

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire Master

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et Sciences de L'ingénierie

Département de : Génie Civil
Domaine : Science et Technologie
Spécialité : Génie Civil, Option : Structure

Présenté par : **Derghoum Ahmed**
Hambli Ammar

=====

**Etude d'une Construction en Charpente Métallique avec
Réhabilitation de RDC + Protection du Structure**

=====

Sous la Direction de : **Bendjaiche Roubila**

Juin 2015

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

*J'exprime ma profonde reconnaissance et ma parfaite gratitude à
mon encadreur*

Mm: BENDJAICHR ROUBILA

*Qui nos a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et
par son expérience et sa compétence.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les
enseignants et les travailleurs d'université de 8 mai 1945
'Guelma', pour les moyens qui ont été mis à notre disposition
durant toute la durée de la formation.*

*Je tiens à remercier particulièrement à tous les membres du
Département et de Génie Civil*

Pour leurs soutiens et leurs aides, notamment :

*M. Benouis, M. Chariat, M. Nafaa, M. Boudjahem, M. Belabed,
M. Benmalek M. Kaddech et n'oublions pas les responsables de la
Bibliothèque pour nous avoir aidé et prêté leur attention et leur
disponibilité.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs
patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements,
particulièrement M. Bouziane, M. Staila rachid et les ingénieurs
de Sonatrach Skikda.*



Dédicace

Je tiens à dédier cet humble travail à :

*Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs
prières et leurs recommandations*

Que dieu les protège.

A ma sœur unique et mon frère hayder

Toute ma famille surtout mes petits zizou, krimo et wael.

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

*A mes amis en particulier:charif, tarak, houssam, bassem, hamza,
khaled, Benz (amine), miro et madani.*

*Toute la promotion 2015 Et ceux qui sont proches de
mon cœur.*

A vous tous je dédie ce modeste travail.

HAMBLI Ammar



Dédicace

Je tiens à dédier cet humble travail à :

*Mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs
prières et leurs recommandations*

Que dieu les protège.

Mes chers frères, et n'obélie pas Achref, Islem, et Aymen.

Toute ma famille.

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

Toute la promotion 2015.

Mes collègues et mes meilleurs amis (el kahfe, ahle kahfe, cha3be).

Et à tous ceux qui sont proches de mon coeur.

DERGHOUM Ahmed

Résumé :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier une construction en charpente métallique avec réhabilitation de RDC à usage des bureaux et des classes d'étude dans l'université de Guelma.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué l'évaluation des charges pour le pré-dimensionnement des éléments porteurs, une étude sismique selon le RPA99 (version2003), la vérification des éléments, réhabilitation de RDC, puis des assemblages de la structure selon le CM66 et additif 80 et enfin protection du structure.

Mots clés : Charpente métallique, RPA 99(version2003), CM66 et additif 80.

Abstract :

The final project study is to investigate a metal frame construction with rehabilitation of the ground floor to use it us offices and study classes in the University of Guelma.

The project is developed by many steps, we performed the load evaluation for the preliminary design of structural elements, a seismic study using the RPA 99 (Version2003) , The verification of the elements, rehabilitation of the ground floor and assemblies of the structure according to the CM66 et additif 80, finally the structure protection.

Keyword : Metal frame, RPA99 (Version2003), CM66 et additif 80.

المخلص:

مشروعنا النهائي للتخرج الجامعي هو دراسة منشأة من الإطار المعدني مع إعادة تأهيل الطابق الأرضي لاستخدامه كمكاتب و أقسام دراسية في جامعة قلمة. تم تطوير هذا المشروع بإتباع عدة خطوات، أجرينا تقييم الحمولة للتصميم الأولي لعناصر الهيكل، ودراسة زلزالية باستخدام قانون المنشآت الزلزالية 'RPA 99' (V2003) ، والتحقق من العناصر، وإعادة تأهيل الطابق الأرضي وتجميع عناصر الهيكل وفقا لقانون CM66 additif 80 ، وأخيرا حماية الهيكل.

