0	684.01
RDC/1/2	E	0.90	584.625	- 0.3	+0.8	-0.5	-578.78	105.23	-578.78	105.23

Tableau II.15: Les valeurs des pressions qj sur étage 3 (Cd=0.90)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}		long pan(V ₁)		Pignon (V2)	
					C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
étage 3	A	0.90	635.250	- 1.0	+0.8	-0.5	-1029.11	-285.86	-1029.11	-1029.11
étage 3	B	0.90	635.250	- 0.8	+0.8	-0.5	-914.76	-171.52	-914.76	-171.52
étage 3	C	0.90	635.250	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-743.24	0
étage 3	D	0.90	635.250	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	734.24	0	743.24
étage 3	E	0.90	635.250	- 0.3	+0.8	-0.5	-628.90	114.35	-628.90	114.35

Tableau II.16: Les valeurs des pressions qj sur étage 4 (Cd=0.90)

NIVEAU	ZON E	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}		long pan(V ₁)		Pignon (V2)	
					C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
étage 4	A	0.90	695.250	- 1.0	+0.8	-0.5	-1126.31	-312.86	-1126.31	-312.86
étage 4	B	0.90	695.250	- 0.8	+0.8	-0.5	-1001.16	-187.72	-1001.16	-187.72
étage 4	C	0.90	695.250	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-813.44	0
étage 4	D	0.90	695.250	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	813.44	0	813.44
étage 4	E	0.90	695.250	- 0.3	+0.8	-0.5	-688.30	125.15	-688.30	125.15

Tableau II.17: Les valeurs des pressions qj sur la toiture (Cd=0.90)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
Toiture	F	0.90	702.750	-1.8	+0.8	-0.5	-1644.44	-822.22
Toiture	G	0.90	702.750	-1.2	+0.8	-0.5	-1264.95	-442.73
Toiture	H	0.90	702.750	-0.7	+0.8	-0.5	-948.71	-126.50
Toiture	I	0.90	702.750	+ 0.2	+0.8	-0.5	-379.49	442.73

Tableau II.18: Les valeurs des pressions qj sur RDC et étage 1 et étage 2 (Cd=0.88)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}		long pan(V ₁)		Pignon (V ₂)	
					C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
RDC/1/2	A	0.88	584.625	- 1.0	+0.8	-0.5	-926.05	-257.24	-926.05	-257.24
RDC/1/2	B	0.88	584.625	- 0.8	+0.8	-0.5	-823.15	-154.34	-823.15	-154.34
RDC/1/2	C	0.88	584.625	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-668.81	0
RDC/1/2	D	0.88	584.625	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	668.81	0	668.81
RDC/1/2	E	0.88	584.625	- 0.3	+0.8	-0.5	-565.92	102.89	-565.92	102.89

Tableau II.19: Les valeurs des pressions qj sur étage 3 (Cd=0.88)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}		long pan(V ₁)		Pignon (V ₂)	
					C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
étage 3	A	0.88	635.250	- 1.0	+0.8	-0.5	-1006.23	-279.51	-1006.23	-279.51
étage 3	B	0.88	635.250	- 0.8	+0.8	-0.5	-894.43	167.71	-894.43	167.71
étage 3	C	0.88	635.250	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-726.73	0
étage 3	D	0.88	635.250	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	726.73	0	726.73
étage 3	E	0.88	635.250	- 0.3	+0.8	-0.5	- 614.92	111.80	-614.92	111.80

Tableau II.20: Les valeurs des pressions qj sur étage 4 (Cd=0.88)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}		long pan(V ₁)		Pignon (V ₂)	
					C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
étage 4	A	0.88	695.250	- 1.0	+0.8	-0.5	-1101.28	-305.91	-1101.28	-305.91
étage 4	B	0.88	695.250	- 0.8	+0.8	-0.5	-978.91	-183.55	-978.91	-183.55
étage 4	C	0.88	695.250	- 0.5	+0.8	-0.5	/	/	-795.37	0
étage 4	D	0.88	695.250	+ 0.8	+0.8	-0.5	0	795.37	0	795.37
étage 4	E	0.88	695.250	- 0.3	+0.8	-0.5	-673.01	122.36	-673.01	122.36

Tableau II.21: Les valeurs des pressions qj sur la toiture (Cd=0.88)

NIVEAU	ZONE	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1}	q _{j,2}
Toiture	F	0.88	702.750	-1.8	+0.8	-0.5	-1607.89	-803.95
Toiture	G	0.88	702.750	-1.2	+0.8	-0.5	-1236.84	-432.89
Toiture	H	0.88	702.750	-0.7	+0.8	-0.5	-927.63	-123.68
Toiture	I	0.88	702.750	+ 0.2	+0.8	-0.5	-371.05	432.89

II.4 Vérification aux frottements

Vous devez être vérifié la condition suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{h} \geq 3 \\ \frac{d}{b} \geq 3 \end{array} \right. \quad (\text{RNV99, § 1.4.2, page 41})$$

✓ **long pan(V1) :**

$$d/h = 20.1/24.3 = 0.827 < 3$$

$$d/b = 20.1/45.9 = 0.43 < 3$$

✓ **Pignon (V2) :**

$$d/h = 45.9/24.3 = 1.89 < 3$$

$$d/b = 45.9/20.1 = 2.28 < 3$$

La condition n'est pas vérifiée donc il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

Chapitre III

Pré dimensionnement des éléments secondaires

III.1 Étude de l'acrotère

III.1.1 Définition

L'acrotère est un élément décoratif qui coiffe la structure, c'est un ouvrage exposé aux intempéries réalisé en béton armé.

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée à sa base au plancher terrasse, est soumise à une flexion composée due à un effort normal (F_p) et un moment provoqué par une surcharge due à la main courante majorée de 50% pour une terrasse inaccessible.

On adopte les dimensions :

- Hauteur : $H=0.6m$.
- Epaisseur : $e=0.1m$.

III.1.2 Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bonde de un mètre.

III.1.3 Evaluation des actions

✚ Action permanent

La surface et le périmètre de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.02 \times 0.1/2) = 0.069m^2$$

$$U = 0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.5 = 1.48 \text{ m}$$

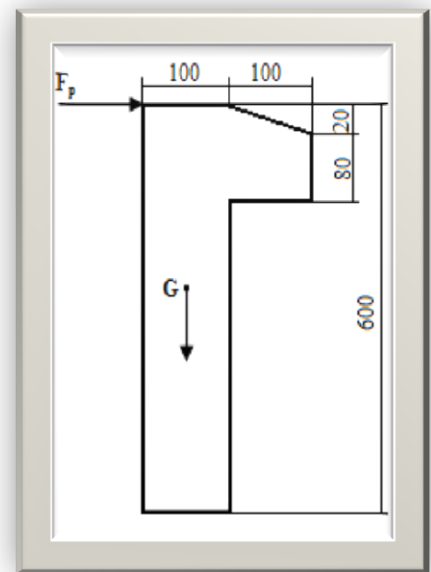


Figure III.1 : dimensions de l'acrotère

Poids propre de l'acrotère..... $G_1 = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Poids de l'enduit de ciment..... $G_2 = (1.48 \times 0.18) \times 2 = 0.533 \text{ KN/ml}$

$$G = 2.258 \text{ KN/ml}$$

✚ Action d' exploitation..... $Q = 1 \text{ kN/m}$

✚ Action sismique

Pour déterminer la force horizontale (F_p) agissant sur l'acrotère, on utilise la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA99. versions 2003. page 56})$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone (RPA 99 .versions 2003.tableau 4-1 page 38)

$$A=0.15 \text{ (zone sismique IIA groupe 2)}$$

C_p : facteur de force horizontale : C_p=0,8 (RPA 99 .versions 2003.tableau 6-1 page 56)

W_p : poids de l'élément considéré

AN:

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.258$$

$$F_p = 1.084 \text{ KN}$$

III.1.4 Calcul des sollicitations

L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} G ; \text{ crée un effort normal : } NG = G = 2.258 \text{ KN} \\ Q ; \text{ crée un moment de renversement : } MQ = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times h = 1.084 \times 0.6 \implies M_{Fp} = 0.65 \text{ KN.m} \\ M = \max(MQ ; M_{Fp}) \implies M = 0.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Combinaisons d'actions :

Tableau III.1 : sollicitations et combinaisons d'action.

	ELU	ELS
sollicitations	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	4.548	3.258
M(KN.m)	1.5M = 0.975	M = 0.65

III.1.5 Ferrailage de l'acrotère (selon le BAEL 91)

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.09 \text{ m}$$

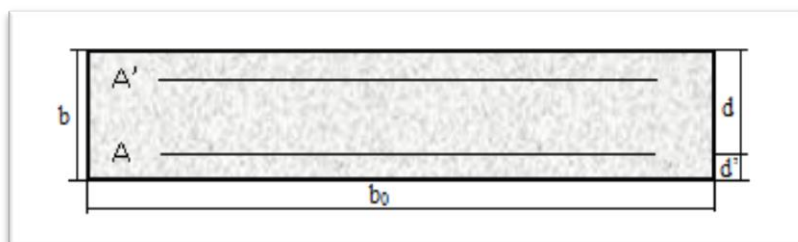


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère

Remarque :

- On prendra l'acier de classe FeE400 pour les armatures
- $F_{c28}=25\text{MPa}$
- $F_{t28}=2.1\text{MPa}$. (résistance caractéristique en traction)
- $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$ sont des coefficients de sécurité

✚ **Calcul a l'ELU :**

La position du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} > \frac{h}{6}$$

AN :

$$\frac{0.975}{4.548} = 0.214 > 0.016$$

On trouve que le centre de pression est situé à l'extérieur de la section de béton, cette dernière est partiellement comprimée. Le calcul s'effectuera donc en flexion simple sous un moment réduit M_{bu} puis en flexion composée où la section d'armatures qui sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

a) En flexion simple :

$$\text{Moment réduit : } \mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\text{Effort de compression : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.16 \text{ MPa}$$

θ : En fonction de la durée de l'application de la combinaison soit $\theta=1$ $t > 24h$

$$\text{Donc : } \mu_{bu} = 0.0085$$

On a l'acier FEe400 : A partir de guide pratique de BAEL $10^4 \mu_{bu} = 3440 \cdot \gamma + 49 f_{c28} - 3050$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{0.975}{0.65} = 1.5$$

$$\text{D'où : } \mu_{lu} = (3440 \times 1.5 + 49 \times 25 - 3050) / 10^4 = 0.33$$

$\mu_{bu} = 0.0085 < \mu_{lu} \implies$ il n'y a pas d'armatures comprimées c a d :

$$\begin{cases} A_s' = 0 \\ A_s = \frac{M_u}{z_b \times f_{ed}} \end{cases}$$

Avec:

$$f_{ed} = \frac{F_{ed}}{\gamma_s}$$

$$z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}]$$

AN :

$$F_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = 0.09[1 - 0.6 \times 0.0085] = 0.0895 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0.975 \times 106}{89.5 \times 348} = 31.30 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s = 0.31 \text{ cm}^2$$

b) En flexion composée (section réelle d'acier tendu)

$$A - \frac{Nu}{F_{ed}} \quad \Rightarrow \quad 31.30 - \frac{4548}{348} = 18.23 \text{ cm}^2$$

C) Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23bd * f_{t28} / f_e \quad \Rightarrow \quad A_{min} \geq 0.23 * 100 * 9 * (2.1/348) = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{min}; A_s) = \max(1.25; 0.31) = 1.25 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 2.01 \text{ cm}^2$; on admet un ferrailage de 4 barres de T8 mm sur chaque mètre de l'acrotère (4T8).

d) Armature de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.503 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

✚ Espacement

$$\text{Armature principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armature de répartition : } S_t \leq \frac{60}{4} = 15 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

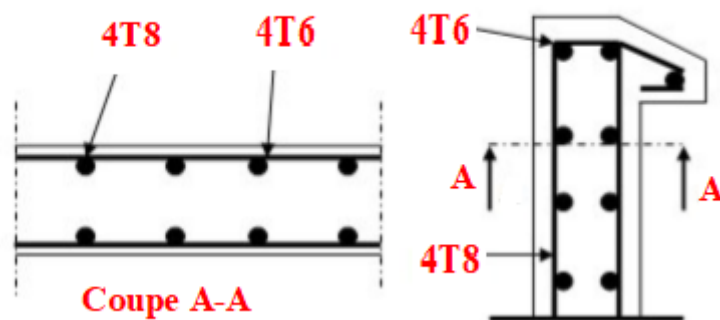


Figure III.3: ferrailage de l'acrotère

III.2 ÉTUDE DES ESCALIERS

III.2.1 Définition

- **Un escalier** : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.
- **Un palier** : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Une volée** : est une partie droite ou courbé d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Un limon** : élément incliné supportant les marches. pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.

III.2.2 Choix des dimensions

Les hauteurs des étages du bâtiment sont différentes, pour cela nous avons étudié les escaliers de passage du RDC au 1^{er} étage ; puis généralisé la conception sur les autres étages.

✚ Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier (Figure III.4) :

- ✓ La hauteur de l'étage : $H = 6$ m.
- ✓ Les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{hauteur de la marche, } 16.5 \leq h \leq 18.5 \text{ cm} \\ g : \text{largeur de la marche (giron), } 27 \leq g \leq 30 \text{ cm} \\ 60 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm. (Formule de BLONDEL)} \end{array} \right.$$

n : le nombre de contres marches $n = \frac{H}{h}$

n' : le nombre des marches : $n' = [n - 1]$

L : longueur de paillasse : $L = g(n - 1)$

H' : hauteur de paillasse : $H' = n * h$

L_p : largeur de paillasse : $L_p = \sqrt{H^2 + L^2}$

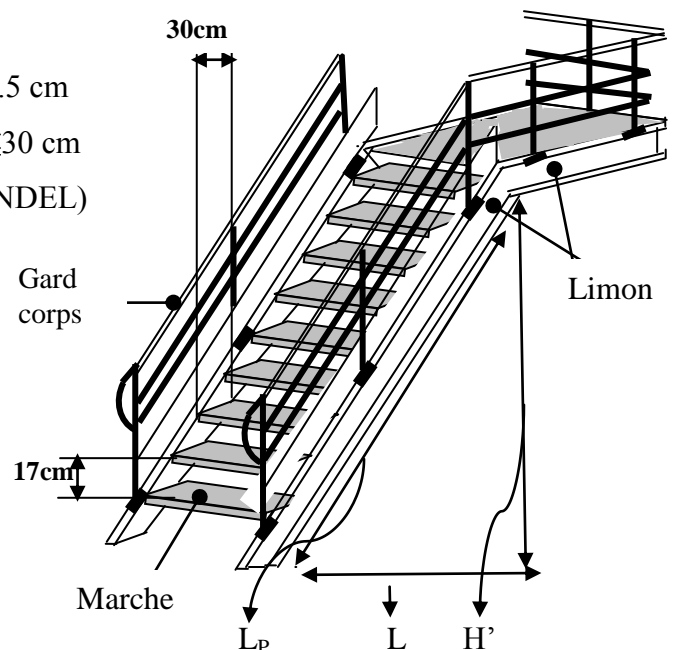


Figure III.4: vue de l'escalier

Tableau III.2 : Le dimensionnement des escaliers

étage	H(m)	h(cm)	g(cm)	n	n'	L(m)	H'(m)	L _P (m)	Formule de blondel
RDC	6	17	30	36	35	2.70	1.70	3.19	CV
1 ^{ere} ; 2 ^{eme} ; 3 ^{eme}	4.4	17	30	26	25	2.40	1.53	2.85	CV

Remarque :

RDC :

Volé 1 : 10 contre marche \Rightarrow 9 marches

Volé 2 : 8 contre marche \Rightarrow 7 marches

Volé 3 : 10 contre marche \Rightarrow 9 marches

Volé 4 : 8 contre marche \Rightarrow 7 marches

1^{ere} ; 2^{eme} ; 3^{eme} :

Volé 1 : 9 contre marche \Rightarrow 8 marches

Volé 2 : 8 contre marche \Rightarrow 7 marches

Volé 3 : 9 contre marche \Rightarrow 8 marches

III.2.3 Etude des marches

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 3/5cm rigidifiées par des cornières. Ces derniers sont soudés au limon.

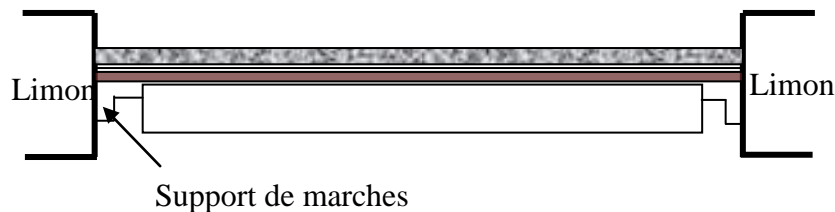


Figure III.5: Sur chargement sur une marche

✚ Evaluation des charges

➤ **Charges permanent :**

- Support de marche (estimer) : $p_1=8\text{daN/m}$
- Tôle striée d'épaisseur 5mm : $p_2=40\text{daN/m}^2$
- Mortier de pose : $p_3=40\text{daN/m}^2$
- Revêtements carrelage : $p_4=40\text{daN/m}^2$

Charge totale : $G= (p_2+ p_3+ p_4) \times g + p_1$

$$G = (40+40+40) \times 0.3 + 8 = 44 \text{ daN/m}$$

➤ Charges d' exploitation :

$$Q = 250 \times g = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/m}$$

✚ Pré dimensionnement des cornières

$$q_s = G + Q = 44 + 75 = 119 \text{ daN/m} \dots\dots\dots \text{ (Combinaison à l'ELS)}$$

Le pré dimensionnement de la Cornière de marcheuse fait à partir de la condition de la flèche suivant :

$$f = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{300} \quad \text{Avec : } L = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } I_y \geq \frac{5 q L^3 300}{384 E} = \frac{5 \times 119 \times 150^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6} \implies I_y \geq 7,47 \text{ cm}^4$$

On adopte une cornière de (L 45x45x5)

Avec : $I_y = 7.84 \text{ cm}^4$

$$P = 0.0338 \text{ kN/ml}$$

$$W_{ely} = 2.43 \text{ cm}^3$$

$$A = 4.30 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification à ELU

➤ Vérification de la résistance:

Condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ M_{sd} = q_u \times l^2 / 8 \\ M_{rd} = w_{ely} \times f_y / \gamma M_0 \end{cases}$$

AN :

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 44 + 1.5 \times 119 = 171.9 \text{ daN/m} \\ M_{sd} = 171.9 \times 1.5^2 / 8 = 48.346 \text{ daN.m} \\ M_{rd} = 2.43 \times 10^{-6} \times 27.5 \times 10^6 / 1.1 = 60.75 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$M_{sd} \leq M_{Rd} \implies 48.346 \text{ daN.m} < 60.75 \text{ daN.m} \dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ Vérification au cisaillement :

Condition a vérifié : $V_{sd} \leq V_{pl rd}$

$$\begin{cases} V_{sd} = q_u \times l / 2 \\ V_{pl rd} = A \times f_y / \sqrt{3} \times \gamma M_0 \end{cases} \implies \begin{cases} V_{sd} = 171.9 \times 1.5 / 2 = 128.925 \text{ daN} \\ V_{pl rd} = 430 \times 27.5 / \sqrt{3} \times 1.1 = 5529.44 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow Vsd < V_{pl rd} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

✚ Vérification à ELS

Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{ad}$

$$f_{max} = \frac{5q_s L^3}{348EI_Y} = \frac{5 \times 119 \times 10^{-2} \times 150^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 7.84} = 0.47 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{L}{300} = \frac{150}{300} = 0.5 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.47 \text{ cm} < f_{ad} = 0.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

La cornière 45×45×5 est adoptée comme support de marches.

III.2.4 Pré dimensionnement du Limon

$$\tan \alpha = \frac{1.7}{2.7} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.20^\circ$$

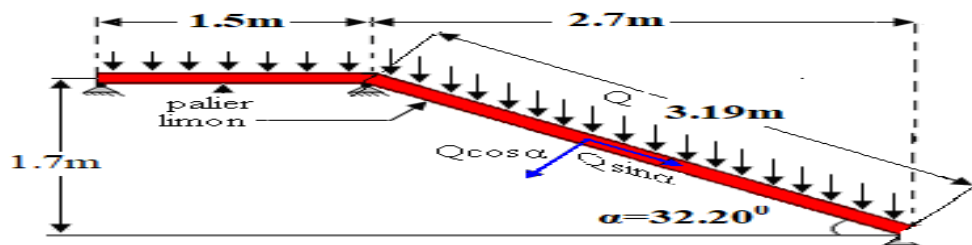


Figure III.6: La distribution des charges sur un limon

✚ Evaluation de charges

➤ **Charges permanentes :**

- Poids de 2 limon(UPN160) :.....2×18,9=37,8daN/m.
- Cornière (45.45.5) :.....3,38daN/m
- Tôle d'épaisseur (e =5mm) :.....40daN/m²
- Mortier de pose :.....40daN/m²
- Revêtements carrelages :.....40daN/m²
- Garde corps (cloison) :.....100daN/m²
- Charge totale : Gv= (40+40+40) x1.5+100+3.38+37.8=321.18 daN/m
- Charge totale pour 1limon :G_{v1}=G_v/2 = 160.59daN/m

➤ **Charge d'exploitation :**

$$Q_v = 300 \times 1.5 = 450 \text{ daN/m}$$

Charge totale pour 1 limon : $Q_{v1} = 450/2 = 225 \text{ daN/m}$

➤ **Combinaisons des charges :**

$$q_s = 160.59 + 225 = 385.59 \text{ daN/m} \dots \dots \text{ELU}$$

$$q_u = 1.35 \times 160.59 + 1.5 \times 225 = 554.297 \text{ daN/m} \dots \text{ELS}$$

$$\frac{5q_s \cos \alpha L^4}{384EI_y} \leq \frac{L}{300} \implies I_y \geq \frac{1500q_s \cos \alpha L^3}{384E}$$

$$\implies I_y \geq \frac{1500 \times 3.85 \times 0.846 \times 319^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 123.02 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé **UPN 120**

Tableau III.3 : caractéristiques du profilé (UPN 120).

A (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)	h (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	r _x (cm)	r _y (cm)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)
17	8.8	13.4	120	55	364	4.62	1.59	60.7	72.6

✚ Vérification à ELU

➤ **Vérification de la résistance:**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \cos \alpha \times L^2}{8} = \frac{554.297 \times 0.846 \times 3.19^2}{8} = 596.49 \text{ daN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{27.5 \times 10^6 \times 72.6 \times 10^{-6}}{1.1} = 1815 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 596.49 \text{ daN.m} \leq M_{Rd} = 1815 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{554.297 \times 3.19}{2} = 884.104 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y A_{vz}}{\sqrt{3} \gamma_0} = \frac{27.5 \times 880}{1.1 \sqrt{3}} = 12701.70 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 884.104 \text{ daN} \leq V_{Rd} = 12701.70 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée).}$$

✚ Vérifications à ELS :

Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{ad}$

$$f_{max} = \frac{5q_s L^3}{384EI_y} = \frac{5 \times 385.59 \times 10^{-2} \times 319^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 364} = 0.68 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{L}{300} = \frac{319}{300} = 1.06 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0.68 \text{ cm} < f_{ad} = 1.06 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

UPN120 est adopté comme limon

III.2.5 Etude de La poutre d'appuis des limons :

✚ Evaluation des charges

La charge offerte à la poutre palliée est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus plus le palier

➤ **Charges permanent :**

Cloison : $G_1=180 \times 1.7= 306 \text{ daN/m}$

Poids du limon estimé (UPN 120): $G_2 = 13.74 \text{ daN/m}$

Poids accessoires : $G_3 = 1 \text{ daN/m}$

Tôle d'épaisseur ($e = 5 \text{ mm}$) : $G_4=40 \text{ daN/m}^2$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 306 + 13.74 + 1 + 40$$

$$G = 360.74 \text{ daN/m}$$

➤ **Charges d' exploitation :**

$$Q' = 300 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = Q' \times L/2 = 300 \times 5/2 = 750 \text{ daN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s = 360.74 + 750 = 1110.74 \text{ daN/m} \\ q_u = 1.35 \times 360.74 + 1.5 \times 750 = 1611.99 \text{ daN/m} \end{array} \right.$$

$$\frac{5q_s L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{300} \quad \Rightarrow \quad I_y \geq \frac{1500 q_s L^3}{384 E}$$

$$\Rightarrow \quad I_y \geq \frac{1500 \times 11.107 \times 500^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2582.54 \text{ cm}^4$$

On optera pour la poutre palière le profilé IPE220.

Tableau III.4 : caractéristiques du profilé (IPE220).

A (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)	h (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	r _x (mm)	r _y (mm)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)
28.5	15.88	26.2	220	110	2772	9.11	2.48	252	285.4

✚ **Vérfications à ELU :**

➤ **Vérification de la résistance:**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{1611.99 \times 5^2}{8} = 5037.47 daN.m$$

$$M_{rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{27.5 \times 10^6 \times 252 \times 10^{-6}}{1.1} = 6300 daN.m$$

$$M_{sd} = 5037.47 daN.m \leq M_{rd} = 6300 daN.m \dots \dots \dots (condition vérifiée).$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1611.99 \times 5}{2} = 4029.98 daN$$

$$V_{rd} = \frac{f_y A_{vz}}{\sqrt{3} \gamma_0} = \frac{27.5 \times 1588}{1.1 \sqrt{3}} = 22920.81 daN$$

$$V_{sd} = 4029.98 daN \leq V_{rd} = 22920.81 daN \dots \dots \dots (condition vérifiée).$$

➤ **Vérfications à ELS :**

Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{ad}$

$$f_{max} = \frac{5 q_s L^3}{348 E I_Y} = \frac{5 \times 1110.74 \times 10^{-2} \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 1.55 cm$$

$$f_{ad} = \frac{L}{300} = \frac{500}{300} = 1.67 cm$$

$$f_{max} = 1.55 cm < f_{ad} = 1.67 cm \dots \dots \dots (Condition vérifiée)$$

IPE220 est adopté comme poutre d'appuis des limons

Chapitre IV

Étude des planchers mixtes

ÉTUD EDES PLANCHERS MIXTES SELON L'EUROCODE 4 (EC4)

IV.1 Introduction

Une dalle mixte est une dalle pour laquelle on utilise des tôles profilées en acier comme coffrage permanent permettant de supporter le poids du béton frais, les charges de construction, par la suite, les tôles profilées en acier se combinent structurellement avec le béton durci, la présence des dispositifs de liaison (connecteurs) à l'interface acier béton solidarise dalle et solives entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel.

IV.2 Avantages des dalles mixtes

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher au moyen des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

IV.3 Caractéristiques des sections transversales des dalles mixtes

a- section équivalente acier- béton

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton A_c par un coefficient d'équivalence n .

➤ Le coefficient d'équivalence n

$$n = E_a / E'_c \quad \text{Avec :}$$

- ✓ $E_a = 21000 \text{ daN/mm}^2$: module d'élasticité de l'acier de construction.
- ✓ $E'_c = E_{cm} / 2$ pour les bâtiments d'habitation.
- ✓ $E_{cm} = 2900 \text{ daN/mm}^2$: module équivalent du béton (C20 / 25).

$$\Rightarrow n = 210 \times 2 / 29 = 14,5$$

➤ La section équivalente S

$$S = A_a + \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n} \Rightarrow S = 28,5 + \frac{120 \times 4,5}{14,5} = 65,74 \text{ cm}^2$$

b- Sections transversales participantes

La flexibilité d'une semelle en béton provoque une répartition inégale des contraintes normales de flexion sur la largeur de la semelle en raison d'un cisaillement dans le plan (trainage de cisaillement).

✚ Calcul de la largeur participante de la dalle en béton

La figure IV.1 représente la Disposition des solives dans une trame de (5m sur 7,5m).

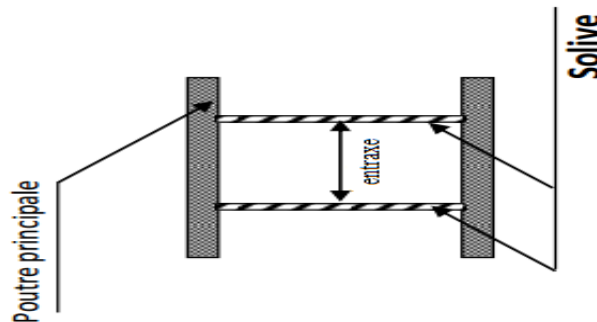


Figure IV.1 : Présentation des solives

$$b_{eff} = \min\left(2\frac{l_0}{8}; b\right) \quad (\text{EC 4.2.2.1}).$$

$$b_{eff} = \min\left(2\frac{l_0}{8}; b\right)$$

$l_0 = l = 5 \text{ m}$: est la longueur de solive.

$$b_{eff} = \min\left(2\frac{5}{8}; 1,5\right)$$

$$b_{eff} = 1,25\text{m}$$

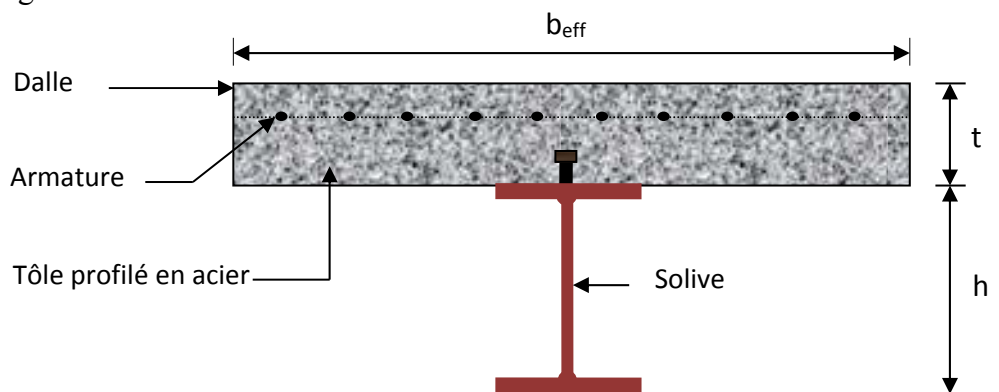


Figure IV.2 : Largeur participante de la dalle

IV.4 dimensionnement des dalles mixte selon (EC4)

IV.4.1 Vérifications au stade de montage

IV.4.1.1 Évaluation des charges

✚ Charges permanentes :

- Solive estimée IPE 180) :.....18,8daN/ml
- Tôle nervurée (HI BOND 55.750) :.....12,9daN/m²
- dalle en béton :.....250daN/m²

$$G = (250+12.90) \times 1.25 + 18.8 = 347,423 \text{ dan/ml}$$

🚧 Charges d'exploitations :

$$Q = 250 \times 1.25 = 312,5 \text{ dan/ml}$$

IV.4.1.2 Pré dimensionnement des solives

$$q_{np} = G + Q = 347,423 + 312,5 = 659,925 \text{ dan/m}$$

Condition de la flèche : $f_{ad} = L / 300$

$$\frac{5q_{np}L^4}{384EI_y} \leq f_{ad} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{np} \times L^3 \times 300}{384 \times E}$$

$$\text{A.N : } I_y \geq \frac{5 \times 659,925 \times 10^{-2} \times (500)^3 \times 300}{384 \times 21000 \times 10^2} = 1534,42 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_y \geq 1534,42 \text{ cm}^4$$

Soit le profile **IPE 200** avec $I_y = 1943,2 \text{ cm}^4$

IV.4.1.3 Vérifications à ELS

Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{ad}$

$$f_{max} = \frac{5q_{np}l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 659,925 \times 10^{-2} \times (500)^4}{384 \times 21000 \times 10^2 \times 1943,2} = 1,31 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 1,67 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 1,31 \text{ cm} < f_{ad} = 1,67 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK CV}$$

IV.4.1.4 Vérifications à ELU

$$q_p = 1,35G + 1,5Q = 937,77 \text{ daN / ml}$$

✓ **Classe de la section transversale**

Ame fléchie : $\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{159}{5.6} \leq 66.24 \dots \dots \dots \hat{a}me \text{ de classe } 1$

Paroi comprimée : $\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{50}{8.5} \leq 9.2 \dots \dots \dots \text{semelle de classe } 1$

\Rightarrow La Section est de classe 1

➤ **Moment fléchissant**

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{937,77 \times 5^2}{8} = 2930,53 \text{ daN.m}$$

$$M_{C.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220,6 \times 10^{-6} \times 27,5 \times 10^6}{1,1} = 5515 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} \leq M_{c.Rd} \dots\dots\dots \text{Ok CV}$$

➤ **Effort tranchant**

Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{ql}{2} = \frac{937,77 \times 5}{2} = 2344,425 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_V \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_V = A - 2bt_f + (t_w + r) \times t_f$$

$$A_V = 28,5 \times 10^2 - 2 \times 100 \times 8,5 + (5,6 + 12) \times 8,5 = 1000,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 1000,4 \times \frac{27,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 14439,53 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \dots\dots\dots \text{Ok CV}$$

➤ **Interaction Moment fléchissant et Effort tranchant**

$$V_{pl.Rd} = \frac{14439,53}{2} = 7219,77 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 2344,425 \text{ daN} \leq 7219,77 \text{ daN} \Rightarrow$ pas d'influence sur le moment flechiss

IV.4.2 Vérifications au stade final pour les planchers courants

IV.4.2.1 Evaluation des charges

🚧 **Charges permanentes :**

- ✓ Faux plafond :10daN/m²
- ✓ Solive (IPE200) :22.4daN/m
- ✓ Tôle nervurée (HIBOND 55.770) :12.9daN/m²
- ✓ Dalle en béton (e=10cm) :250daN/m²
- ✓ Sable et mortier de pose :40daN/m²
- ✓ Revêtement carrelage :40daN/m²

$$\Rightarrow G_{tot} = (250 + 12,9 + 40 + 40 + 10) \times 1,25 + 22,4 = 463,525 \text{ daN/m}$$

🚧 **Charges d'exploitations :** $Q = 250 \times 1,25 = 312,5 \text{ daN/m}$

IV.4.2.2 Vérifications a ELU

$$q_p = 1,35G + 1,5Q = 1094,509 \text{ daN/m}$$

IV.4.2.2.1 Classe de la section transversale mixte

La semelle en acier est liaisonnée par des connecteurs avec La semelle en béton (la semelle en acier encastré sur la semelle en béton) donc la Semelle est de classe 1.

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{159}{5,6} = 28,39 \leq 66,24 \text{ Donc l'âme de classe 1.}$$

D'où la Section mixte est de classe 1.

IV.4.2.2.2 Resistance de la section transversal sous V_{sd}

Condition a vérifié : $V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_p \times l}{2} = \frac{1094,509 \times 5}{2} = 2763,273 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_a} = 14439,53 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} \leq V_{pl.Rd} \dots\dots\dots \text{Ok CV}$$

IV.4.2.2.3 Moment fléchissant $M_{y.sd}$

Condition à vérifier :

$$\Rightarrow M_{y.sd} \leq M_{y.Rd} = M_{pl.y.Rd}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_p \times l^2}{8} = \frac{1094,509 \times 5^2}{8} = 3420,34 \text{ daN.m}$$

Calcul de $M_{y.Rd}$:

Le moment résistant $M_{y.Rd}$ est fonction de la position de l'axe neutre(Δ).

✚ Résistance des différentes parties de la dalle mixte**❖ Résistance de la section en acier F_a**

$$F_a = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$F_a = \frac{2850 \times 27,5}{1,1} = 71250 \text{ daN}$$

❖ Résistance de la section en béton comprimé F_c

$$F_c = h_c b_{eff} \cdot \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$F_c = \frac{45 \times 1250 \times 0,85 \times 2}{1,5} = 63750 \text{ daN}$$

❖ Résistance de l'âme de la section en acier F_w

$$F_w = \frac{(h_a - 2t_f) t_w \times f_y}{\gamma_a}$$

$$F_w = \frac{(200-2 \times 8,5) \times 5,6 \times 27,5}{1,1} = 25620 \text{ daN}$$

$F_a > F_c > F_w$ L'axe neutre se situe dans la semelle en acier.

L'axe neutre n'est pas dans la zone du béton alors il n'y a pas de traction pour la dalle (Pas de nécessité de ferrailage).

✚ Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle

$$z_c = (F_a - F_c) \frac{\gamma_a}{2bf_y} + h_c + h_p$$

$$\Rightarrow z_c = (71250 - 63750) \frac{1,1}{2 \times 100 \times 27,5} + 45 + 55 = 101,5 \text{ mm}$$

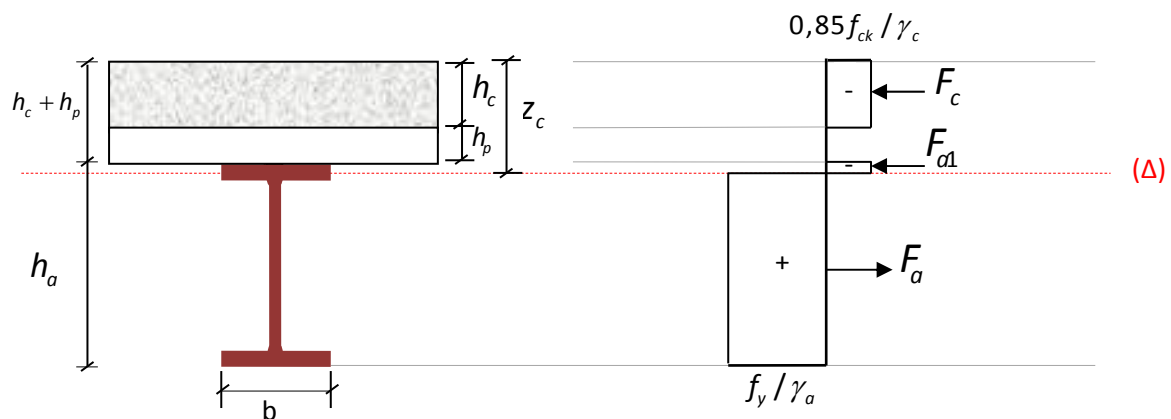


Figure IV.3 : Répartition des contraintes plastique

❖ Moment résistant plastique

$$M_{pl,y,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - (F_a - F_c) \left(\frac{z_c + h_p}{2} \right)$$

$$M_{pl,y,Rd} = 71250 \left(\frac{200}{2} + \frac{45}{2} + 55 \right) - (71250 - 63750) \left(\frac{101,5 + 55}{2} \right) = 12060000 \text{ daN} \cdot \text{mm}$$

$$M_{pl,y,Rd} = 12060 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\Rightarrow M_{y,sd} = 3420,34 \text{ daN} \cdot \text{m} \leq M_{pl,y,Rd} = 12060 \text{ daN} \cdot \text{m} \dots\dots\dots \text{OK CV}$$

✚ Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ)

$$I_{eq} = I_A + A_a \frac{(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1 + nr_c)} + \frac{b_{eff} h_c^3}{12n}$$

$$r_c = \frac{A_a}{b_{eff} h_c}$$

$$I_{eq} = 1943 + 28,5 \times \frac{(4,5 + (2 \times 5,5) + 20)^2}{4(1 + 14,5 \times \frac{28,5}{125 \times 4,5})} + \frac{125 \times 4,5^3}{12 \times 14,5}$$

$$I_{eq} = 7184,836 \text{ cm}^4$$

IV.4.2.3 Vérification a ELS

$$q_{np} = G + Q = 463,525 + 312,5 = 776,025 \text{ daN/m}$$

Condition à vérifier : $f_{\max} \leq f_{ad}$

$$f_{\max} = \frac{5q_{np}l^4}{384EI_{eq}} = \frac{5 \times 776,025 \cdot 10^{-2} \times (500)^4}{384 \times 21000 \cdot 10^2 \times 7184,836} = 0,419 \text{ cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{300} = \frac{500}{300} = 1,67 \text{ cm}$$

$\Rightarrow f_{\max} < f_{ad}$ **OK CV**

IV.4.2.4 Les Connecteurs

➤ Type des connecteurs

En règle générale tout type de connecteur est autorisé a condition qu'il possède une résistance est une ductilité suffisante et s'oppose au soulèvement les goujons a tête son d'usage courant.

On outre les connecteurs doivent être prévus tout le long de la poutre afin de Transmettre l'effort de cisaillement longitudinal entre la dalle et la poutre acier à l'état limite Ultime

Le matériau composant le connecteur doit être d'une qualité tenant compte du comportement exigé et de la méthode de fixation sur la structure en acier. Lorsque la fixation se fait par soudage, la qualité du matériau doit tenir compte de la technique de soudage à utiliser.

➤ Choit des dimensions des connecteurs suivant EUC4

- ✓ le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.
- ✓ le diamètre ne doit pas être inférieur à 1,25d.
- ✓ la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à 0,20d ni la hauteur minimale inférieure à [0,15×d].
- ✓ Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins 1,5d et d'une hauteur d'au moins 0,4 d, où d est le diamètre du fût du goujon.

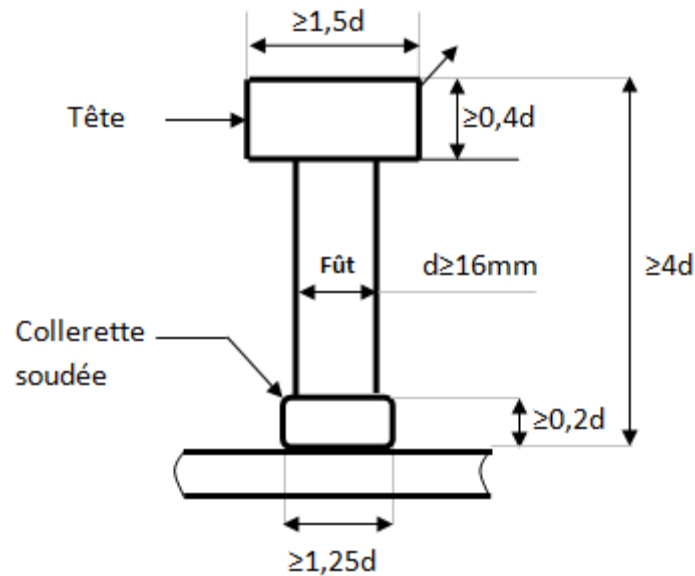


Figure IV.4 : Dimension minimales des goujons à têtes

Selon l'EUC4 Les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fût d'au moins 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductiles c- a- d : $h/d \geq 4$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles: de hauteur $h=80$ mm et de diamètre du fût $d = 20$ mm

IV.4.2.4.1 calculs du Nombre de connecteurs n

Les sections transversales sont de Classe 1, on utilise une connexion partielle.

On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de déformation des connecteurs.

$$n \geq \frac{v_i}{p_{Rd}}$$

v_i : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

p_{Rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

✚ calcul de L'effort total de cisaillement de calcul

L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul v_i auquel sont tenus de résister les connecteurs entre les points de moment fléchissant nul et le moment fléchissant positif maximum doit être calculé de la façon suivante :

$$v_i = f_c = \frac{M_{sd} - M_{apl.y.Rd}}{M_{pl.y.Rd} - M_{apl.y.Rd}}$$

f_c : est l'effort de compression nécessaire dans la dalle pour résister au moment fléchissant positif de calcul M_{sd} .

f_{cF} : L'effort de cisaillement longitudinal exigé pour une connexion complète.

$$f_{cF} = \min \left(\frac{A_a f_y}{\gamma_a}, \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} f_{sk}}{\gamma_s} \right)$$

En désignant par :

$A_a = 28,5 \text{ cm}^2$: l'aire de l'élément structural en acier.

$A_c = b_{\text{eff}} \times h_c = 125 \times 4,5 = 562,5 \text{ cm}^2$: L'aire de la section efficace de béton.

$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$A_{se} = 0$: L'aire de toute armature longitudinale comprimée.

$f_{sk} = 35,76 \text{ N/mm}^2$: La limite d'élasticité caractéristique spécifiée.

$\gamma_a = 1,1$; $\gamma_c = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

$$f_{cF} = \min \left(\frac{2850 \times 275}{1,1} = 712500 \text{ N} = 71250 \text{ daN}, \frac{0,85 \times 56250 \times 20}{1,5} + 0 = 637500 \text{ N} = 63750 \text{ daN} \right)$$

$$\Rightarrow f_{cF} = 63750 \text{ daN}$$

$$M_{\text{apl.y.Rd}} = w_{\text{ply}} \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$M_{\text{apl.y.Rd}} = 220,6 \times 27,5 / 1,1 = 5515 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow v_i = f_c = \frac{3420,34 - 5515}{12060 - 5515} \times 63750 = -20402,53 \text{ daN}$$

✚ calcul de La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur P_{Rd}

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après :

$$P_{Rd} = \min \left(\frac{0,8 f_u \times k_t \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v}}{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \times k_t} \right)$$

Où l'on désigne par :

$d = 20 \text{ mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$E_{cm} = 29,10^3 \text{ N/mm}^2$: La valeur moyenne du module sécant du béton (tableau 3.2 EC04).

$\alpha = 0,2[(h/d) + 1] = 0,2[(80/20) + 1] = 1$

$h = 80 \text{ mm}$: La hauteur hors-tout du goujon.

$\gamma_v = 1,25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

k_t : Coefficient minorateur donné par l'expression suivant :

$$k_t = \frac{0,7 b_0}{N_f h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] = \frac{0,7 \cdot 8,85}{1 \cdot 5,5} \left[\frac{8}{5,5} - 1 \right] = 0,51$$

$$AN: P_{Rd} = \min \left(\frac{0,8 \times 430 \times \frac{\pi 20^2}{4 \times 1,25}}{0,29 \times 1 \times 20^2 \times \sqrt{20 \times 29 \cdot 10^3} \times \frac{1}{1,25}} \right) \times 0,51$$

$$\Rightarrow P_{Rd} = 3604,4 \text{ daN}$$

➤ **Le nombre de connecteurs nécessaire pour une connexion complète N_f**

$$N_f = \frac{f_{cF}}{P_{Rd}} = \frac{63750}{3604,4} = 17,68$$

\Rightarrow soit: 18 connecteurs

➤ **Le nombre de connecteurs nécessaire pour une connexion partielle n**

$$n \geq \frac{v_i}{P_{Rd}} = \frac{20402,53}{3604,4} = 5,66$$

\Rightarrow soit: 6 connecteurs

➤ **Degré minimum de connexion**

$$\frac{n}{N_f} \geq 0,4 \Rightarrow n = 8$$

D'où on dispose 8 connecteurs sur la demi-longueur de la poutre.

Donc : 16 connecteurs pour une poutre de 5 m de portée.

IV.4.2.4.2 Espacement entre deux connecteurs successifs S

$$S = \frac{l_{cr}}{n}$$

S : L'espacement entre 2 goujons successifs.

n : Nombre de goujons.