الكلمات المفتاحية: إطار معدني، قانون المنشآت الزلزالية، قانون حساب المنشآت المعدنية.

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I : INTRODUCTION ET GENERALITES.....	01
I.1- Introduction.....	01
I.2- Généralités.....	02
I.2.1- Présentation du projet.....	02
I.2.2- Règlements utilises.....	02
I.2.3- Matériaux.....	02
CHAPITRE II : CONCEPTION DE L'OUVRAGE.....	05
II.1- Conception structurale	05
1.1- Structure horizontale	05
1.2- Structure verticale.....	06
II.2- Conception parasismique.....	07
II.3- Conception des escaliers	07
II.4- Conception architecturale.....	08
CHAPITRE III : EVALUATION DES ACTION.....	11
III.1- Actions permanentes.....	11
III.2- Actions d'exploitation.....	13
III.3-Action variables (Charges climatiques)	13
3.1- Effet du la neige	13
3.2- Effet du vent	14
3.3- Effet de la variation de la température.....	28
CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE.....	29
V.1- Introduction.....	29
VI.2- Méthodes statiques équivalentes.....	29
VI.3- Principe de la méthode	30
IV.4- Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	35
IV.5- Distribution des efforts (F_k) sur les stabilités	36
IV.6- Détermination des efforts.....	38
CHAPITRE V : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	41
V.1- Introduction.....	41
V.2-Principe de calcul.....	41
V.3- Vérifications des solives.	42
3.1- Niveau terrasse.....	42
3.2- Niveau courant.....	43
V.4- Vérifications des poutres principale	44
4.1- Au niveau de terrasse	44
4.2- Au niveau d'étage	46
V.5- Pré dimensionnements des poteaux.....	47
5-1- Généralités.....	47
5.2- Méthode de pré dimensionnement	47
V.6- Etude de l'escalier.....	49
6.1- Conception	49

6.2- Dimension de l'escalier	49
6.3- Evaluation des charges.....	51
6.4- Dimensionnement des éléments porteurs	52
V.7- Calcul des poutres sabliers.....	56
7.1- Généralités.....	56
7.2- plancher terrasse.....	56
7.3- Etage courante	58
CHAPITRE VI : ETUDE DES PLANCHER MIXTE.....	60
VI.1- Calcul du plancher mixte.....	60
1.1- Généralités.....	60
1.2- Hypothèses de calcul.....	60
1.3- Notations	61
1.4- Calcul des contraintes.....	63
1.5- Calcul des déformations.....	67
1.6- Action de l'effort tranchant.....	69
VI.2- Calcul de connecteurs.....	70
2.1- Généralités	70
2.2- Choix du connecteur	70
2.3- Vérifications des conditions	71
2.4- Calcul des distances entre connecteurs.....	71
2.5- Vérifications des soudures	72
2.6- Vérifications	72
VI.3- Ferrailage de la dalle.....	73
3.1- Généralités	73
3.2- Rapport de dimension	73
CHAPITRE VII : ANALYSE DE LA STRUCTURE.....	76
VII.1- Introduction	76
1.1- Présentation du logiciel de calcul Robot.....	76
1.2- Etapes de la modélisation de la structure sous Robot	76
1.3- Nombre de modes à considérer	77
CHAPITRE VIII : CALCUL DU CONTREVENTEMENT VERTICAL.....	79
1) Détermination des efforts dans les barres.....	79
2) Dimensionnement des diagonales.....	79
3) Déformation horizontale de la palée.....	80
4) Vérification.....	82
5) Calcul de joint sismique	82
CHAPITRE IX : ETUDE DU PORTIQUE.....	83
IX.1- Généralités	83
IX.2- Méthode de calcul (méthode de cross)	84
IX.3- Application de la méthode	86
IX.4- Vérification du portique	99
4.1- Vérifications des poteaux.....	99
4.2- Réhabilitation des poteaux.....	100
4.3 - Vérifications des nouveaux poteaux.....	103

TABLE DES MATIERES

4.4- Vérification des poutres.....	106
IX.5- Vérification des déplacements	107
5.1- Calcul.....	108
5.2- Vérification.....	110
CHAPITRE X : ETUDES DES ASSEMBLAGES.....	111
X.1- Introduction	111
X.2- Assemblage des diagonales de la stabilité	111
X.3- Assemblage poteau– poutre.....	112
X.4- Assemblage poutre – solive	117
X.5- Assemblage poutre palière poteau	122
X.6- Assemblage limon poutre palière.....	122
X.7- Base des poteaux.....	123
X.8- Tiges d’ancrages.....	126
CHAPITRE XI : PROTECTION DE LA STRUCTURE.....	129
XI.1- Introduction	129
1.1- Définition.....	129
1.2- Le feu	130
XI.2- Aspects réglementaires	130
2.1- La massivité.....	130
2.2- Le type de protection.....	131
2.2.1- Protection de feu.....	131
2.2.2- Protection contre la corrosion	133
CONCLUSION	136

LISTE DES FIGURES

Figure II.1 : Constitution d'un plancher collaborant.....	06
Figure II.2 : Contreventements des portiques transversaux.....	06
Figure II.3 : Contreventements des portiques longitudinaux	07
Figure II.4 : Façade droit.....	08
Figure II.5 : Plan RDC	08
Figure II.6 : Plan étage	09
Figure II.7 : Plan terrasse	10
Figure III.1 : Plancher terrasse inaccessible.....	11
Figure III.2: Plancher étage courant.....	12
Figure III.3 : Direction de vent	15
Figure IV.1.....	38
Figure V.1 : Escalier	49
Figure V.2 : Escalier pour RDC.....	50
Figure V.3 : Escalier pour étage courent	51
Figure V.4 : Composition de la marche.....	51
Figure VI.1 : Les connecteurs	70
Figure VI.2 : Types des connecteurs.....	70
Figure VI.3: Treillis soudé	75
Figure IX.1 : Nouvelle structure supporter ancien structure	102
Figure X.1 : Assemblage poteau-poutre.....	112
Figure X.2 : Assemblage poutre-solive.....	117
Figure X.3 : Assemblage limon-poutre palière.....	122
Figure X.4 : Tige d'ancrage	126
Figure XI.1 : Schémas de la propagation du feu dans un bâtiment.....	130
Figure XI.2.....	131
Figure XI.3 : Protection projeté.....	132
Figure XI.4 : Système intumescent.....	132
Figure XI.5 : Protection en plaque.....	133

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV.1 : Valeur des pénalités en fonction de critère de qualité.....	32
Tableau VII.1 : Des périodes et facteurs de participation modale.....	77
Tableau VIII.1 : Efforts dans les barres.....	81
Tableau XI.1 : Protection contre la corrosion.....	134

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 : Annexe dessin
Annexe 2 : Annexe efforts dans les barres
Annexe 3 : Annexe méthode de cross

Chapitre I

Introduction et Généralité

CHAPITRE I

I- INTRODUCTION ET GENERALITES

I.1- Introduction

Dans l'idéologie constructive de la fin de ce siècle l'acier reste encore loin d'occuper dans la construction la place qui, au regard de ses vertus, doit être la sienne.

Actuellement l'Algérie reste parmi les pays qui se basent essentiellement sur les matériaux béton dans leurs constructions, par ailleurs l'utilisation de la charpente métallique est limitée, malgré que les constructions en charpente métallique présente de nombreux avantages :

- L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage, est une grande simplicité.

- La possibilité du transport, en raison de sa légèreté, qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.

- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.

- La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.

- Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.

- possibilité architecturales, plus étendue qu'en béton.

Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont : sa corrodabilité et sa faible résistance au feu.

En effet, on reproche à l'acier d'avoir un mauvais comportement et de s'écrouler rapidement sous l'action du feu, à cet effet des protections sont nécessaires.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'université 8 mai 1945 sur un projet réel, L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme d'une 2^{ème} année master.