L_{cr} : La longueur entre sections transversales

Critiques successives.

$$l_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{5000}{2} = 2500 \text{ mm}$$

$$s = \frac{2500}{8} = 312,5 \text{ mm} = 31,25 \text{ cm}$$

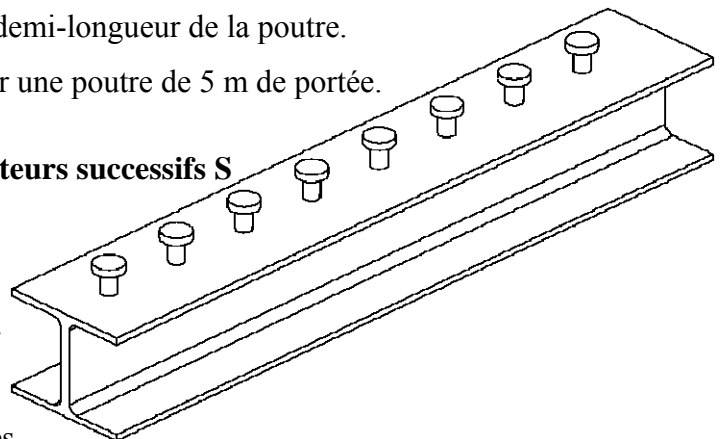


Figure IV.5 : Espacement des connecteurs

IV.4.2.4.3 Cisaillement longitudinal de la dalle

Selon EC4 [6.6.2] Les tôle profilée en acier dont les nervures sont transversales à la poutre soudée sur la poutre en acier au moyen des goujons à tête peuvent être supposé contribuer à la résistance au cisaillement longitudinal.

IV.4.3 Vérification au stade final pour le Plancher terrasse**IV.4.3.1 Evaluation des charges****✚ Charges permanentes**-faux plafond :10daN/m²

-Solive (IPE200) :22,4daN/m

-Tôle nervurée (HIBOND 55.770) :12,9daN/m²-Dalle en béton (e=10cm) :250daN/m²-forme de pente60daN/m²-papier kraft5daN/m²-film5daN/m²-étanchéité multicouche :15daN/m²-gravillon :20daN/m²

$$\Rightarrow G_{\text{tot}} = (10 + 250 + 60 + 15 + 20 + 12,9) \times 1,25 + 22,4 = 482,275 \text{ daN/m}$$

✚ Charges variables :-Charges d'exploitations : $Q = 100 \times 1,25 = 125 \text{ daN/m}$ -Charges de la neige : $48,1 \times 1,25 = 60,125 \text{ daN/m}$

- Charge de vent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pression : } 94,525 \times 1,25 = 118,165 \text{ daN/m} \\ \text{Dépression : } -116,85 \times 1,25 = -164,062 \text{ daN/m} \end{array} \right.$$
IV.4.3.2 Combinaison des charges

$$q_{\text{np}} = G + 0,9 \sum Q$$

$$q_{\text{np}} = 482,275 + 0,9 \times (125 + 60,125 + 118,165) = 755,506 \text{ daN/m}$$

$$q_{\text{p}} = 1,35G + 0,9 \sum 1,5Q$$

$$q_{\text{p}} = 1,35 \times 482,275 + 0,9 \times [1,5 \times (125 + 60,125 + 118,165)] = 1060,513 \text{ daN/m}$$

Remarque

On remarque que Les charges appliquées sur les planchers courants sont plus importantes que celle appliquées au plancher terrasse donc on admit le même plancher pour la terrasse.

Chapitre V

Étude des éléments principaux

Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers, je cite :

Les parents les plus chers au monde, Papa et Maman, que dieu les garde et les protège.

Mon frère SAÏD, mes sœurs FATIHA, DJAMILA, SALIHA, NORA

Mon grand-père et ma grand-mère

Mes oncles et tantes ainsi que leurs épouses, époux et enfants Mes chers cousins et cousines.

A mon binôme GAHAM YACINE avec lequel j'ai partagé les haines et joies tout au long de mon cursus.

Toutes mes amies, particulièrement : AMAR, MOHAMAD, SAMIR, WALID

ADJRAD SIDALI

Dédicace

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse,
leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.*

*A mes chères sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur soutien
moral.*

A mes chers frères, pour leur appui et leur encouragement,

*A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours
universitaire.*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de
votre soutien infailible, Merci d'être toujours là pour moi*

*A mon binôme **ADJRAD SIDALI** avec lequel j'ai partagé les
haines et joies tout au long de mon cursus.*

*Toutes mes amies, particulièrement : **CHAMERA, ADEL, RIDHA,***

FARID

GAHAM YACINE

V.1 Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) on pré dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- a) Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat.
- b) Vérification faite selon la condition de résistance.
- c) Vérification aux vibrations.

V.2 Quelques notions relatives au règlement CCM97**V.2.1 Objectif**

Le règlement CCM97 a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et des vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier. Ce document :

- ✓ Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- ✓ Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- ✓ Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique
- ✓ Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu

V.2.2 Domaine d'application

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous.

- ✓ les bâtiments courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.
- ✓ les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier à haute résistance.

V.2.3 Classification des sections transversales selon le CCM97

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit

- ✚ **Classe 1** : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- ✚ **Classe 2** : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

- ✚ **Classe 3 :** Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
- ✚ **Classe 4 :** Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

V.3 PRE DIMENSIONNEMENT

V.3.1 Pré dimensionnement des poutres

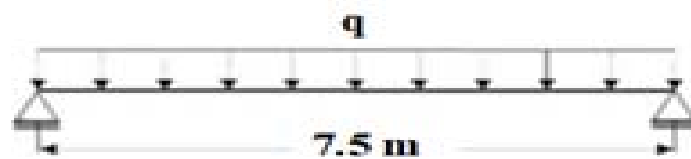


Figure V.1: schéma statique de la poutre principale

V.3.1.1 Plancher terrasse

Portée de la poutre principale L= 7.5 m

Tableau V.1 : charge et surcharge d'exploitation (Plancher terrasse)

Chargement	Charge linéaire (kN/ml)
$G_{\text{plancher}} = 3.779 \text{ kN/m}^2$	$G_p = 3.779 \times 7.5 = 28.343$
$G_{\text{solives}} = 0.224 \text{ kN/m}$	$G_s = 6 \times 0.224 = 1.344$
$S = 0.481 \text{ kN/m}^2$	$S = 0.481 \times 7.5 = 3.607$
$Q = 1 \text{ kN/m}^2$	$Q = 1 \times 7.5 = 7.5$

✚ **Combinaison d'action**

ELU : $q_u = 1.35XG + 1.5X \max (Q ; S) = 51.327 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + \max (Q ; S) = 37.187 \text{ KN/ml}$

✚ **Dimensionnement du profile**

$$f = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{300} \implies I_y \geq \frac{5qL^3 300}{384.E} = \frac{5 \times 371.87 \times 750^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 2918.204 \text{ cm}^4$$

On optera pour la poutre le profilé IPE 450

Tableau V.2 : caractéristiques du profilé IPE 450

A (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)	h (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	r _x (mm)	r _y (mm)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)
98.82	50.85	77.6	450	190	33740	18.48	4.12	1500	1702

✚ La classe de la section transversale

❖ La semelle

$b=190 \text{ mm} \Rightarrow C=b/2=190/2=95\text{mm}$

$t_f=14.6 \text{ mm} \Rightarrow C/t_f=6.506 < 10\epsilon \cong 10$ donc la semelle est de classe 1.

❖ Ame fléchie

$d=378.8 \text{ mm}$

$t_w=9.4 \text{ mm} \Rightarrow d/t_w=40.298 < 72\epsilon \cong 72$ donc l'âme est de classe 1

✚ Vérification à ELU

➤ Vérification de la résistance:

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{51.327 \times 7.5^2}{8} = 360.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{275 \times 10^3 \times 1702 \times 10^{-6}}{1.1} = 425.5 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 360.89 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 425.5 \text{ N.m} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée)

➤ Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{51.327 \times 7.5}{2} = 192.476 \text{ KaN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y A_{vz}}{\sqrt{3}\gamma_0} = \frac{275 \times 10^3 \times 50.85 \times 10^{-4}}{1.1\sqrt{3}} = 733.95 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 192.476 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 733.95 \text{ KN} \dots \dots \dots$ (condition vérifiée)

V.3.1.2 Plancher étage courant

Tableau V.3 : charge et surcharge d'exploitation (Plancher étage courant)

Chargement	Charge linéaire (kN/ml)
$G_{\text{plancher}} = 3.529 \text{ kN/m}^2$	$G_p = 3.529 \times 7.5 = 26.468$
$G_{\text{solives}} = 0.224 \text{ kN/m}$	$G_s = 6 \times 0.224 = 1.344$
$S = 0.481 \text{ kN/m}^2$	$S = 0.481 \times 7.5 = 3.607$
$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$	$Q = 2.5 \times 7.5 = 18.75$

✚ Combinaison d'action

ELU : $q_u = 1.35XG + 1.5X \max (Q ; S) = 65.67 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + \max (Q ; S) = 46.562 \text{ KN/ml}$

✚ Dimensionnement du profilé

$$f = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_y} \leq \frac{l}{300} \implies I_y \geq \frac{5qL^3 300}{384.E} = \frac{5 \times 46.562 \times 7.50^3 \times 300 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 3653.895 \text{ cm}^4$$

On optera pour la poutre le profilé (Plancher étage courant) IPE 450 \implies **classe 1**

Remarque :

Après modélisation et vérification par le logiciel des conditions de stabilité on apte pour un IPE450/IPE500/IPE550 au lieu d'IPE450

V.4 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations.

V.4.1 évaluation des charges sur les poteaux

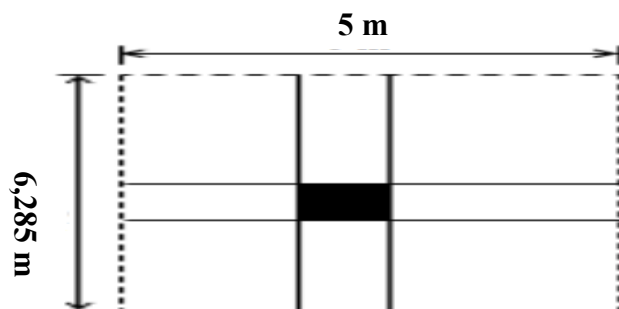


Figure V.2 : L'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité

V.4.1.1 Plancher étage terrasse

Tableau V.4 : charge et surcharge d'exploitation (Plancher terrasse)

Chargement	Charge linéaire (kN/ml)
$G_{\text{planche r}} = 3.779 \text{ kN/m}^2$	$G_p = 3.779 \times 31.425 = 118.755$
$G_{\text{solives}} = 0.224 \text{ kN/m}$	$G_s = (10 \times 2.5) \times 0.224 = 5.6$
$G_{\text{poutre}} = 1.06 \text{ KN/m}$	$G_p = 1.06 \times (5 + 6.285) = 11.962$
$Q = 1 \text{ KN/m}^2$	$Q = 1 \times (5 \times 6.285) = 31.425$
$G_{\text{neige}} = 0.481 \text{ KN/m}$	$G_n = 0.481 \times 31.425 = 15.115$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 136.317 \text{ KN/ml} \\ N_Q = 31.425 \text{ KN/ml} \\ N_n = 15.115 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

V.4.1.2 Plancher étage courant :

Tableau V.5 : charge et surcharge d'exploitation (Plancher étage courant)

Chargement	Charge linéaire (kN/ml)
$G_{\text{planche r}} = 3.529 \text{ kN/m}^2$	$G_p = 3.529 \times 31.425 = 110.898$
$G_{\text{solives}} = 0.224 \text{ kN/m}$	$G_s = (10 \times 2.5) \times 0.224 = 5.6$
$G_{\text{poutre}} = 1.06 \text{ kN/m}$	$G_p = 1.06 \times (5 + 6.285) = 11.962$
$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$	$Q = 2.5 \times (5 \times 6.285) = 78.562$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 128.46 \text{ KN/ml} \\ N_Q = 78.562 \text{ KN/ml} \\ N_n = 0 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

 **Dimensionnement du profile**

➤ **Poteau niveau 4**

L effort est donne par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35 N_G \text{ terrasse} + 1.5 (N_Q + N_n) = 253.838 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1.35 N_G \text{ terrasse} + 1.5 \max (N_Q ; N_n) = 231.165 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 253.838 \text{ KN}$$

$$\text{On a } N_{\max} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 10.15 \text{ cm}^2$$

One prend un **HEA 300** avec : $A = 112.5 \text{ cm}^2$

➤ **Poteau niveau 3**

L effort reprise par le poteau est :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = N_G \text{ terrasse} + N_G \text{ etage} + \text{poids HEA300} = 265.66 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + N_Q \text{ etage} = 31.425 + 78.562 = 109.987 \text{ KN} \\ N_n = 15.115 + 0 = 15.115 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L effort est donne par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35N_G + 1.5(N_Q + N_n) = 546.294 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1.35N_G + 1.5 \max(N_Q; N_n) = 523.622 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 546.294 \text{ KN}$$

$$\text{On a } N_{\max} = \frac{Af_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 21.8 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 300** avec : $A = 112.5 \text{ cm}^2$

➤ **Poteau niveau 2**

L effort reprise par le poteau est :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = N_G \text{ terrasse} + 2N_G \text{ etage} + 2 * \text{poids HEA300} = 395.003 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 2N_Q \text{ etage} = 31.425 + 2 \times 78.562 = 188.549 \text{ KN} \\ N_n = 15.115 + 0 + 0 = 15.115 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L effort est donne par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35N_G + 1.5(N_Q + N_n) = 838.750 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1.35N_G + 1.5 \max(N_Q; N_n) = 816.078 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 838.750 \text{ KN}$$

$$\text{On a } N_{\max} = \frac{Af_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 33.55$$

On prend un **HEA 340** avec : $A = 133.5 \text{ cm}^2$

➤ **Poteau niveau 1**

L effort reprise par le poteau est :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = N_G \text{ terrasse} + 3N_G \text{ etage} + 2 \text{poids HEA 300} + \text{poids HEA 340} = 524.513 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 3N_Q \text{ etage} = 31.425 + 3 \times 78.562 = 267.111 \text{ KN} \\ N_n = 15.115 + 0 + 0 = 15.115 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L effort est donne par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35N_G + 1.5(N_Q + N_n) = 1131.432 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1.35N_G + 1.5 \max(N_Q; N_n) = 1108.75 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 1131.432 \text{ KN}$$

$$\text{On a } N_{\max} = \frac{Af_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 45.257 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 340** avec : $A = 133.5 \text{ cm}^2$

➤ **Poteau RDC :**

L effort reprise par le poteau est :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = N_G \text{ terrasse} + 4N_G \text{ etage} + 2 \text{poids HEA300} + 2 * \text{poids HEA 340} = 654.023 \text{ KN} \\ N_Q = N_Q \text{ terrasse} + 4N_Q \text{ etage} = 31.425 + 4 \times 78.562 = 345.637 \text{ KN} \\ N_n = 15.115 + 0 + 0 = 15.115 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L effort est donne par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1.35N_G + 1.5(N_Q + N_n) = 1411.89 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1.35N_G + 1.5 \max(N_Q; N_n) = 1389.237 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 1411.89 \text{ KN}$$

$$\text{On a } N_{\max} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A = \frac{N_{\max} \times \gamma_{m0}}{f_y} = 56.48 \text{ cm}^2$$

One prend un **HEA 340** avec : $A = 133.5 \text{ cm}^2$

V.5 Récapitulation des sections adoptées aux différents étages

Remarque :

Pour des raisons de standardisation en adopte des poteaux de HEA340 pour tous les niveaux

Tableau V.6 : récapitulatifs des sections adoptées

Section	solive	Poutre	poteaux
RDC	IPE 200	IPE 550	HEA 340
1er étage	IPE 200	IPE 550	HEA 340
2^{em} étage	IPE 200	IPE 550	HEA 340
3^{em} étage	IPE 200	IPE 550	HEA 340
4^{em} étage	IPE 200	IPE 450	HEB 100

Chapitre VI

Étude sismique et dynamique

VI .1 L'étude sismique**VI.1.1 Introduction**

Le but de calcul parasismique est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et de la construction vis-à-vis des effets des actions sismique par une conception et un dimensionnement approprié, et d'assurer aussi le confort des occupants qui reste le souci principal du concepteur.

VI .1.2 Choix de la méthode de calcul

Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions d'application de la méthode statique équivalente exigé par le règlement parasismique algérien :

- ✓ Régularité en plans et en élévation.
- ✓ Hauteur limite.

Notre structure répond aux différentes conditions d'application de la méthode *Statique équivalente* d'où on a opté pour l'application de cette méthode.

VI .1.3 Classification selon RPA99/VERSION 2003**VI .1.3.1 Classification des zones sismiques** (modificatifs et compléments aux RPA 99)

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité.

Notre ouvrage se situe à **CONSTANTINE** qui est classée en **zone IIa**.

VI .1.3.2 Classification des ouvrages selon leur importance

Les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m (Ouvrages courants ou d'importance moyenne) sont classées dans le **groupe d'usage 02**.

VI .1.3.3 Classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

Donc notre structure est implantée dans un site meuble (**Catégorie S3**).

VI .1.4 Méthode statique équivalente**✚ Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

(Voir article n°42 du **RPA 99 / version 2003**).

Notre bâtiment satisfait les conditions de régularité en plan et en élévation, il est situé dans la zone sismique **IIa**, et il a une hauteur de 23,70 m (inférieur 65m).

Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

✚ Condition de l'excentricité

à chaque niveau et pour chaque direction du bâtiment la distance entre le centre de gravité

« G » et le centre de torsion « T » doit être inférieure ou égale à 15% de la dimension mesurée perpendiculaire à la direction de la force sismique.

✚ Calculons C.D.G (centre de masse)

$$X_G = \frac{\sum X_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 9.18 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum X_i \cdot S_i}{\sum S_i} = 22.50 \text{ m}$$

$$G = (9.18 ; 22.50) \text{ m}$$

✚ Calcul de l'excentricité théorique

Les coordonnées du point d'excentricité réelle sont données par la relation suivante :

$$\begin{aligned} e_x &= X_G - X_T = 9.18 - 9.47 = 0.29 \leq 15\% L_x = 0.75 \text{ m} \\ e_y &= Y_G - Y_T = 22.50 - 22.50 = 0 \text{ m} \leq 15\% L_y = 1.25 \text{ m} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} e_x \\ e_y \end{aligned}} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

✚ Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, et de la Période fondamentale de la structure (T).

R : Coefficient de comportement global de la structure, donné en fonction du système de Contreventement.

Q : Facteur de qualité fonction de :

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

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu' au dernier niveau.
 $h_n=23.70\text{m}$

C_T : c'est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement du type de remplissage, il est donné par (RPA 99. Tableau 4.6)

Suivant l'axe OX : $C_T = 0.05 \implies T_x = 0.54\text{s}$

Suivant l'axe OY : $C_T = 0.05 \implies T_y = 0.54\text{s}$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne est égale :

$$D = 2.5 * 1 * (0.5/0.54)^{2/3} \implies D = 2.37$$

VI .1.5.3 Coefficient de comportement global de la structure R

Sa valeur unique est donnée par le **tableau 4.3** en fonction du système de contreventement.

- ❖ **OX** : Mixte portiques/palées triangulées en V $\implies R=4$
- ❖ **OY** : Ossature contreventée par palées triangulées en V $\implies R=3$

VI .1.5.4 Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q .

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA 99.

Les critères de qualité "q_i" à vérifier sont :

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0
Régularité en élévation	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Donc : $Q = 1+0.05+0.05+0.1=1.2$

VI .1.5.5 Poids total de la structure W

W Est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

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

- ✓ W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- ✓ W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- ✓ β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par (RPA 99. Tableau 4.5)

Dans notre cas : $\beta = 0,20$

Tableau VI.1 : résumé des résultats

	Sens OX	Sens OY
A	0.15	0.15
D	2.37	2.37
Q	1.2	1.2
R	4	3
WT(KN)	17757.442	17757.442
VT (KN)	1893.831	2525.108

✚ Distributions de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur

La résultante des forces sismiques V à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante : $V = F_t \sum_{i=1}^n F_i$

Avec :

F_t = Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieures des vibrations, elle est donnée par la formule suivante :

$F_t = 0.07T.V$ pour $T > 0.7s$

$F_t = 0$ pour $T \leq 0.7s$

On a $T = 0.54s < 0.7s$ Donc $F_t = 0$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum W_j \times h_j} W_j \times h_i$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

$$F_t = F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=i}^n W_j \times h_j}$$

Tableau VI.2 : la répartition de l'effort sismique selon la hauteur.