I.2- Généralités

2.1- Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à faire une étude de construction en charpente métallique (R+2) avec une réhabilitation de RDC, L'université de 08 Mai 1945 propose un projet réel qu'on va le réaliser ou le concrétiser.

D'abord, notre travail sert à modifier des halls technologiques vers une construction (R+2) à l'usage des bureaux et des classes d'étude. Ceci se fait à partir les étapes suivantes :

Premièrement, on lève la toiture (TN40) et la remplacer par un plancher mixte.

Deuxièmement, on vérifie les éléments de la structure ancienne (RDC).

Troisièmement, après avoir vérifié on fera la réhabilitation pour proposer des solutions techniques.

Donnée géométrique de l'ouvrage :

Notre construction est de la forme rectangulaire en vue plan dans les dimensions suivent :

Longueur totale : ----- L = 63 m

Largeur totale : ----- l = 21 m

Hauteur totale avec acrotère : ----- $H_t = 13.2$ m

Hauteur RDC : ----- $H_{RDC} = 4.5$ m

Hauteur étage : ----- $H_{étage} = 4$ m

Données concernant le site:

- le construction sera implanté sur un sol meuble avec une contrant admissible : $\sigma_{sol} = 2\text{bar}$.
- Le site (S3) est classé dans la zone sismique IIa.

2.2- Règlements utilises :

CM66: règles de calcul des constructions en acier.

D.T.R C 2.2: document technique règlement (charges permanentes et d'exploitation.).

RPA99: règles parasismiques algériennes version 2003.

BAEL91 : béton armé aux états limite.

D.T.R.C 3-2: document technique réglementaire.

RNV: règles définissant les effets de la neige et du vent.

CTICM : calcul technique et industriel pour la charpente métallique.

2.3- Matériaux :

Pour notre projet, on a choisir les matériaux de constructions suivants :

3.1- aciers de construction pour les éléments de structure:

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'acier utilisée est de la **E24** de qualité **2** et **3**, il utilisée pour toute structure de bâtiment.

Qui a comme caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité $\sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$ (voir RPA 8.2.2 aciers de construction)
- Module d'élasticité longitudinale $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ daN/mm}^2$
- Poids volumique : $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$
- Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12 \times 10^{-6}$
- Module de cisaillement : $G = 8,1 \cdot 10^3 \text{ daN/mm}^2$

3.2- Assemblages :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

a) Le boulonnage :

- ✓ Boulons ordinaires de classe (6-6) dont la résistance nominale est 3500 kg/cm^2 .
- ✓ Boulons à haute résistance type HR 8.8 et 10.9
 - Pour H.R 8.8 sa résistance est de 6400 kg/cm^2
 - Pour H.R 10.9 sa résistance est de 9000 kg/cm^2

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, les électrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées, cela à pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs, les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler.

Puisque le site est en zone sismique, seul les assemblages rigides sont autorisés (voir RPA2003 8.1.1).

3.3- Acier pour béton armé :

Pour le ferrailage des planchers on a utilisé des treillis à soudés de type HA et de nuance TSHA.

Dont les caractéristiques sont :

- ✓ Module d'élasticité longitudinal : $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ dan/mm}^2$.
- ✓ Contrainte limite d'élasticité: $f_e = 50 \text{ dan/mm}^2$.

3.4- Béton armé:

C'est un matériau constitue par le mélange de ciment avec granulats (sable et pierraille) et de l'eau, toute cette composante intervient dans la résistance du mélange (béton).

On utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction la résistance a la compression du béton est de l'ordre de **20 à 40 Mpa** par contre ça résistance a la traction est de l'ordre de **2 à 4 Mpa**.

Le béton armé c'est l'association de béton avec l'acier pour augmenter sa résistance à la traction (la résistance de béton à la traction est très faible), l'acier est d'une résistance à la traction de l'ordre de **200 à 500 Mpa** (à savoir sa nuance).

L'utilisation du béton dans notre structure est pour la réalisation des planchers ...etc.

On à utiliser un béton CPA dosé à **350 Kg / m³** dont les caractéristiques suivant :

- ✓ la résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 2,5 \text{ dan / mm}^2$.
- ✓ la résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,21 \text{ dan / mm}^2$.
- ✓ poids volumique : $\rho = 2500 \text{ dan / m}^3$.
- ✓ module d'élasticité : $E = 1400 \text{ dan / mm}^2$.

Chapitre II

Conception de l'ouvrage

CHAPITRE II

II- CONCEPTION DE L'OUVRAGE

Après avoir les qualités intrinsèques du matériau acier et d'une structure métallique, il faut se pencher sur les différents critères dont le choix, par le maître de l'ouvrage, l'architecte ou l'ingénieur, peut influencer la conception de projet et la réalisation de l'ouvrage .certains critères sont liés à la l'aptitude au service de la halle ou du bâtiment (Utilisation des surface ou des volumes, fonctionnement, confort, etc.), alors que d'autres sont liés plus directement à la sécurité structurale de la charpente (capacité portante, résistance au feu, ...etc.).

Enfin, les facteurs liés à l'économie de la construction et à l'impact sur l'environnement doivent être pris en compte durant toutes les phases d'existant de l'ouvrage.

II.1- Conception structurale :

On a deux types de structure :

1.1- Structure horizontale :

On désigne par structure horizontale les planchers courants et le plancher terrasse.

1.1.1- Plancher courant :

Pour notre construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure (II.1).

- Les bacs aciers sont de type TN40.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 7 et 15cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

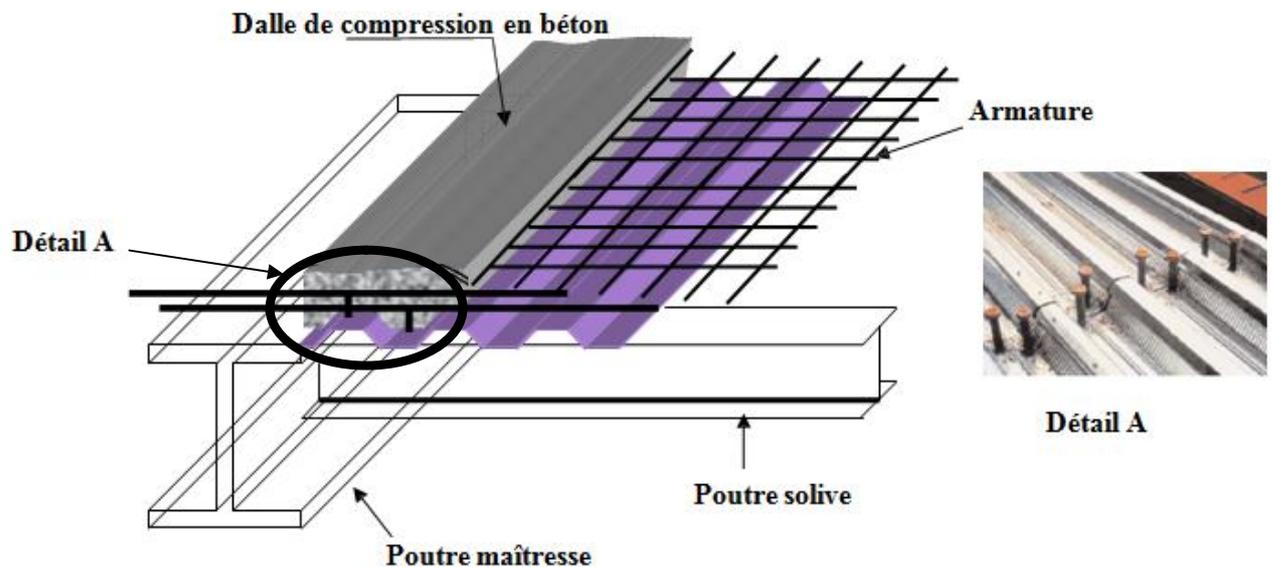


Figure II.1 : Constitution d'un plancher collaborant

1.1.2- Plancher terrasse :

Il est identique aux plancher courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon,...)