Niveau	Wi=Wj(KN)	hi=hj(m)	Wjx hj (kN .m)	Fi (KN) Sens OX	Fi (KN) Sens OY
RDC	3989.245	6	23935.47	183.377	244.503
1er étage	3825.115	10.40	39781.196	304.776	406.368
2ème étage	3825.115	14.80	56611.702	433.72	578.293
3ème étage	3825.115	19.20	73442.208	562.663	750.218
4eme étage	2292.852	23.30	53423.452	409.293	545.725
La somme	17757.442	/	247194.028	1893.829	2525.107

VI .2 Étude dynamique

VI .2.1 Objectifs de l'étude dynamique

Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques d'une structure, telle qu'elle se présente, et souvent très complexe. C'est

pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI .2.2 Modélisation par le logiciel ROBOT

La modalisation de notre structure à partir de logiciel Autodesk robot structural analyses Professional 2020 qui est un logiciel de l'analyse et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

Nous à donner la vue en 3D suivante :

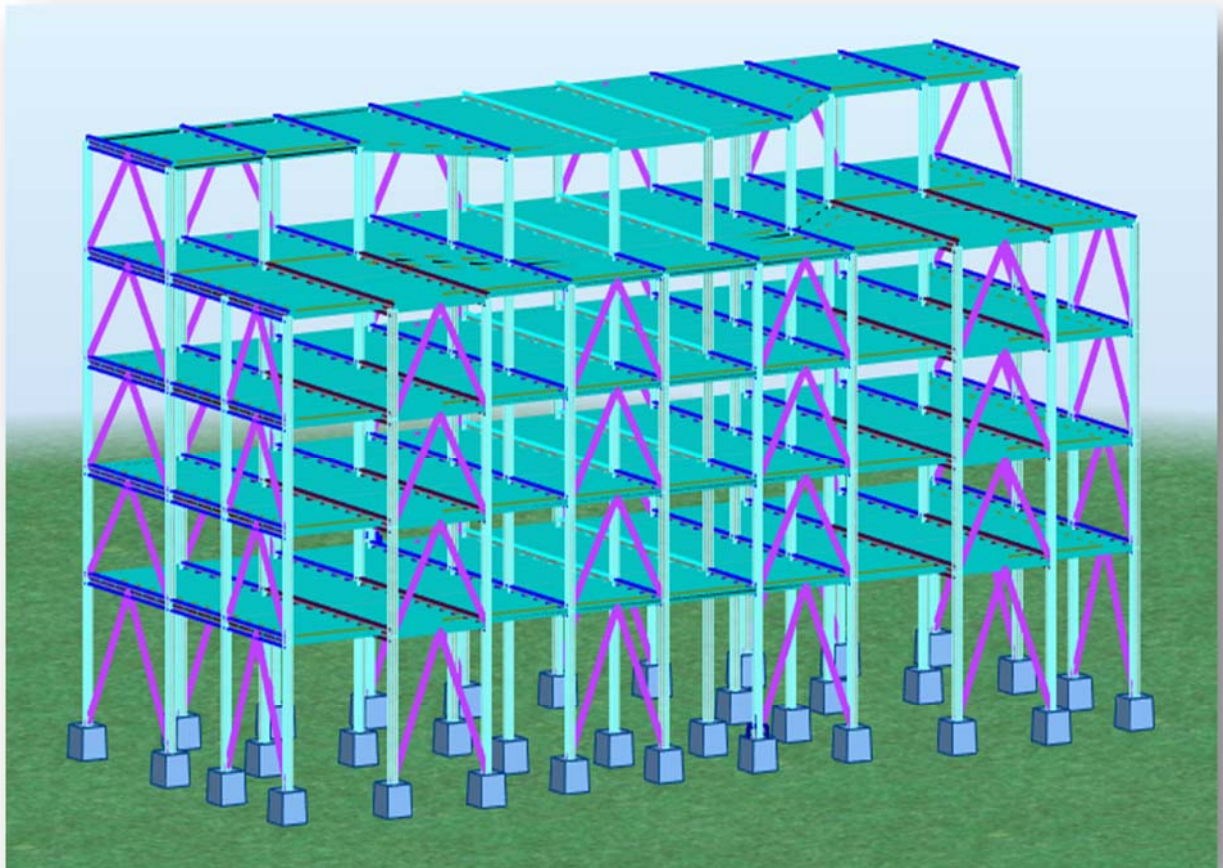


Figure VI.1 : Modèle en 3D

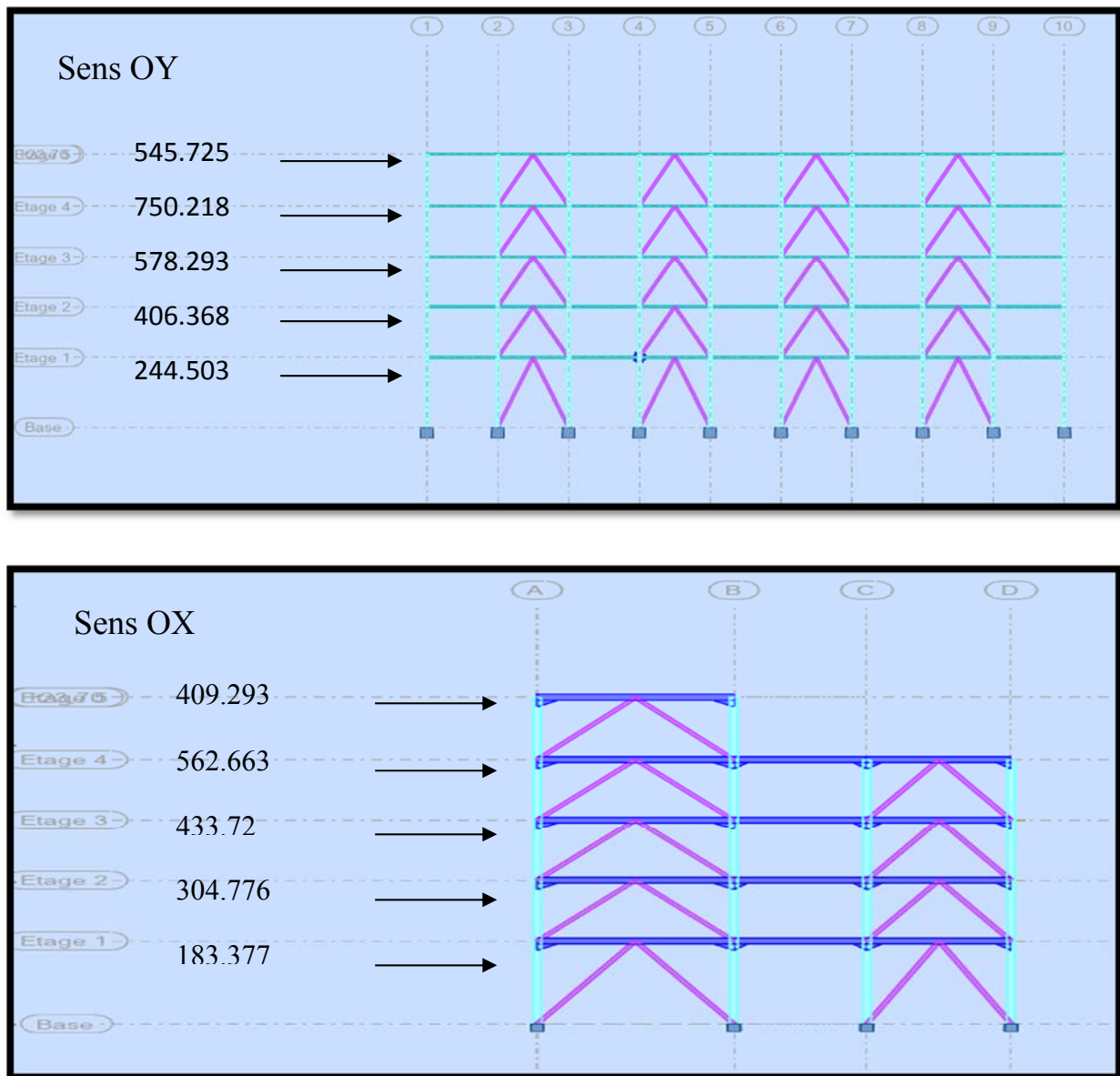


Figure VI.2 : disposition contreventement

Tableau VI.3 : Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
3/ 1	1,48	0,68
3/ 2	1,49	0,67
3/ 3	1,58	0,63
3/ 4	1,63	0,61
3/ 5	1,91	0,52
3/ 6	1,92	0,52
3/ 7	1,99	0,5
3/ 8	2	0,5
3/ 9	2,69	0,37

Observation

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.68$ sec.

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

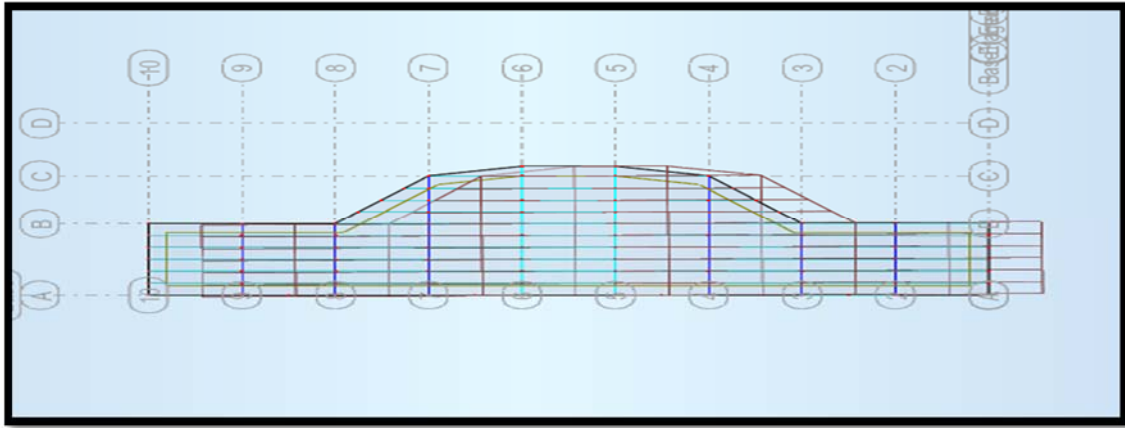


Figure VI.3 : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1=0.68s$

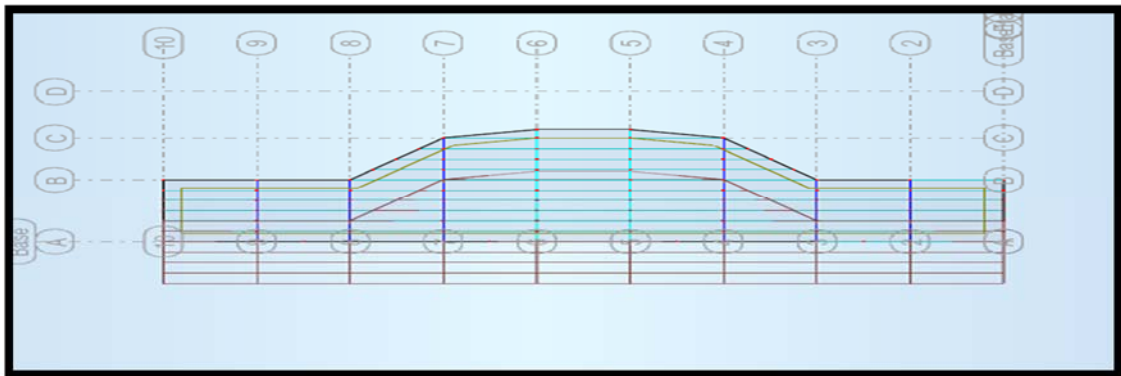


Figure VI.4 : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_1=0.67s$

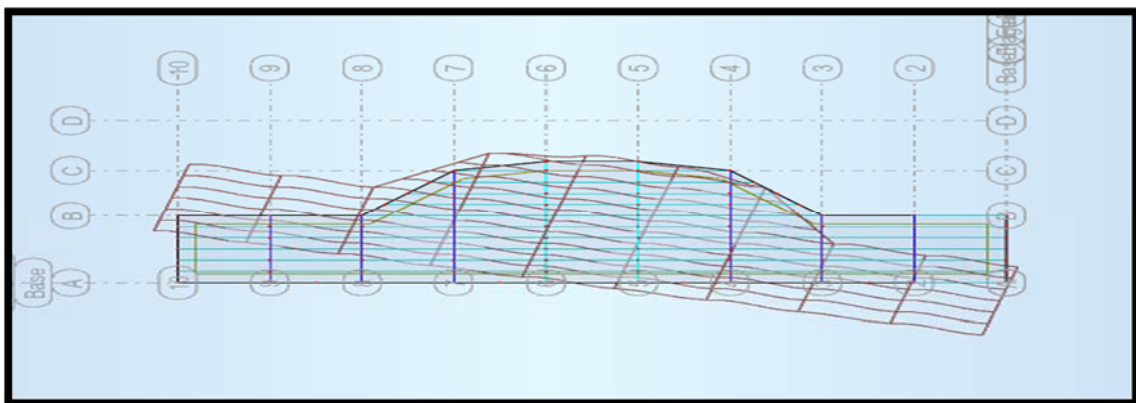


Figure VI.5 : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3=0,63s$

VI .2.3 Vérification les articles de RPA

$$\begin{cases} V_X = 1893.831 \text{ KN} \\ V_Y = 2525.108 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **L’effort dynamique :** A Partir des résultats de robot

$$\begin{cases} V(E_x) \text{ (Dynamique)} = 1614.70 \text{ KN} > 0.8 V_{\text{statique}} = 1515.065 \text{ KN} & \text{(Condition vérifiée)} \\ V(E_y) \text{ (Dynamique)} = 2295.28 \text{ KN} > 0.8 V_{\text{statique}} = 2020.086 \text{ KN} & \text{(Condition vérifiée)} \end{cases}$$

➤ **Vérification de période :**

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut 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’étude sismique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale **$T_{\text{dyn}} = 0.68\text{sec}$**

Nous avons: $1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.54 = 0.70 > T_{\text{dyn}} = 0.68\text{sec} \dots\dots\dots$ (Condition vérifiée)

➤ **Les déplacements latéraux enter- étage**

L’une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux entre étages. En effet, selon l’article 5.10 du RPA99, Le déplacement horizontal à chaque niveau ‘k’ est calculé de la manière suivante : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

Avec :

R : coefficient de comportement égal à :

$$\begin{cases} R \text{ (sens OX)} = 4. \\ R \text{ (sens OY)} = 3 \end{cases}$$

Δk : Le déplacement relatif au niveau k

δ_{ek} = déplacement dû aux forces sismiques F_i .

 **Les déplacements résultants de la combinaison des charges**

Tableau VI.4 : Les déplacements relatifs

NIVEAU	$\Delta k (U_x)$ cm	$\Delta k (U_y)$ cm
RDC	1.6	1.4
1	1.2	1.2
2	1.2	1.4
3	1.2	1.4
4	0.9	1.7

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Tableau VI.5 : déplacement relatif d'une étage par rapport a l'étage qui lui adjacent

Sens	OX		OY		
	Niveau	Δk	δ_k (c m)	Δk	δ_k (c m)
RDC		1.6	1,6	1.4	1,4
1		1.2	2,8	1.2	2,6
2		1.2	4,0	1.4	4,0
3		1.2	5,3	1.4	5,5
4		0.9	6.1	1.7	7.2

Remarque

D'après le tableau ci-dessus on observe bien que les déplacements relatifs ne dépassent pas 1% de la hauteur d étage.

Conclusion

Nous avons déterminé dans ce chapitre les efforts maximums, dus au séisme qui agissent sur notre structure. Ces efforts ensuite vont êtres introduits dans le calcul de stabilité.

CHAPITRE VII

Étude des assemblages

VII.1 Introduction

Réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires poutres, poteaux, barres doivent être reliés entre eux par des dispositifs particuliers appelés assemblages. Ces assemblages possèdent des formes multiples liées à la nature des efforts à transmettre mais aussi aux moyens d'attaches utilisés. Ils ont été considérés comme « éléments sensibles ». De ce fait, il y a des règles et des exigences à respecter en la matière, dont l'essentiel consiste à anticiper les problèmes préalables et les risques à venir. La fonction principale d'un assemblage est de transmettre correctement des efforts qui peuvent être très importants et qui sont le plus généralement statiques ou quasi-statiques (actions gravitaires, actions climatiques, charges d'utilisation à variations lentes) mais qui peuvent également être dynamiques (effets de chocs ou de séismes, vibrations, etc.).

VII.2 Analyse de l'influence du choix de type d'assemblage sur la variation de l'effort sismique :

Dans ce qui suit, on va analyser l'influence du type d'assemblage sur la variation de l'effort sismique.

Cas du poteau 13 (RDC) aux nœuds 25/26 :

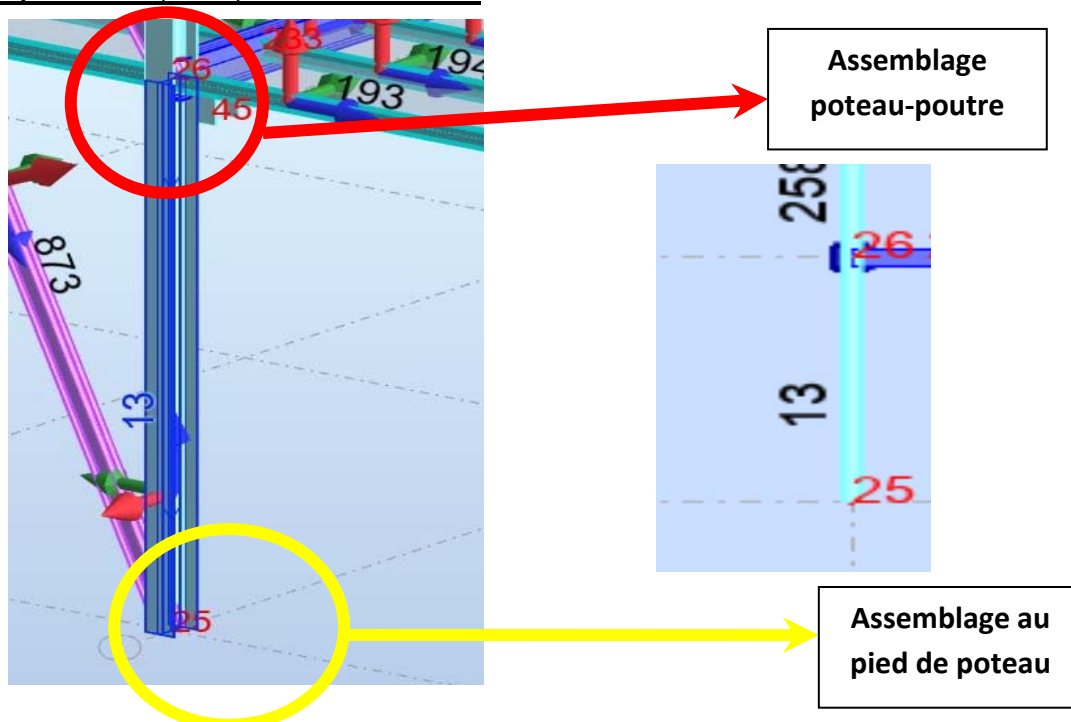


Figure VII.1: modèle d'un assemblage poteau-poutre et pied de poteau

La variation de l'effort sismique suivant les deux sens x-x et y-y, est représentée sur les figures VII 2 ; 3 on a une dissimilitude du chargement sismique au niveau des assemblages.

On constate que l'assemblage articulé présente un effort sismique plus faible de 784,96kN, par rapport aux deux autres types d'assemblage rigide et semi rigide est de 807,94 kN et 819,11 kN respectivement. On a les mêmes constatations au niveau de l'assemblage poteau-poutre.

Ce qui indique que le choix de type d'assemblage a utilisé dans une structure métallique influence considérablement sur la stabilité de cette dernière.

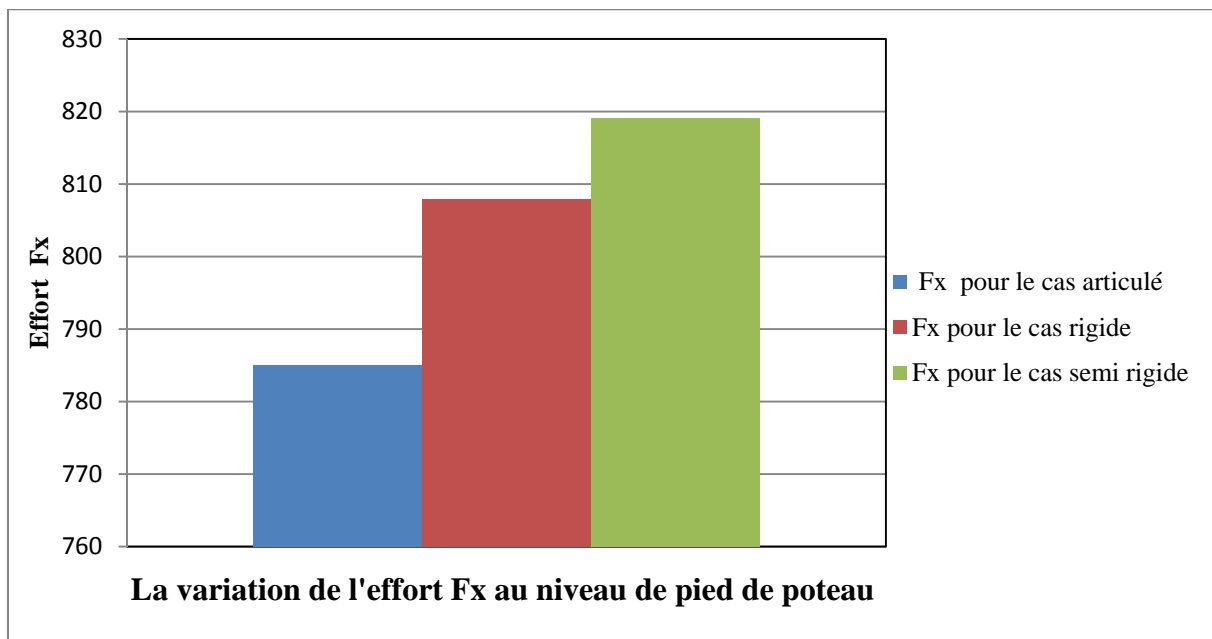


Figure VII.2: La variation de l'effort sismique Fx au niveau de pied de poteau 13/ 25/ 8 (C) (CQC)

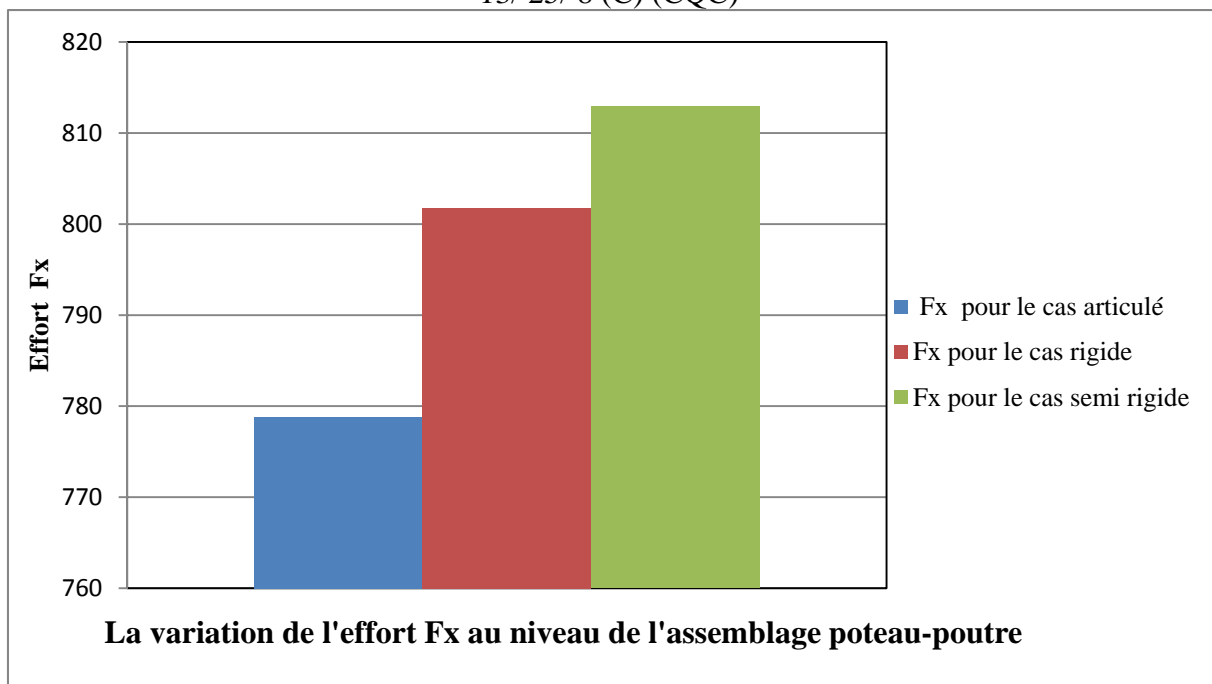




Figure VII.3 : La variation de l'effort sismique Fx au niveau de l'assemblage poteau-poutre 13/ 26/ 8 (C) (CQC)

VII.3 assemblage poteau (HEA 340) avec poutre (IPE550)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

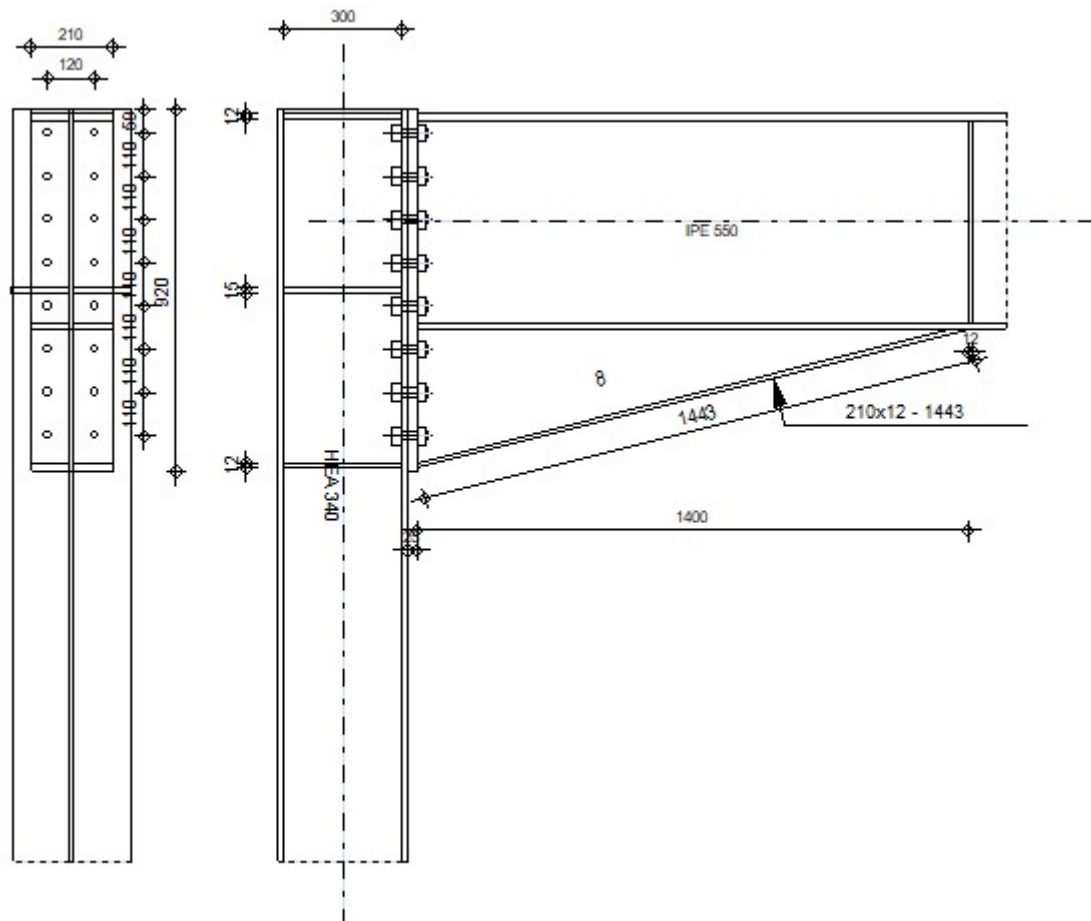


Figure VII.4 : assemblage poteau (HEA 340) avec poutre (IPE550)

GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 681
 Barres de la structure: 670, 698

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
 Barre N°: 670
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 330$ [mm] Hauteur de la section du poteau

Profilé: HEA 340
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 133,47$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 27693,10$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 550
 Barre N°: 698
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 134,42$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 67116,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 218,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 8$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 59$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 120$ [mm]
 Entraxe $p_i = 110;110;110;110;110;110$ [mm]

PLATINE

$h_p = 920$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 25$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{yp} = 235,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d = 210$ [mm] Largeur de la platine

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	350	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	1400	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	14,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

$h_{su} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	12	[mm]	Épaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance**Inférieur**

$h_{sd} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	12	[mm]	Épaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E28

 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance**PLATINE - RENFORT AME DU POTEAU**

Typ: de deux côtés

$h_a =$	15	[mm]	Longueur de la platine
$w_a =$	300	[mm]	Largeur de la platine
$t_a =$	150	[mm]	Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER

 $f_{ya} = 215,00$ [MPa] Résistance**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	13	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale
$a_{p1} =$	1	[mm]	Soudure horizontale
$a_{p2} =$	1	[mm]	Soudure verticale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 6: $1.35G+1.5Q$ $1*1.35+2*1.50$

$M_{b1,Ed} = 623,96$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} = 284,32$ [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} = 290,39$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} = 135,22$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} = -470,26$ [kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} = -333,56$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} = -166,21$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} = -243,01$ [kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 134,42$ [cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$N_{tb,Rd} = 3696,55$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 100,35$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$		
$V_{cb,Rd} = 1593,19$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,18 < 1,00$	vérifié (018)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2787,01$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd} = 766,43$ [kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 4048,85$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 1113,43$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1113,43$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 885$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 1257,81$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta =$	0,0 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	14,0 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{\text{eff,c,wb}} =$	292 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{\text{vb}} =$	72,35 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.
$\omega =$	0,89	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{com,Ed}} =$	217,36 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{\text{wc}} =$	0,91	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	23,87 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.
$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}} + A_s f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{\text{c,wb,Rd1}} =$	5133,61 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{\text{wb}} =$	468 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,12	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,73	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	7,51	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}} + A_s \chi f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$			
$F_{\text{c,wb,Rd2}} =$	4358,44 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_b t_b f_{\text{yb}} / (0.8 \cdot \gamma_{\text{M0}})$			
$F_{\text{c,wb,Rd3}} =$	866,25 [kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min}(F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$			
$F_{\text{c,wb,Rd,low}} =$	866,25 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} =$	623,96 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} =$	0,00 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} =$	135,22 [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} =$	-166,21 [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z =$	790 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{\text{wp,Ed}} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{\text{wp,Ed}} =$	639,49 [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{\text{vs}} =$	44,95 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	
$A_{\text{vp}} =$	28,50 [cm ²]	Aire de la section de la contreplaque de l'âme	
$A_{\text{vc}} =$	73,45 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	
$d_s =$	888 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	
$M_{\text{pl,fc,Rd}} =$	5,62 [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	
$M_{\text{pl,stu,Rd}} =$	2,97 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	
$M_{\text{pl,sti,Rd}} =$	2,97 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	
$V_{\text{wp,Rd}} = 0.9 (A_{\text{vs}} \cdot f_{\text{y,wc}} + A_{\text{vp}} \cdot f_{\text{ya}}) / (\sqrt{3} \gamma_{\text{M0}}) + \text{Min}(4 M_{\text{pl,fc,Rd}} / d_s, (2 M_{\text{pl,fc,Rd}} + M_{\text{pl,stu,Rd}} + M_{\text{pl,sti,Rd}}) / d_s)$			
$V_{\text{wp,Rd}} =$	980,00 [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,65 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,65)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 19$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 317$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 73,45$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.2.(1)]
 $\omega = 0,73$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 164,55$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 34,86$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 2167,78 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$d_{wc} = 243$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,49$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 1,00$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 2,76$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 2167,78 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 2167,78 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

Tableau VII.1 : LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	-	90	-	110	211	269	211	269	216	201	201	201
2	34	-	90	-	110	211	247	211	247	220	110	110	110
3	34	-	90	-	110	211	247	211	247	220	110	110	110
4	34	-	90	-	110	211	247	211	247	220	110	110	110
5	34	-	90	-	110	211	247	211	247	220	110	110	110
6	34	-	90	-	110	211	247	211	247	220	110	110	110
7	34	-	90	-	110	211	247	211	247	220	110	110	110
8	34	-	90	-	110	211	257	211	257	216	188	188	188

Tableau VII.2 : LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	45	-	45	-	110	285	328	285	328	253	264	253	264
2	45	-	45	-	110	285	238	238	238	220	110	110	110

Tableau VII.3 : RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	375 , 50	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 375,50$	375 , 50	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 738,25$	738 , 25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 436,32$	436 , 32	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 870,73$	870 , 73	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 665,08$	665 , 08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 980,00$	980 , 00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 2167,78$	2167 , 78	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1257,81$	1257 , 81	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 866,25$	866 , 25	Ame de la poutre - compression

Tableau VII.4 : RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	262 , 89	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 364,57$	364 , 57	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 738,25$	738 , 25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 410,42$	410 , 42	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 726,03$	726 , 03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 665,08$	665 , 08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 980,00 - 375,50$	604 , 50	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2167,78 - 375,50$	1792 , 28	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1257,81 - 375,50$	882 , 31	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 866,25 - 375,50$	490 , 75	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 638,39 - 375,50$	262 , 89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1032,96 - 375,50$	657 , 46	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 738,48 - 375,50$	362 , 98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1142,62 - 375,50$	767 , 12	Ame de la poutre - traction - groupe

Tableau VII.5 : RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	226 , 59	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 364,57$	364 , 57	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 738,25$	738 , 25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 410,42$	410 , 42	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 726,03$	726 , 03	Ame de la poutre - traction

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp} p	Composant
$B_{p,Rd} = 665,08$	665,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 980,00 - 638,39$	341,61	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 2167,78 - 638,39$	1529,38	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 1257,81 - 638,39$	619,42	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{tj,Rd} = 866,25 - 638,39$	227,86	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 489,48 - 262,89$	226,59	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 765,37 - 262,89$	502,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 935,18 - 638,39$	296,79	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1307,39 - 638,39$	669,00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 613,12 - 262,89$	350,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 671,55 - 262,89$	408,66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1045,04 - 638,39$	406,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 1478,39 - 638,39$	840,00	Ame de la poutre - traction - groupe

Tableau VII.6 : RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	1,27	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 364,57$	364,57	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 738,25$	738,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 410,42$	410,42	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 726,03$	726,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 665,08$	665,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 980,00 - 864,98$	115,02	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 2167,78 - 864,98$	1302,79	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 1257,81 - 864,98$	392,83	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 866,25 - 864,98$	1,27	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 489,48 - 226,59$	262,89	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 765,37 - 226,59$	538,78	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 734,23 - 489,48$	244,74	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1085,28 - 489,48$	595,79	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1180,66 - 864,98$	315,67	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1528,46 - 864,98$	663,47	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 613,12 - 226,59$	386,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 671,55 - 226,59$	444,96	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 919,67 - 489,48$	430,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1007,33 - 489,48$	517,84	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1351,60 - 864,98$	486,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1814,17 - 864,98$	949,18	Ame de la poutre - traction - groupe

Tableau VII.7: RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 364,57$	364,57	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 738,25$	738,25	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 410,42$	410,42	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 726,03$	726,03	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 665,08$	665,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{ti,Rd} = 980,00 - 866,25$	113,75	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 2167,78 - 866,25$	1301,53	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 1257,81 - 866,25$	391,56	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 866,25 - 866,25$	0,00	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 489,48 - 1,27$	488,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 765,37 - 1,27$	764,11	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 734,23 - 227,86$	506,37	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1085,28 - 227,86$	857,42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 978,97 - 490,75$	488,22	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1349,99 - 490,75$	859,24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1425,40 - 866,25$	559,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1703,22 - 866,25$	836,97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 613,12 - 1,27$	611,85	Platine d'about - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 671,55 - 1,27$	670,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 919,67 - 227,86$	691,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1007,33 - 227,86$	779,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1226,23 - 490,75$	735,48	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1343,10 - 490,75$	852,35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1658,16 - 866,25$	791,91	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 2149,94 - 866,25$	1283,69	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

Tableau VII.8: RECAPITULATIF DES EFFORTS

N_r	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	845	375,50	375,50	738,25	436,32	870,73	436,32	665,08
2	735	262,89	364,57	738,25	410,42	726,03	436,32	665,08
3	625	226,59	364,57	738,25	410,42	726,03	436,32	665,08
4	515	1,27	364,57	738,25	410,42	726,03	436,32	665,08
5	405	-	364,57	738,25	410,42	726,03	436,32	665,08
6	295	-	364,57	738,25	410,42	726,03	436,32	665,08
7	185	-	364,57	738,25	410,42	726,03	436,32	665,08
8	75	-	369,48	738,25	410,42	726,03	436,32	665,08

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 652,46 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,96 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,96)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,90 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 164,22 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 218,16 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 294,03 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 241,76 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

N_r	F_{tj,Rd,N}	F_{tj,Ed,N}	F_{tj,Rd,M}	F_{tj,Ed,M}	F_{tj,Ed}	F_{vj,Rd}
1	436,32	0,00	375,50	359,10	359,10	135,36

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
2	436,32	0,00	262,89	251,41	251,41	193,26
3	436,32	0,00	226,59	216,69	216,69	211,93
4	436,32	0,00	1,27	1,21	1,21	327,78
5	436,32	0,00	0,00	0,00	0,00	328,43
6	436,32	0,00	0,00	0,00	0,00	328,43
7	436,32	0,00	0,00	0,00	0,00	328,43
8	436,32	0,00	0,00	0,00	0,00	328,43

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 2182,07 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,13 < 1,00$$

vérifié

$$(0,13)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 216,43 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 87,59 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 128,84 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 162561,44 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 125,19 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 120,44 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 22,07 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 250,37 < 365,00 \text{ vérifié} \quad (0,69)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 243,89 < 365,00 \text{ vérifié} \quad (0,67)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2} \quad 125,19 < 262,80 \text{ vérifié} \quad (0,48)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 5 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 16 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 22 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 71 \text{ [mm]} \text{ Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 7 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

Tableau VII.9: RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	60 , 25	3748 , 75
1	845	4	21	38	2	19 , 14	1616 , 48
2	735	2	12	17	1	10 , 53	773 , 59
3	625	2	12	17	1	8 , 95	559 , 26
4	515	2	12	17	1	7 , 38	379 , 63
5	405	2	12	17	1	5 , 80	234 , 68
6	295	2	12	17	1	4 , 22	124 , 42
7	185	2	12	17	1	2 , 65	48 , 86
8	75	4	20	26	2	1 , 59	11 , 83

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 622 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 10 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 73 , 45 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}$$

$$\beta = 1 , 00 \text{ Paramètre de transformation}$$

$$z = 622 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier}$$

$$k_1 = 4 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement}$$

$$k_2 = \infty \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression}$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 249212 , 61 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2 , 65 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 94080 , 55 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

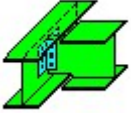

$$S_{j,rig} = 83091 , 91 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 5193 , 24 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0 , 96
--	-------	--------

VII.4 assemblage poutre solive (IPE 550-IPE 200)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) EN 1993-1-8:2005/AC:2009	

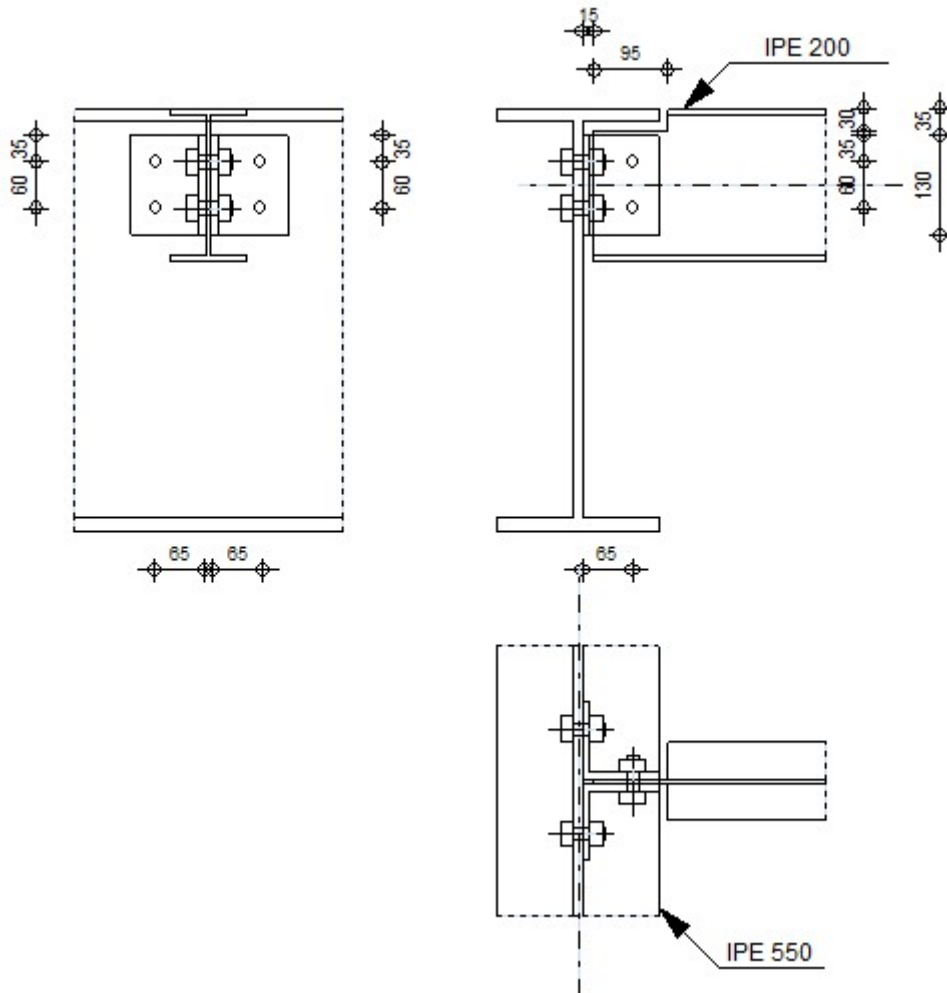


Figure VIII.5 : assemblage poutre solive (IPE 550-IPE 200)

GENERAL

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 779
 Barres de la structure: 698, 793

GEOMETRIE**POUTRE PRINCIPALE**

Profilé: IPE
 550

Profilé: IPE
550
Barre N°: 698
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 550$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 210$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 24$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 134,42$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 67116,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau: ACIER E28
 $f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 200
Barre N°: 793
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 200$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 100$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 28,48$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 1943,17$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 95$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 100x10
 $h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 130$ [mm] Longueur de la cornière
Matériau: ACIER E28
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 35$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 35$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_1 = 60$ [mm] Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 6: 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

$N_{b,Ed} = -0,00$ [kN] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 24,28$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,60$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 45,22$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_u \cdot A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,99$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,99 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 142,08$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 123,88$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 84,0$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 84,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,82$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Vz} = 6,07$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$e = 68$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$F_{Mx} = 13,72$	[kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum z_i^2$	
$F_{x,Ed} = 13,72$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z,Ed} = 6,07$	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Ed} = 15,00$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{Rdx} = 84,00$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 84,00$	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 13,72 < 38,60$	vérifié	(0,16)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 6,07 < 38,60$	vérifié	(0,07)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$15,00 < 38,60$	vérifié	(0,39)

Traction des boulons

$e = 71$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 0,86$	[kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$	
$F_{t,Ed} = 14,28$	[kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} \cdot z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 \cdot N_{b2,Ed} / n$	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		$14,28 < 45,22$	vérifié	(0,32)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 15,00$	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0$		$0,61 < 1,00$	vérifié	(0,61)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,21$	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$	
--------------------	------	--	---	--

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 \cdot d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 67,20$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,74$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 \cdot d_0), p_1 / (3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 53,76$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd2x} = 168,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	---

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
----------------	---------------	----------------

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
---------------------	---------------	----------------

$F_{b,Rd2z} = 168,0$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$
---------------------------	---	---

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 71$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale
$M_0 = 1,71$ [kN*m]	Moment fléchissant réel $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial
$F_{Vz} = 12,14$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant
$F_{Mx} = 28,55$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z $F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 28,55$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 12,14$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z
$F_{Ed} = 31,03$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 67,20$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 53,76$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 28,55 < 67,20$ vérifié
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 12,14 < 53,76$ vérifié
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$31,03 < 77,21$ Vérifié

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,80$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 150,08$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |12,14| < 150,08$ **vérifié** (0,08)

POUTRE

$A_{nt} = 2,30$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,09$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 102,10$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |24,28| < 102,10$ **vérifié**

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,50$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4,70$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,65 < 0,85$

$W_{net} = 27,22$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 7,48$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,86| < 7,48$ **vérifié** (0,11)

$A_v = 13,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a \cdot t_{fa}$

$A_{v,net} = 9,40$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 206,40$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |12,14| < 206,40$ **vérifié** (0,06)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 4,76$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 3,75$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,71 < 0,85$

$W_{net} = 25,39$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 6,98$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |1,71| < 6,98$ **vérifié** (0,25)

$A_v = 9,52$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement



$A_{v,net} = 7,50$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$

$V_{pl,Rd} = 151,15$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |24,28| < 151,15$ **vérifié** (0,16)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,61
--	-------	------

VII.5 Calcul des pieds de poteaux

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	
		<p>Ratio 0,55</p>

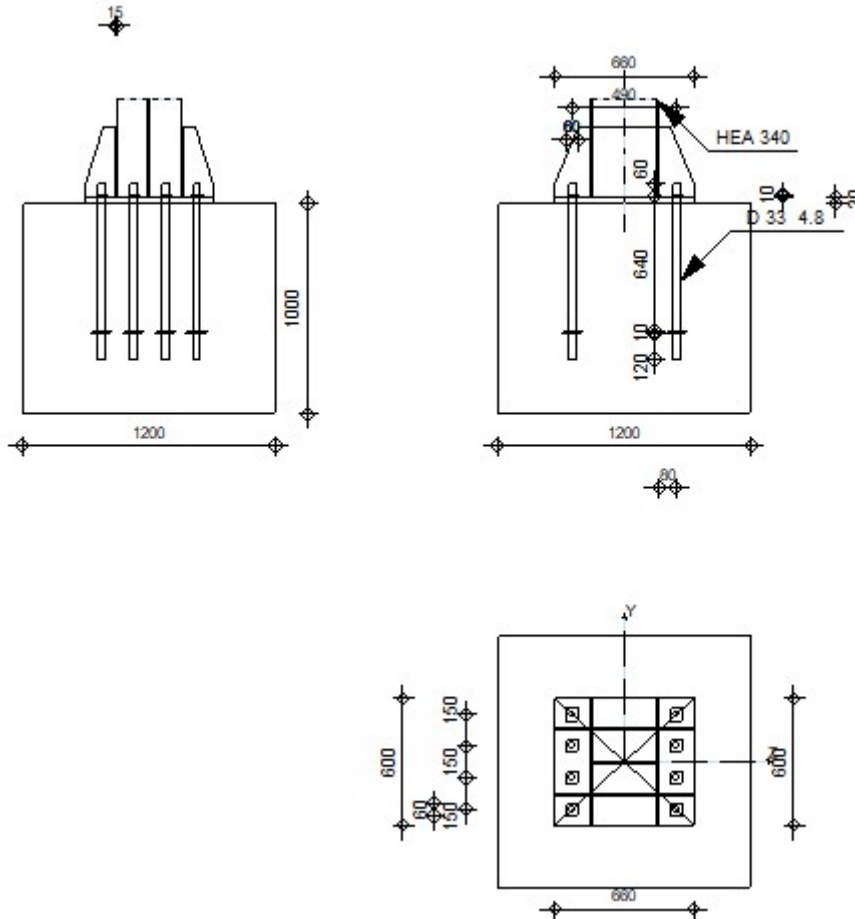


Figure VII.6 : Pied de Poteau encastré

GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 47
 Barres de la structure: 24

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
 Barre N°: 24
 L_c = 6,00 [m] Longueur du poteau

$L_c =$	6,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	330	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	10	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	17	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	133,47	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	27693,10	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

$f_{uc} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	660	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	600	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	30	[mm]	Épaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 33$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 6,94$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 8,55$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 490$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 150; 150$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur

$b_p = 100$ [mm] Largeur

$t_p = 10$ [mm] Épaisseur

Matériau: ACIER

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 660$ [mm] Longueur
 $w_s = 600$ [mm] Largeur
 $h_s = 330$ [mm] Hauteur
 $t_s = 15$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 50$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 50$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe Utilisateur

$f_{ck} = 352,50$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 6$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 9: $1.2EY+G+Q$ $5*1.20+(1+2)*1.00$

$N_{j,Ed} = -1315,20$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -168,63$ [kN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 0,52$ [kN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -1,17$ [kN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = 7,77$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 298,75$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 17$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 50$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 333$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 165,74$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 1491,63$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$F_{rdu} = 11684,40$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$$

$f_{jd} = 470,00$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 1243,19$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 437,53$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 432,56$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 58430,00$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 20564,04$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 20330,25$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 6393,23$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 1758,14$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 378$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 4646,61$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 5636,20$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 1549,95$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 359$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 4317,54$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 58430,00$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{c,Rd,y} = 4646,61$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{c,Rd,z} = 4317,54$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
$e_y = 1$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 189$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 245$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 8,26$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,14 < 1,00$	vérifié	(0,14)
$e_z = 6$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 179$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 225$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 49,39$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,30 < 1,00$	vérifié	(0,30)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,71$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 0,71$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 572,79$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,81$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,81$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 649,16$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,36$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 8,55$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 400,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 97,44$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 525,80$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp} = 486,85$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 2836,45$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,63$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,89$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\alpha,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y} = 737,04$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 2612,59$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,70$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 0,91$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,z} = 776,20$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 1315,20$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd} = 394,56$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 1174,04$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,14 < 1,00$ vérifié $(0,14)$

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 1174,04$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,14 < 1,00$	vérifié	(0,14)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 13,28$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 160,96$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 79$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 14906,72$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 4,35$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 25,04$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieure	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 32,52$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 56,49$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,21 < 1,00$	vérifié	(0,21)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 8,89$ [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 131,70$ [kN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 75$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 15258,38$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$\sigma_d = 2,62$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_g = 16,60$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\tau = 26,61$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\sigma_z = 46,16$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 29,80$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} = 29,80$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{yII} = -14,19$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{zII} = 0,04$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]	
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,10 < 1,00$	vérifié	(0,10)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0,14 < 1,00$	vérifié	(0,14)

SOUDEURES VERTICALES DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	121,94	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z$) / ($f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$) \leq 1.0 (4.1) 0,55 < 1,00 vérifié (0,55)				

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	43,29	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	43,29	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	49,89	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	122,32	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z$) / ($f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$) \leq 1.0 (4.1) 0,32 < 1,00 vérifié (0,32)				

SOUDEURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	86,23	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	86,23	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	63,40	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	204,45	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z$) / ($f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$) \leq 1.0 (4.1) 0,54 < 1,00 vérifié (0,54)				

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	86,23	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	86,23	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	64,12	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	205,12	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z$) / ($f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$) \leq 1.0 (4.1) 0,54 < 1,00 vérifié (0,54)				

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	50	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	333	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	101	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	367	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	68	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	13	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]

$L_b = 321$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$	
$k_{16,y} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,48$ Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 1517826,87$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 290777,55$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$	
$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{A_{c,z}} / (1.275 \cdot E)$	
$k_{13,z} = 163$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 367$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 68$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$	
$k_{15,z} = 13$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 321$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$	
$k_{16,z} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,93$ Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 2207331,87$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 78078,00$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,55
--	-------	------

Annexe

1 Introduction

Les stabilités et les contreventements, ont pour fonction principale de reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant un ouvrage, ainsi que d'empêcher de grandes déformations sous les mêmes sollicitations.