1.2- Structure verticales :

La superstructure est principalement composée des murs en maçonnerie non porteurs d'épaisseur de 20 cm en RDC et des murs en verres non porteurs dans les autres étages .La stabilité d'ensemble est assurée de la manière suivante (figure II.2 et II.3) :

a) **dans la direction transversale** : la stabilité est assurée par des portiques autos tables ductiles sur 3 travées avec **poteaux doublement appuyés** en pied.

b) **dans la direction longitudinale** : la stabilité est assurée par des portiques autos tables ductiles sur 1 travée avec poteaux appuis (**appuis double**) en pied et des palées en **X** à l'extrémité.

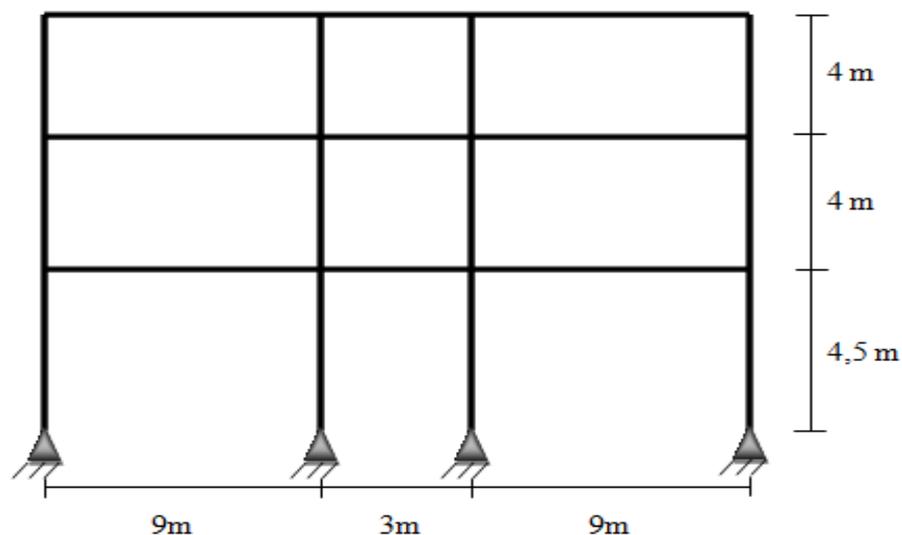


Figure II.2 : Contreventements des portiques transversaux

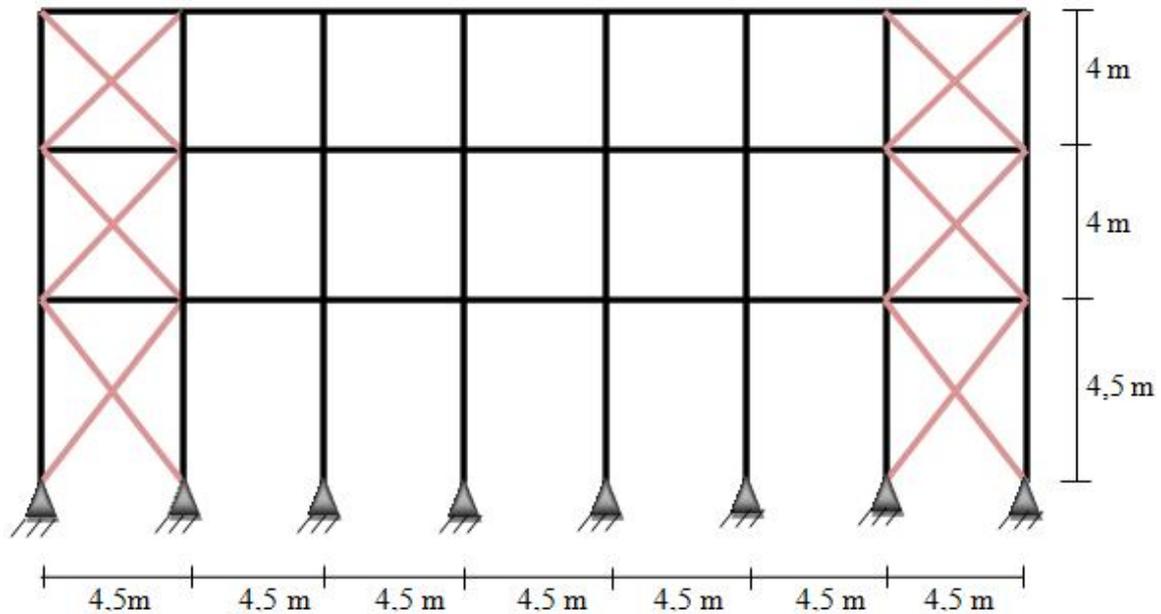


Figure II.3 : Contreventements des portiques longitudinaux

II.2- Conception parasismique :

L'action sismique est une action accidentelle à laquelle peut être soumise une structure située en zone sismique au moins une seule fois dans sa vie.