L'importance des stabilités et des contreventements est très grande, elle représente le facteur principal de la sécurité d'un ouvrage.

2 Types de stabilité

- ✓ Stabilité en X
- ✓ Stabilité en Y
- ✓ Stabilité en V
- ✓ Stabilité en K

Pour notre bâtiment on a utilisé des palées de stabilité en V brisé a cause de la présence des ouvertures.

3 Stabilités verticales

L'étude de la stabilité verticale est faite par le logiciel de calcul ROBOT Millenium dans les deux sens transversal et longitudinal.

3.1 Sens transversal

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 1072 st_1072

POINT: 6

COORDONNEE: $x = 0.83 L = 5.90 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $8 \text{ 1.2EX+G+Q } 4*1.20+(1+2)*1.00$

MATERIAU:

ACIER E28 $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 UPN 200

$h=20.0 \text{ cm}$

$g_{M0}=1.00$

$g_{M1}=1.00$

$b=16.5 \text{ cm}$

$A_y=34.50 \text{ cm}^2$

$A_z=34.00 \text{ cm}^2$

$A_x=64.40 \text{ cm}^2$

$t_w=0.9 \text{ cm}$

$I_y=3820.00 \text{ cm}^4$

$I_z=786.57 \text{ cm}^4$

$I_x=23.80 \text{ cm}^4$

$t_f=1.1 \text{ cm}$

$W_{ply}=456.00 \text{ cm}^3$

$W_{plz}=177.74 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

Annexe

$N_{y,Ed} = 530.91 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 0.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{c,Rd} = 1771.00 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 1.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{b,Rd} = 1654.10 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 125.40 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -0.62 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 114.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 539.82 \text{ kN}$
		$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 1.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.15$
$L_{cr,y} = 1.00 \text{ m}$	$X_y = 1.00$
$Lam_y = 12.98$	$k_{yy} = 0.93$



en z:

$L_z = 1.00 \text{ m}$	$Lam_z = 0.33$
$L_{cr,z} = 1.00 \text{ m}$	$X_z = 0.93$
$Lam_z = 28.61$	$k_{zy} = 0.50$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{y,Ed}/N_{c,Rd} = 0.30 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\Lambda_{y} = 12.98 < \Lambda_{y,max} = 210.00 \quad \Lambda_{z} = 28.61 < \Lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{y,Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{y,Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.33 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 7 G+Q (1+2)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 7 G+Q (1+2)*1.00

$$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 1*2

$$u_{inst,z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.5 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 1*2



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

.3.2 Sens longitudinal

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 875 st_875 **POINT:** 6 **COORDONNEE:** x = 0.83 L = 5.42 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.2EY+G+Q 5*1.20+(1+2)*1.00

MATERIAU:

ACIER E28 fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 UPN 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.5 cm	Ay=34.50 cm ²	Az=34.00 cm ²	Ax=64.40 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=3820.00 cm ⁴	Iz=786.57 cm ⁴	Ix=23.80 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=456.00 cm ³	Wplz=177.74 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 464.47 kN	M _{y,Ed} = 0.56 kN*m	
N _{c,Rd} = 1771.00 kN	M _{y,Ed,max} = 1.01 kN*m	
N _{b,Rd} = 1654.10 kN	M _{y,c,Rd} = 125.40 kN*m	V _{z,Ed} = -0.41 kN
	M _{N,y,Rd} = 116.77 kN*m	V _{z,T,Rd} = 539.82 kN
		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 1.00 m	Lam _y = 0.15
L _{cr,y} = 1.00 m	X _y = 1.00
Lam _y = 12.98	k _{yy} = 0.94



en z:

L _z = 1.00 m	Lam _z = 0.33
L _{cr,z} = 1.00 m	X _z = 0.93
Lam _z = 28.61	k _{zy} = 0.50

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N _{Ed} /N _{c,Rd} = 0.26 < 1.00 (6.2.4.(1))
M _{y,Ed} /M _{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.5.(1))
M _{y,Ed} /M _{N,y,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
V _{z,Ed} /V _{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6.(1))

Annexe

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\Lambda_{y} = 12.98 < \Lambda_{y,max} = 210.00 \quad \Lambda_{z} = 28.61 < \Lambda_{z,max} = 210.00$$

STABLE

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 7 G+Q (1+2)*1.00

$$u_z = 0.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 7 G+Q (1+2)*1.00

$$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 3.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 1*2

$$u_{inst,z} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 3.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 1*2



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CONCLUSION GENERALE

Notre mémoire traitait de l'étude d'un bâtiment en charpente métallique de R+4 à usage d'habitation à Constantine.

La construction en charpente métallique commence à être exploitée récemment, le projet que nous avons effectué nous a permis de mieux cerner les aspects d'une telle construction, avoir une approche réelle des dispositions constructives.

Le bâtiment est un R+4 ses dimensions l'exposent face à différents phénomènes. Une vérification de la neige et du vent est donc établit. Un effet vibratoire produit par le vent combiné aux actions sismiques peut s'avérer catastrophique pour une telle structure, de ce fait on a vérifié la résistance de la structure à tous ces phénomènes.

Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages, ainsi que le calcul des fondations nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

[1]: JASPART J.P. –Elément de stabilité des structures de bâtiments métalliques. Notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand 1998.

[2]: LABED. A. – Cours de constructions métalliques pour Master. Université de Tébessa 2014.

[3]: JASPART J.P. –Elément de stabilité des structures de bâtiments métalliques. Notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand 1998.

[4]: ENV 1993-1-1-Eurocode 3: Part 1-1: Revised Annex J Joint in building frames 1993.

[5]: Krishnamurthy N. (1978), Fresh look at bolted end-plate behaviour and design, Engineering Journal;15(2):39–49.

[6]: EN 1994-1-1-Eurocode 4: « design of composite steel and concrete structures ». Part 1-1 General rules and rules for building: draft N°2, April 2000.

[7]: CIUTINA L. A. – Assemblage et comportement sismique de portiques en acier et mixtes acier-béton : Expérimentation et simulation numérique. Thèse de doctorat : Institut National des Sciences Appliquées de Rennes 2003.

[8]: Frye M.J., Morris G.A. (1975), Analysis of flexibly connected steel frames. Canadian Journal of Civil Engineering;2(3):280–91.

[9]: calcul des structures méthanique selon l’Eurocode 3 : JEAN-MOREL 1994.

[10]: Traite de génie civil de l’école polytechnique fédérale de Lausanne volume 10
MANFRED.A, HIRT ROFT BEZ 1994.

RNV1999

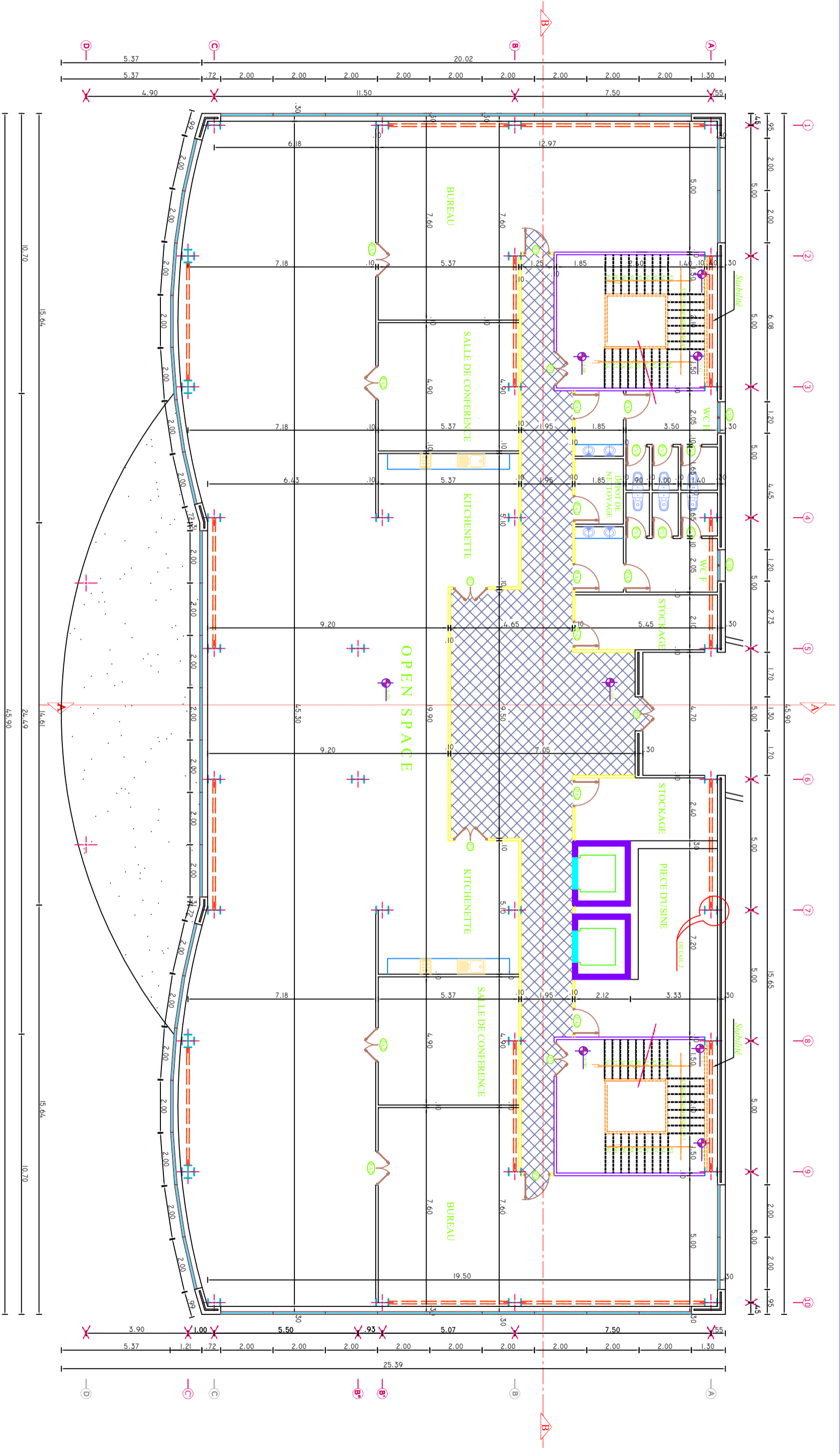
RPA99-VERSION-2003

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation dans la wilaya Constantine.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA 99, la vérification des éléments, puis l'étude des assemblages de la structure et leur influence sur la variation de l'effort sismique et enfin l'étude de fondation.

Mots clés : charpente métallique, assemblages, RPA 99, CCM 97

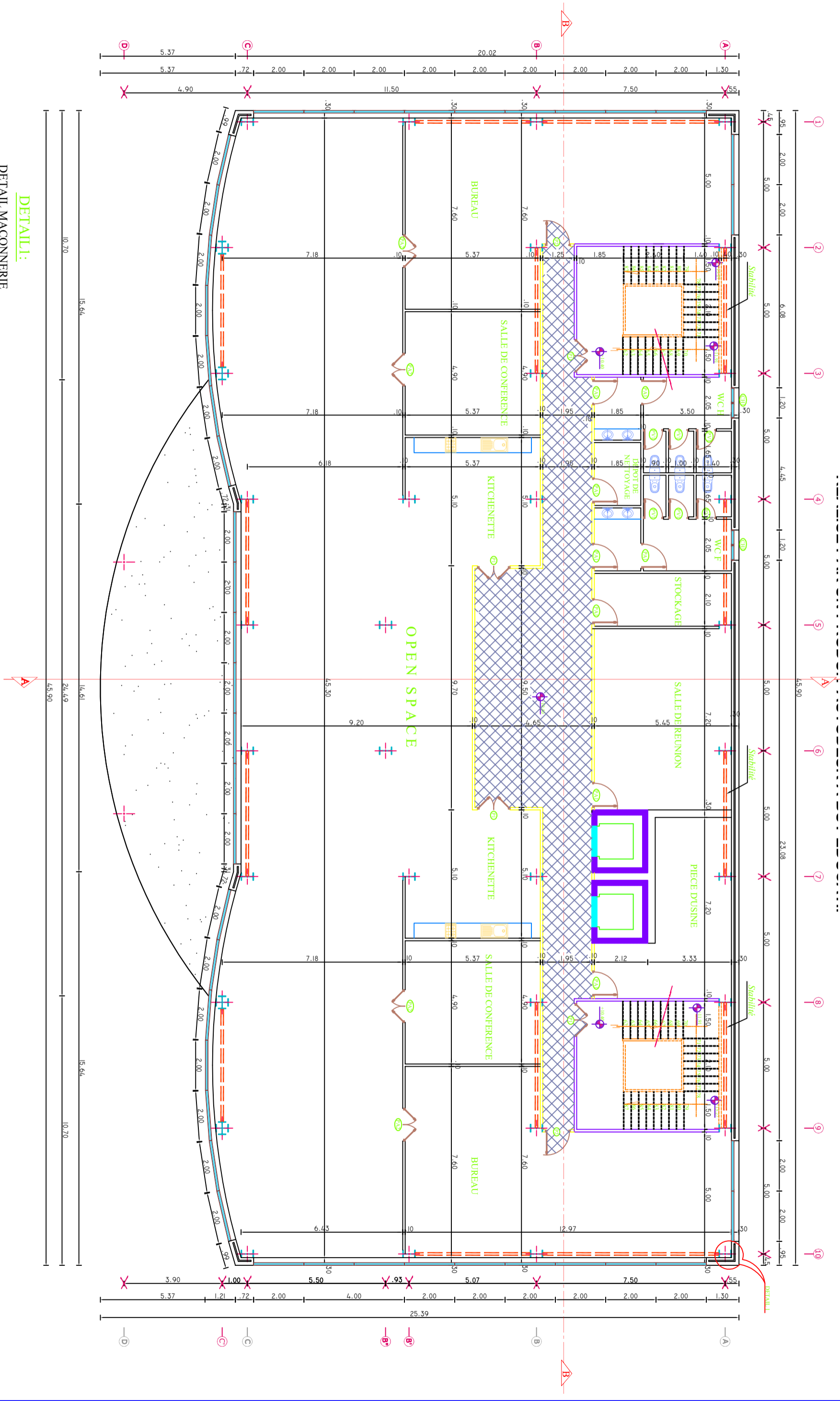


VUE EN PLAN 1er ETAGE

DETAIL 2:

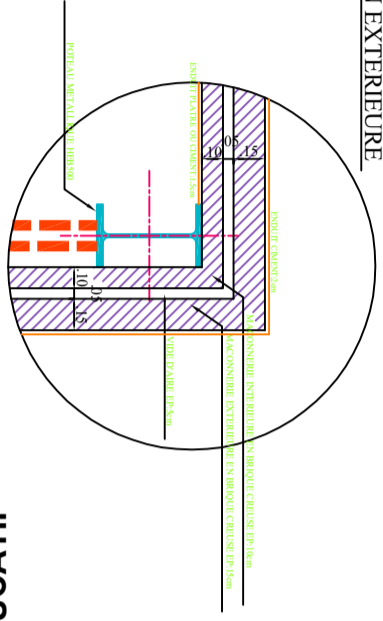
DOUBLE CLOISON EXTERIEURE

- MUR COUPE FEU F90
- MUR COUPE FEU I30

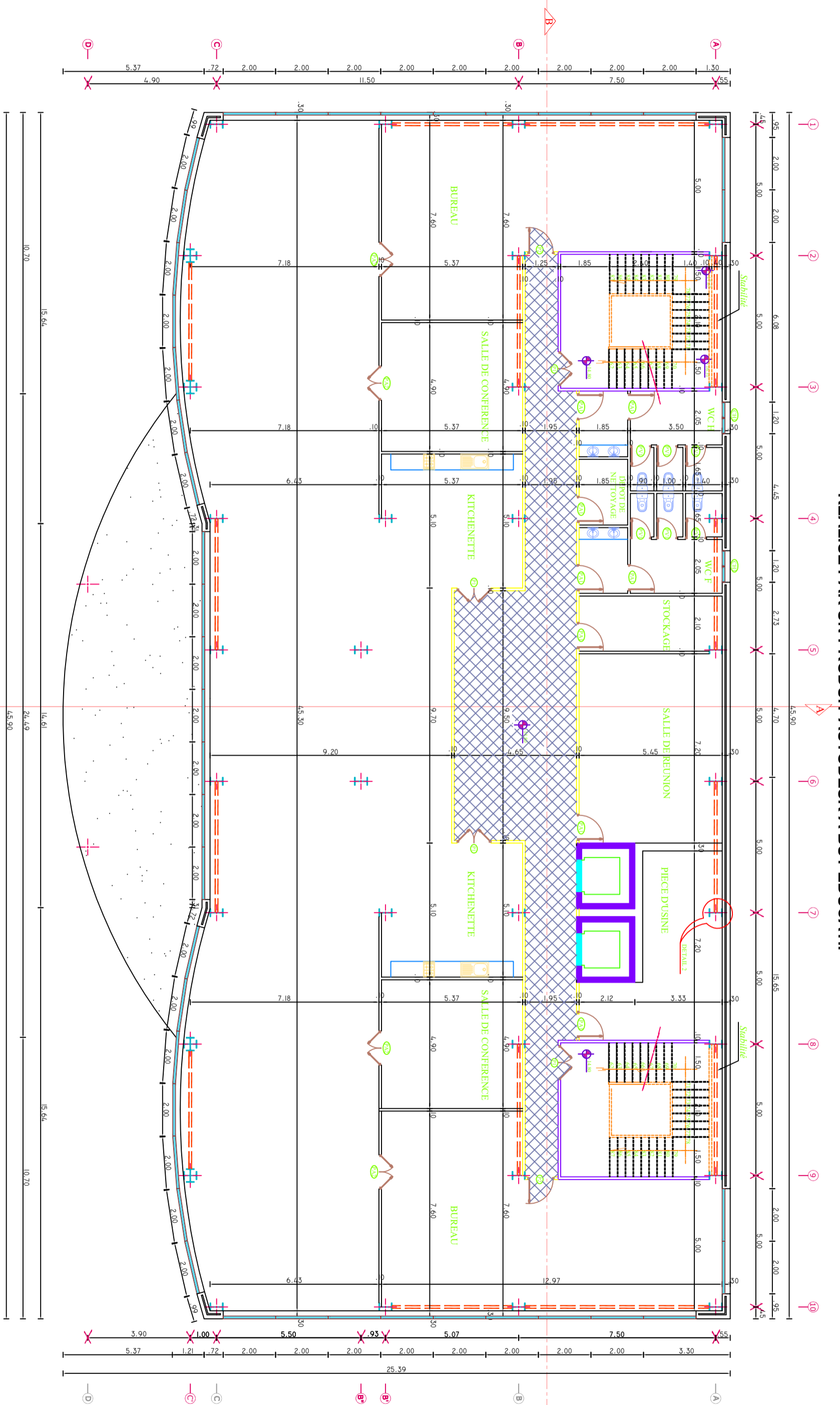


DETAIL 1:

DETAIL: DOUBLE CLOISON EXTERIEURE

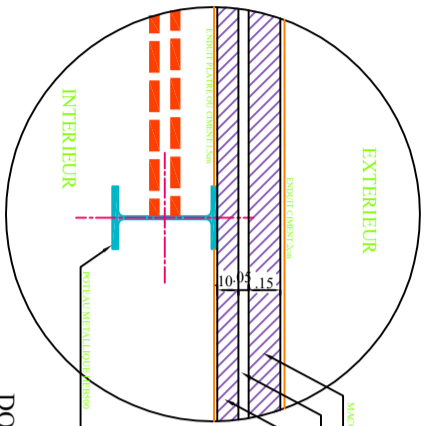


VUE EN PLAN 2ème ETAGE

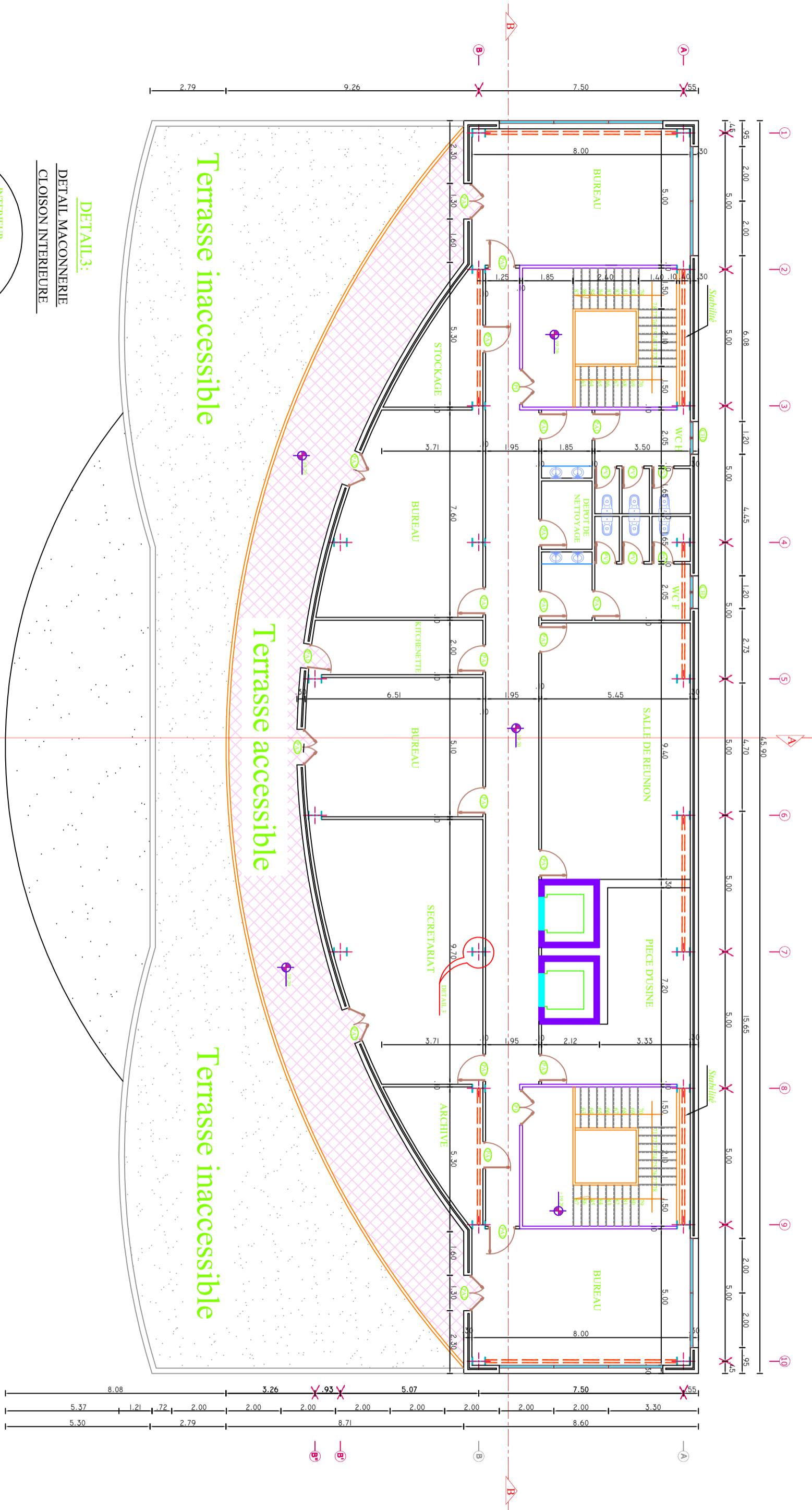


VUE EN PLAN 3ème ETAGE

- MUR COUPE FEU P90
- MUR COUPE FEU F30



- DETAIL2: DOUBLE CLOISON EXTERIEURE

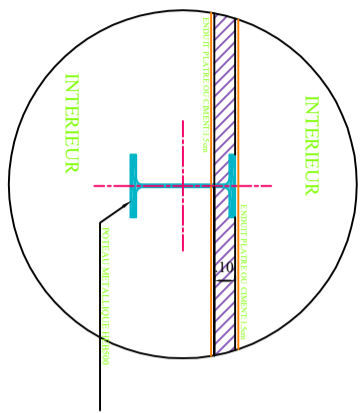


Terrasse inaccessible

Terrasse accessible

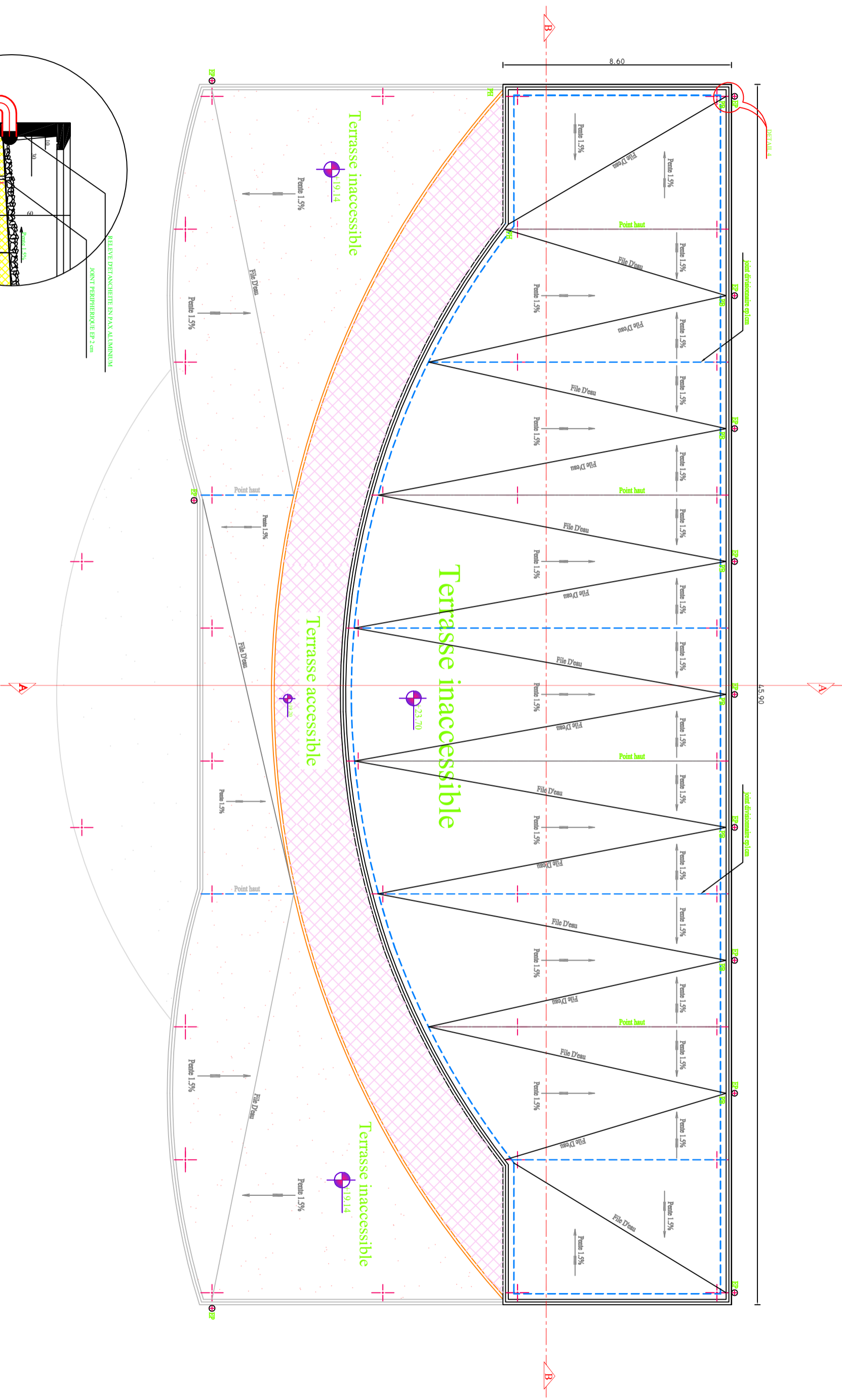
Terrasse inaccessible

DETAIL 3:
DETAIL MACONNERIE
CLOISON INTERIEURE

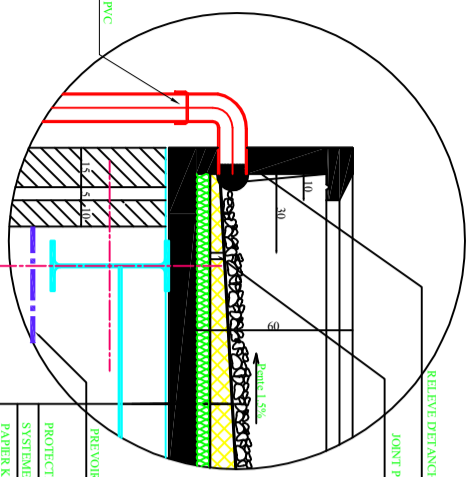


VUE EN PLAN 4ème ETAGE

MUR COUPE FEU P90



VUE EN PLAN TERRASSE



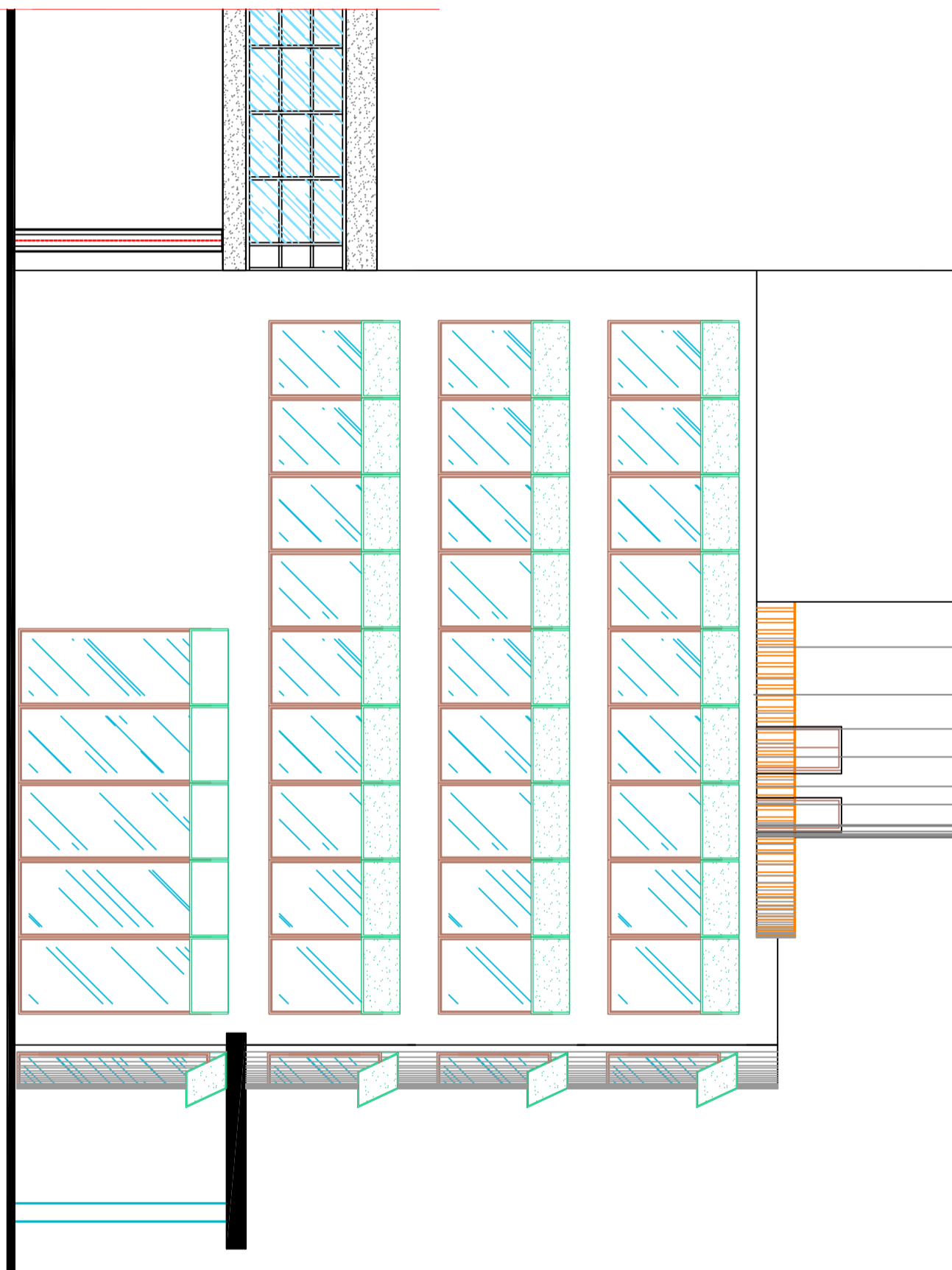
DETAIL 4:
DETAIL ETANCHEITE
(descente extérieure)

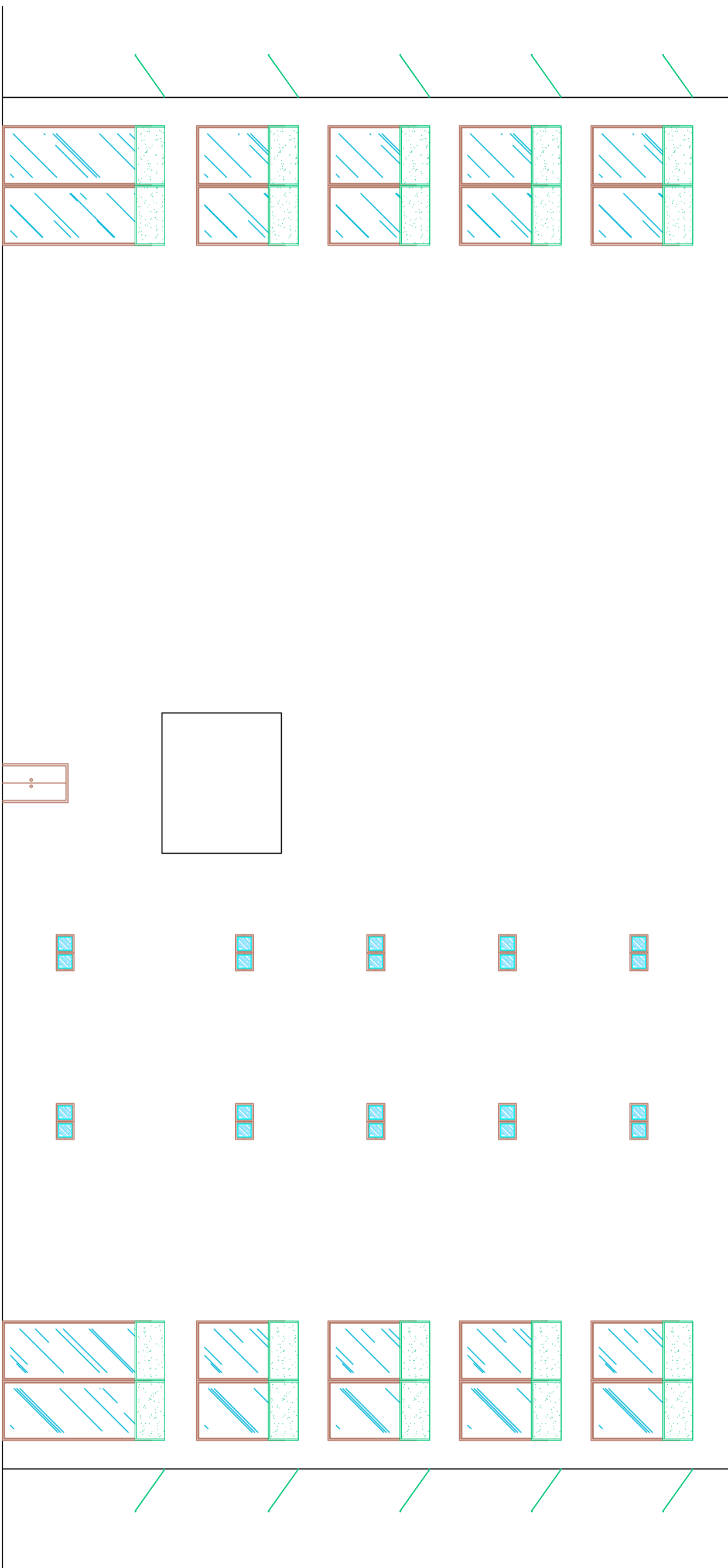
DISCENTE EP EN PVC	PREVOIR UN FAUX PLAFOND
RELIEF DETRANCHEE EN PAX ALUMINIUM	JOINT PERIPHERIQUE EP 2cm
PROTECTION GRANULON ROULEE ep 5cm	SYSTEME MULTICOUCHE 3/6/5/3/6/3
PAPIER KRAFFT (épaisseur indépendante)	PAPIER KRAFFT (épaisseur indépendante)
FORME DE PENTE (selon usage)	FORME DE PENTE (selon usage)
FINA POLYANE	ISOLATION THERMIQUE ep 5cm
ISOLATION THERMIQUE ep 5cm	(type ou polystyrène expansé 25 kg/m³)
PARE-VAPEUR (GHEP) BANCHE 1/60/1/60	DALE ET LINE EN BA
DALE ET LINE EN BA	COTRAGE PERDU EN TNS40

FACADE EST

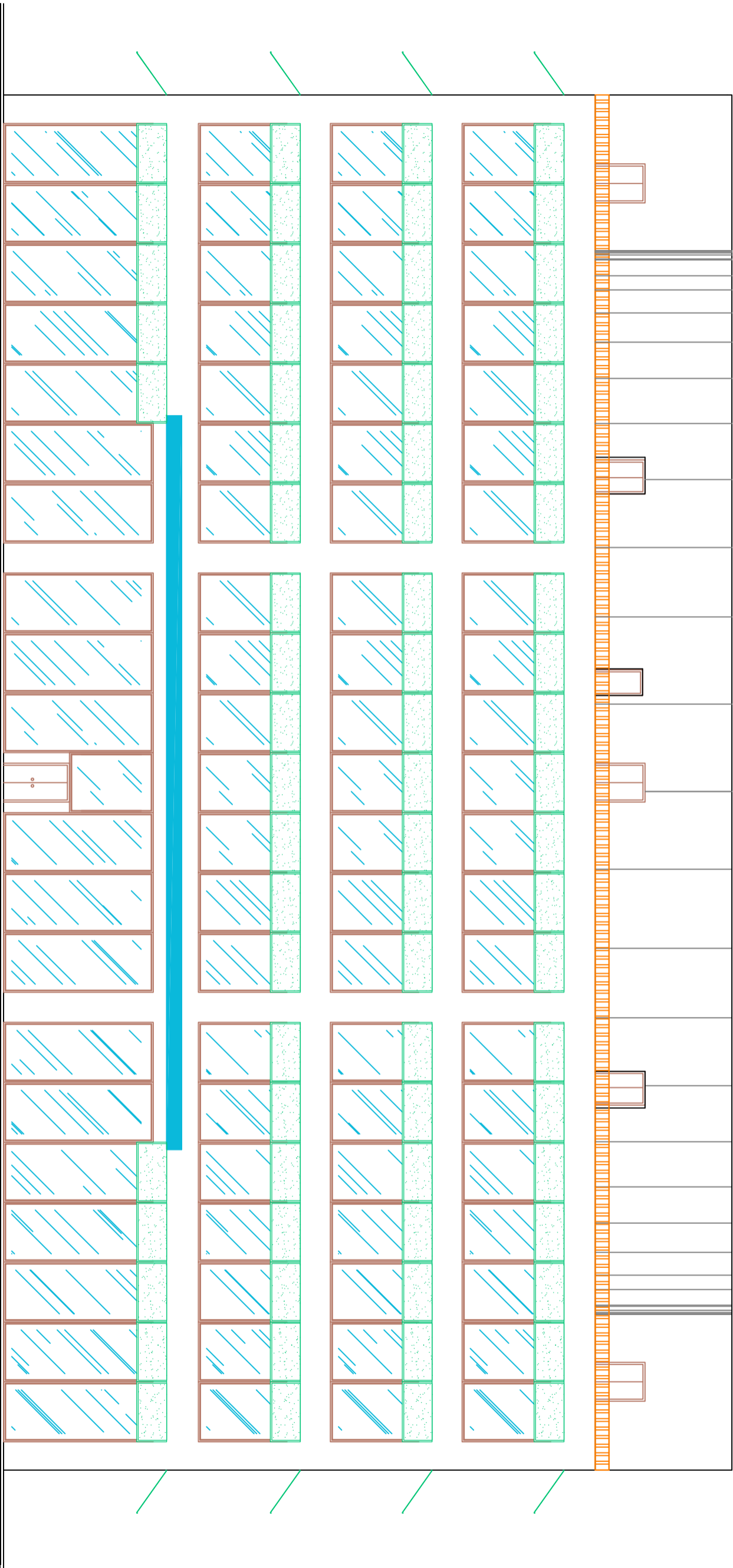


FACADE OUEST

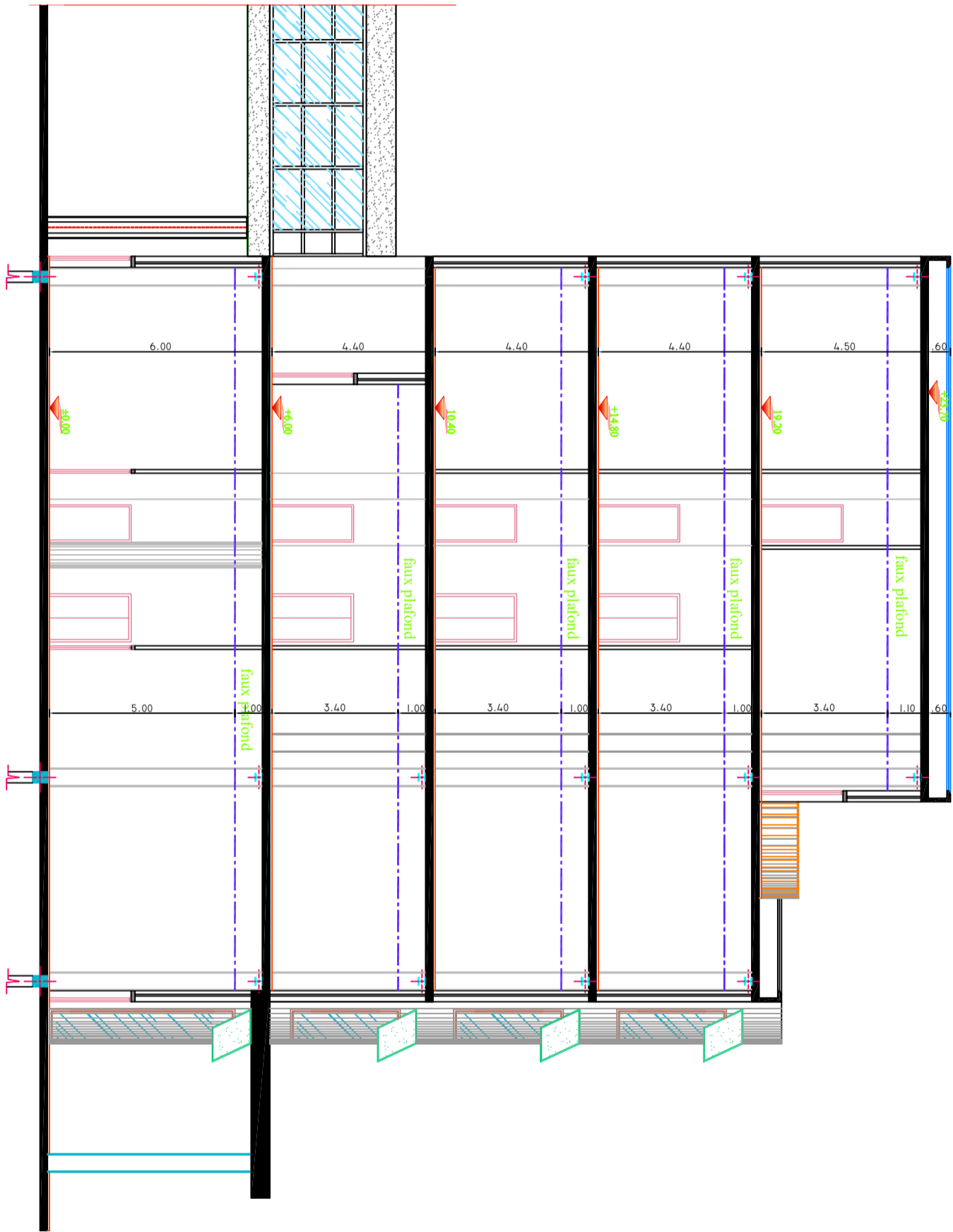




FACADE NORD



FACADE SUD



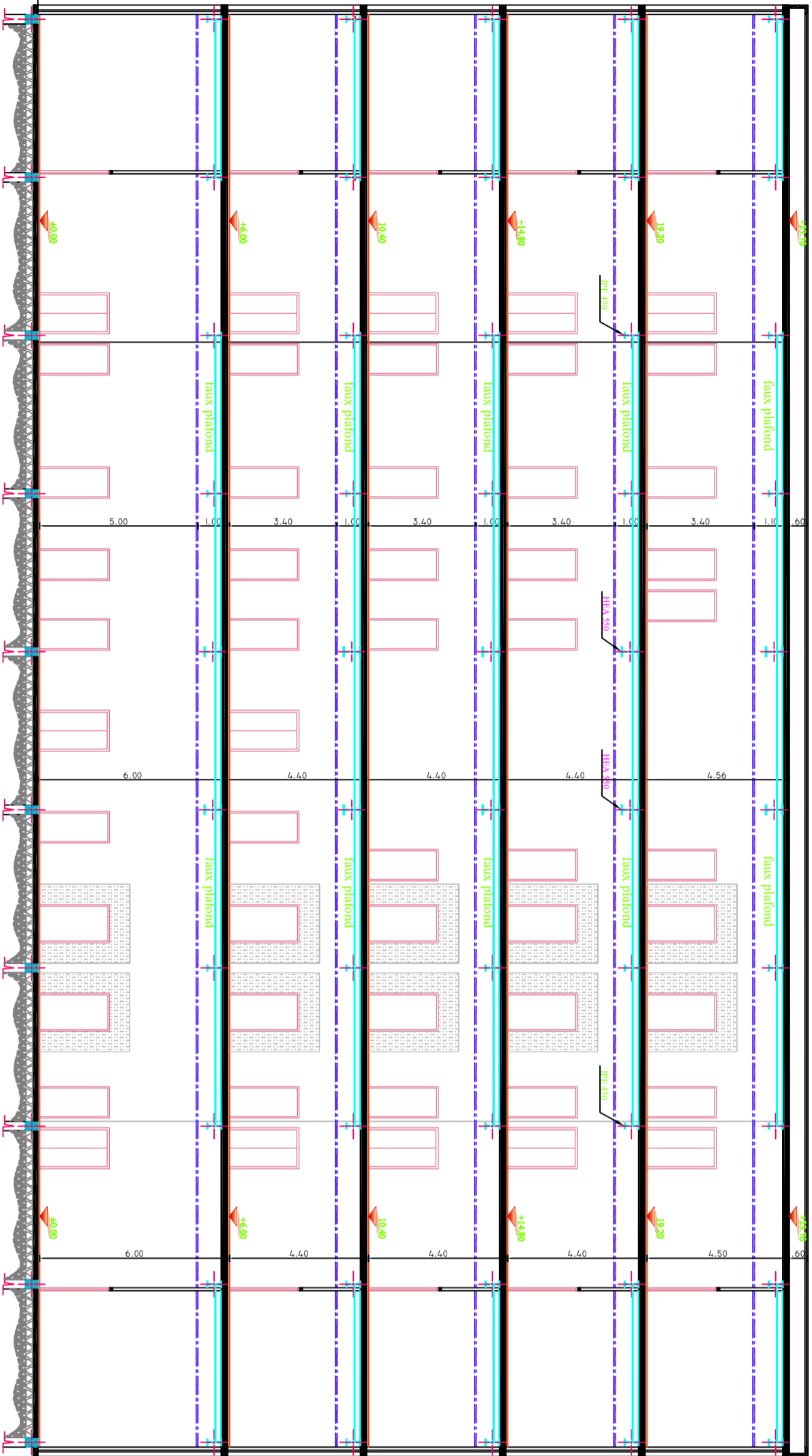
COUPE A-A

Abstract

Our end of study project consists in studying a metal frame building for residential use in the wilaya of Constantine.

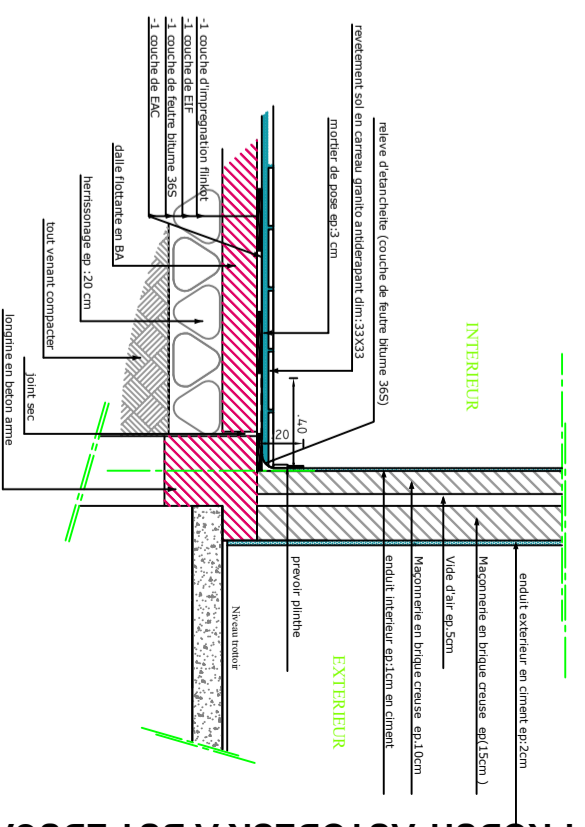
The project is developed in several stages, we carried out the load descent for the pre-dimensioning of the load-bearing elements, a seismic study according to RPA 99, the verification of the elements, then the study of the assemblies of the structure and their influence on the variation of the seismic force and finally the foundation study.

Key words: metal frame, assemblies, RPA 99, CCM 97



COUPE B-B

DETAILS DETANCHEITE TYPES
LOCAUX HUMIDES



Introduction générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I : Recherche Bibliographique

I.1 Introduction.....	03
I.2 le rôle d'un assemblages.....	03
I.3 Les type d'assemblages.....	03
I.3.1 Assemblage poutre-poteau.....	04
I.3.1.1 Types d'assemblage poutre poteau.....	05
I.3.2 Assemblage de continuité.....	06
I.3.3 Assemblage de pied de poteau.....	07
I.4 Moyens d'assemblage.....	08
I.4.1 Les assemblages boulonnés.....	08
I.4.1.1 Le rivetage.....	08
I.4.1.2 Rivets à anneau.....	08
I.4.1.3 Le boulonnage.....	08
I.4.2 Les assemblages soudés.....	10
I.4.3 Les assemblages chimiques (colles).....	11
I.5 Fonctionnement des assemblages.....	12
I.5.1 Fonctionnement par obstacle.....	12
I.5.2 Fonctionnement par adhérence.....	12
I.5.3 Fonctionnement mixte.....	12
I.6 Classification des assemblages selon l'Eurocode 3.....	12
I.7 Caractérisation du comportement des assemblages.....	13
I.8 Classification des assemblages métalliques.....	14
I.8.1 Classification des assemblages en rigidité.....	15
a) Assemblages articulés.....	16
b) Assemblages rigides.....	16
c) Assemblages semi-rigides.....	17
I.8.2 Classification des assemblages par la résistance.....	17
a) Assemblage à résistance complète.....	18
b) Assemblage à résistance partielle.....	18
c) Assemblage articulé.....	19
I.8.3 Classification des assemblages par capacité de rotation.....	19
I.9 Idéalisations des courbes Moment-Rotation de l'assemblage.....	20

I.10 Modélisation des assemblages.....	20
--	----

Chapitre II: Étude climatique

II.1 Introduction.....	23
II .2 Etude de la neige.....	23
II.2.1 Calcul des charges de la neige.....	23
II.3 Etude du vent.....	24
II.3.1 Introduction.....	24
II.3.2 Pression due au vent q_j	24
II.3.2.1 Détermination de C_d	25
II.3.2.2 Calcul de la pression dynamique q_{dyn}	27
II.3.2.3 Calcul des coefficients de pressions.....	29
II.3.2.3.1 Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe}	29
II.3.2.3.2 Calcul des Coefficient de pression intérieure C_{pi}	34
II.4 Vérification aux frottements.....	38

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaire

III.1 Étude de l'acrotère.....	39
III.1.1 Définition.....	39
III.1.2 Hypothèse de calcul.....	39
III.1.3 Evaluation des actions.....	39
III.1.4 Calcul des sollicitations.....	40
III.1.5 Ferrailage de l'acrotère (selon le BAEL 91).....	40
III.2 ÉTUDE DES ESCALIERS.....	43
III.2.1 Définition.....	43
III.2.2 Choix des dimensions.....	43
III.2.3 Etude des marches.....	44
III.2.4 Pré dimensionnement du Limon.....	46
III.2.5 Etude de La poutre d'appuis des limons.....	48

Chapitre IV: Étude des planchers mixtes

IV.1 Introduction.....	50
IV.2 Avantages des dalles mixtes.....	50
IV.3 Caractéristiques des sections transversales des dalles mixtes.....	50
IV.4 dimensionnement des la dalles mixte selon (EC4).....	51

IV.4.1 Vérifications au stade de montage.....	51
IV.4.1.1 Évaluation des charges.....	51
IV.4.1.2 Pré dimensionnement des solives.....	52
IV.4.1.3 Vérifications à ELS.....	52
IV.4.1.4 Vérifications à ELU.....	52
IV.4.2 Vérifications au stade final pour les planchers courants.....	53
IV.4.2.1 Evaluation des charges.....	53
IV.4.2.2 Vérifications a ELU.....	53
IV.4.2.2.1 Classe de la section transversale mixte.....	54
IV.4.2.2.2 Resistance de la section transversal sous V_{sd}	54
IV.4.2.2.3 Moment fléchissant $M_{y, sd}$	54
IV.4.2.3 Vérification a ELS.....	56
IV.4.2.4 Les Connecteurs.....	56
IV.4.2.4.1 calculs du Nombre de connecteurs n.....	57
IV.4.2.4.2 Espacement entre deux connecteurs successifs S.....	59
IV.4.2.4.3 Cisaillement longitudinal de la dalle.....	59
IV.4.3 Vérification au stade final pour le Plancher terrasse.....	60
IV.4.3.1 Evaluation des charges.....	60
IV.4.3.2 Combinaison des charges.....	60

Chapitre V: Étude des éléments principaux

V.1 Introduction.....	61
V.2 Quelques notions relatives au règlement CCM97.....	61
V.2.1 Objectif.....	61
V.2.2 Domaine d'application.....	61
V.2.3 Classification des sections transversales selon le CCM97.....	61
V.3 PRE DIMENSIONNEMENT.....	62
V.3.1 Pré dimensionnement des poutres.....	62
V.3.1.1 Plancher terrasse.....	62
V.3.1.2 Plancher étage courant.....	63
V.4 Pré dimensionnement des poteaux.....	64
V.4.1 évaluation des charges sur les poteaux.....	64
V.4.1.1 Plancher étage terrasse.....	64

V.4.1.2 Plancher étage courant.....	65
V.5 Récapitulation des sections adoptées aux différents étages.....	67

Chapitre VI : Étude sismique et dynamique

VI .1 L'étude sismique.....	68
VI.1.1 Introduction.....	68
VI .1.2 Choix de la méthode de calcul.....	68
VI .1.3 Classification selon RPA99/VERSION 2003.....	68
VI .1.3.1 Classification des zones sismiques.....	68
VI .1.3.2 Classification des ouvrages selon leur importance.....	68
VI .1.3.3 Classification des sites.....	68
VI .1.4 Méthode statique équivalente.....	68
VI .1.5 Détermination des coefficients de la force sismique totale.....	70
VI .1.5.1 Coefficient d'accélération de zone A.....	70
VI .1.5.2 Facteur d'amplification dynamique moyen D.....	70
VI .1.5.3 Coefficient de comportement global de la structure R.....	71
VI .1.5.4 Facteur de qualité Q.....	71
VI .1.5.5 Poids total de la structure W.....	72
VI .2 Étude dynamique.....	73
VI .2.1 Objectifs de l'étude dynamique.....	73
VI .2.2 Modélisation par le logiciel ROBOT.....	74
VI .2.3 Vérification les articles de RPA.....	77
Conclusion.....	78

CHAPITRE VII : Étude des assemblages

VII.1 Introduction.....	79
VII.2 Analyse de l'influence du choix de type d'assemblage sur la variation de l'effort sismique.....	79
VII.3 assemblage poteau (HEA 340) avec poutre (IPE550).....	81
VII.4 assemblage poutre solive (IPE 550-IPE 200).....	94
VII.5 Calcul des pieds de poteaux.....	101
Conclusion générale.....	110

Liste des figures

Figure I.1 : Différence entre attache et assemblage	03
Figure. I.2 : Différents types d'assemblages dans une structure métallique	04
Figure I.3 : Assemblage poteau poutre	05
Figure I.4 : Assemblage poutre poteau par platine d'extrémité débordante ou Limite	05
Figure I.5 : Assemblage par tasseau et plaque de contact	05
Figure I.6 : Assemblages poutre-poteau par cornières d'âme et/ou des semelles	06
Figure I.7 : Assemblage continuité	07
Figure I.8 : Assemblage de pied de poteau	07
Figure I.9 : Rivet	08
Figure I.10 : Boulon de charpente et boulon à haute résistance	10
Figure I.11 : Assemblages soudés	11
Figure I.12 : Modélisation des assemblages métalliques	13
Figure I.13 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique	14
Figure I.14 : Classification des assemblages	15
Figure I.15 : Limites de classification de rigidité selon l'EN 1993-1-8	16
Figure I.16 : Limites de la classification des assemblages par résistance	18
Figure I.17 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation	19
Figure I.18 : Idéalisations des courbes moment-rotation des assemblages	20
Figure I.19 : Modélisation d'un assemblage	22
Figure II.1 : Organigramme pour la détermination des pressions dues au vent	24
Figure II.2 : les deux directions principales du vent	25
Figure II.3 : Le vent perpendiculaire à la façade principale	26
Figure II.4 : Le parallèle parallèle à la façade principale 1 ^{er} cas	26
Figure II.5 : Le parallèle parallèle à la façade principale 2 ^{eme} cas	27
Figure II.6 : Le parallèle parallèle à la façade principale 3 ^{eme} cas	27
Figure II.7 : Répartition de la pression dynamique	29
Figure II.8 : Zone de pression pour les parois verticales (long pan)	30
Figure II.9 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales (long pan)	31
Figure II.10 : Zone de pression pour les parois verticales (pignon)	31
Figure II.11 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales (pignon)	32
Figure II.12 : vent sur la terrasse avec acrotère	33
Figure II.13 : Valeur de C_{pe} pour la terrasse avec acrotère	33

Figure III.1 : dimensions de l'acrotère	39
Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère	40
Figure III.3 : ferrailage de l'acrotère	42
Figure III.4 : vue de l'escalier	43
Figure III.5 : Sur chargement sur une marche	44
Figure III.6 : La distribution des charges sur un limon	46
Figure IV.1 : Présentation des solives	51
Figure IV.2 : Largeur participante de la dalle	51
Figure IV.3 : Répartition des contraintes plastique	55
Figure IV.4 : Dimension minimales des goujons à têtes	57
Figure IV.5 : Espacement des connecteurs	59
Figure V.1 : schéma statique de la poutre principale	62
Figure V.2 : L'effort N revenant sur le poteau le plus sollicité	64
Figure VI.1 : Modèle en 3D	74
Figure VI.2 : disposition contreventement	75
Figure VI.3 : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1=0.68s$	76
Figure VI.4 : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_1=0.67s$	76
Figure VI.5 : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3=0,63s$	76
Figure VII.1 : modèle d'un assemblage poteau-poutre et pied de poteau.....	79
Figure VII.2 : La variation de l'effort sismique F_x au niveau de pied de poteau 13/ 25/ 8 (C) (CQC).....	80
Figure VII.3 : La variation de l'effort sismique F_x au niveau de l'assemblage poteau-poutre 13/ 26/ 8 (C) (CQC).....	80
Figure VII.4 : assemblage poteau (HEA 340) avec poutre (IPE550)	81
Figure VII.5 : assemblage poutre solive (IPE 550-IPE 200)	94
Figure VII.6 : Pied de Poteau encastré	101

Liste des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons	09
Tableau I.2 : Caractéristiques Mécaniques des boulons selon EC3	09
Tableau I.3 : Caractéristiques géométriques des boulons	10
Tableau I.4 : Hypothèses d'assemblage et d'analyse globale de la structure	21
Tableau II.1 : définition des catégories de terrain	28
Tableau II.2 : Valeurs des pressions dynamiques q_{dyn}	29
Tableau II.3 : C_{pe} pour les parois verticales (long pan)	30
Tableau II.4 : C_{pe} pour les parois verticales (pignon)	32
Tableau II.5 : C_{pe} pour sur la terrasse avec acrotère	33
Tableau II.6: Les valeurs des pressions q_j sur RDC et étage 1 et étage 2 ($C_d=0.93$)	34
Tableau II.7: Les valeurs des pressions q_j sur étage 3 ($C_d=0.93$)	34
Tableau II.8: Les valeurs des pressions q_j sur étage 4 ($C_d=0.93$)	34
Tableau II.9: Les valeurs des pressions q_j sur la toiture ($C_d=0.93$)	35
Tableau II.10: Les valeurs des pressions q_j sur RDC et étage 1 et étage 2 ($C_d=0.87$)	35
Tableau II.11: Les valeurs des pressions q_j sur étage 3 ($C_d=0.87$)	35
Tableau II.12: Les valeurs des pressions q_j sur étage 4 ($C_d=0.87$)	35
Tableau II.13: Les valeurs des pressions q_j sur la toiture ($C_d=0.87$)	36
Tableau II.14: Les valeurs des pressions q_j sur RDC et étage 1 et étage 2 ($C_d=0.90$)	36
Tableau II.15: Les valeurs des pressions q_j sur étage 3 ($C_d=0.90$)	36
Tableau II.16: Les valeurs des pressions q_j sur étage 4 ($C_d=0.90$)	36
Tableau II.17: Les valeurs des pressions q_j sur la toiture ($C_d=0.90$)	37
Tableau II.18: Les valeurs des pressions q_j sur RDC et étage 1 et étage 2 ($C_d=0.88$)	37
Tableau II.19: Les valeurs des pressions q_j sur étage 3 ($C_d=0.88$)	37
Tableau II.20: Les valeurs des pressions q_j sur étage 4 ($C_d=0.88$)	37
Tableau II.21: Les valeurs des pressions q_j sur la toiture ($C_d=0.88$)	38
Tableau III.1 : sollicitations et combinaisons d'action	40
Tableau III.2 : Le dimensionnement des escaliers	44
Tableau III.3 : caractéristiques du profilé (UPN 120)	47
Tableau III.4 : caractéristiques du profilé (IPE220)	48
Tableau V.1 : charge et surcharge d'exploitation (Plancher terrasse)	62
Tableau V.2 : caractéristiques du profilé IPE 450	63
Tableau V.3 : charge et surcharge d'exploitation (Plancher étage courant)	63

Tableau V.4 : charge et surcharge d'exploitation (Plancher terrasse)	64
Tableau V.5 : charge et surcharge d'exploitation (Plancher étage courant)	65
Tableau V.6 : récapitulatifs des sections adoptées	67
Tableau VI.1 : résumé des résultats	72
Tableau VI.2 : la répartition de l'effort sismique selon la hauteur	73
Tableau VI.3 : Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT	75
Tableau VI.4 : Les déplacements relatifs	77
Tableau VI.5 : déplacement relatif d'une étage par rapport a l'étage qui lui adjacent	78
Tableau VII.1 : longueurs efficaces et paramètres - semelle du poteau	86
Tableau VII.2 : longueurs efficaces et paramètres - platine d'about	86
Tableau VII.3 : résistance de la rangée de boulons n° 1	88
Tableau VII.4 : résistance de la rangée de boulons n° 2	88
Tableau VII.5 : résistance de la rangée de boulons n° 3	88
Tableau VII.6 : résistance de la rangée de boulons n° 4	89
Tableau VII.7: résistance de la rangée de boulons n° 5	90
Tableau VII.8: récapitulatif des efforts	91
Tableau VII.9: rigidités des rangées de boulons	93

Notations générales

Actions :

G : charge permanente uniformément répartie (kN/ml).

Q : charge d'exploitation uniformément répartie (kN/ml).

E : action sismique. S : charge de neige (kN/m²).

S_k : charge de neige sur le sol (kN/m²).

W : charge de vent (kN/m²).

q_j : pression statique du vent (N/m²).

q_{dyn} : pression dynamique du vent (N/m²).

q_{u,s} : charge pondérée à ELU, ELS (kN/ml).

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

Sollicitations-Contraintes-Déformations :

E_a : module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).

ν : coefficient de poisson pour l'acier.

G : module d'élasticité transversale de l'acier (MPa).

M_{sd} : moment sollicitant maximum (kN.m).

M_{Rd} : moment résistant (kN.m).

M_{st} : moment stabilisateur

M_{cr} : moment critique élastique de déversement.

N_{sd} : effort normal due aux charges verticales (kN).

N_u : effort normal pondéré (kN).

N_{Rd} : effort normal résistant (KN).

N_{pl} : effort normal de plastification (kN).

V_{sd} : effort tranchant sollicitant (kN).

V_{pl} : effort tranchant de plastification (kN).

f : flèche d'une poutre (mm).

f_{adm} : flèche admissible (mm).

σ_f : Contrainte limite d'élasticité d'un acier (MPa).

σ_u : Contrainte de rupture d'une pièce (MPa).

σ_{ub} : Contrainte de rupture d'un boulon (MPa).

ε : allongement relatif (déformation %).

ε_y : déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).

σ_{yb} : résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).

σ : contrainte normale (MPa).

τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

Caractéristiques géométriques :

A : section brute d'une pièce (cm²).

A_{net} : section nette d'une pièce (cm²).

A_v : aire de cisaillement (cm²).

I_y : moment d'inertie de flexion maximal (cm⁴).

a : épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure (mm).

b : largeur d'une semelle d'une poutre (mm).

b_{eff} = largeur de la dalle participante en travée de la poutre (m).

h : hauteur d'une pièce en générale (mm).

h_p = hauteur de la tole profilée (mm).

h_c = épaisseur de la dalle en béton armé(cm).

A_s = section d'armature de béton (cm²).

L : longueur, ou portée d'une poutre(m).

t : épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).

t_f : épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

t_w : épaisseur d'une âme de poutre (mm).

i: rayon de giration d'une section (mm).

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

n : nombre de connecteur répartie sur une longueur critique.

P: nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

n: coefficient d'équivalence acier-béton.

C_{pi} : coefficient de pression intérieur.

C_{pe} : coefficient de pression extérieur.

ε : coefficient de réduction élastique de l'acier ($\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$)

ملخص

يتمثل مشروع نهاية دراستنا في دراسة مبنى بإطار معدني للاستخدام السكني في ولاية قسنطينة. تم تطوير المشروع على عدة مراحل ، قمنا بتنفيذ عملية نزول الحمل للأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة ، ودراسة زلزالية وفقا لـ RPA99 , والتحقق من العناصر ، ثم دراسة تجميعات الهيكل وتأثيرها على تباين القوة الزلزالية وأخيراً دراسة الأساس.

الكلمات المفتاحية: الهيكل المعدني ، التجميعات ، CCM 97 ، RPA 99