La conception structurale de notre bâtiment est parasismique au sens du RPA 99 (Version 2003).

En effet l'ouvrage présent :

1. une régularité en plan.
2. une régularité en élévation.

Les structures en charpente métallique ont souvent une bonne dissipation de l'énergie sismique.

Il est à noter que la présence d'un joint sismique au milieu de la structure est obligatoire pour ne pas transmettre les efforts d'une structure à une autre et diminuer les forces sismiques.

$$d_{\min} > 40 \text{ mm (RPA 5.8).}$$

II.3- Conception des escaliers :

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont en structure métalliques les marches en tôle, revêtues avec du béton et carrelage. Pour chaque étage les escaliers composent de deux volets de marches portés par un limon.

II.4- Conception architecturale :

Notre construction est de forme rectangulaire composée d'un rez-de-chaussée et 2 étages (R+2).

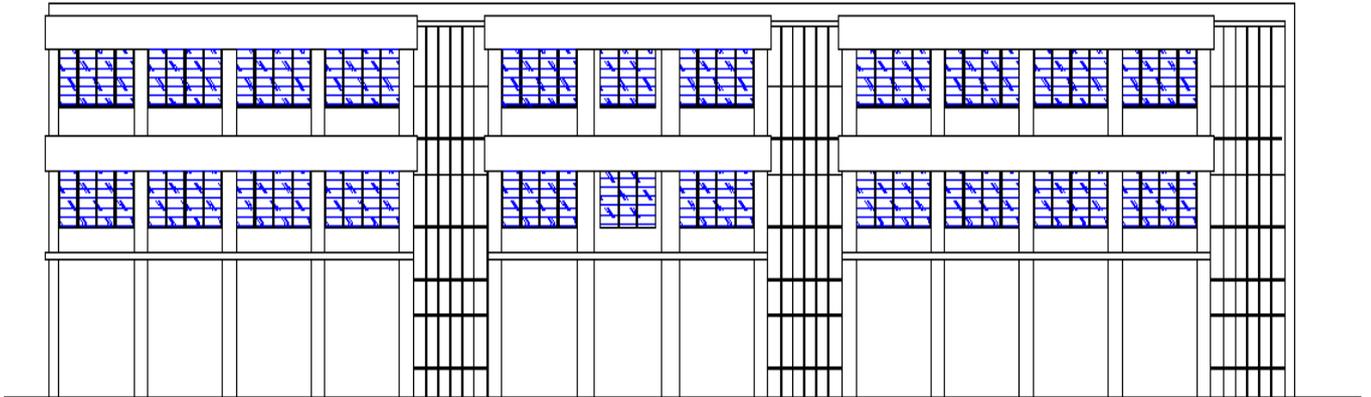


Figure II.4 : Façade droit

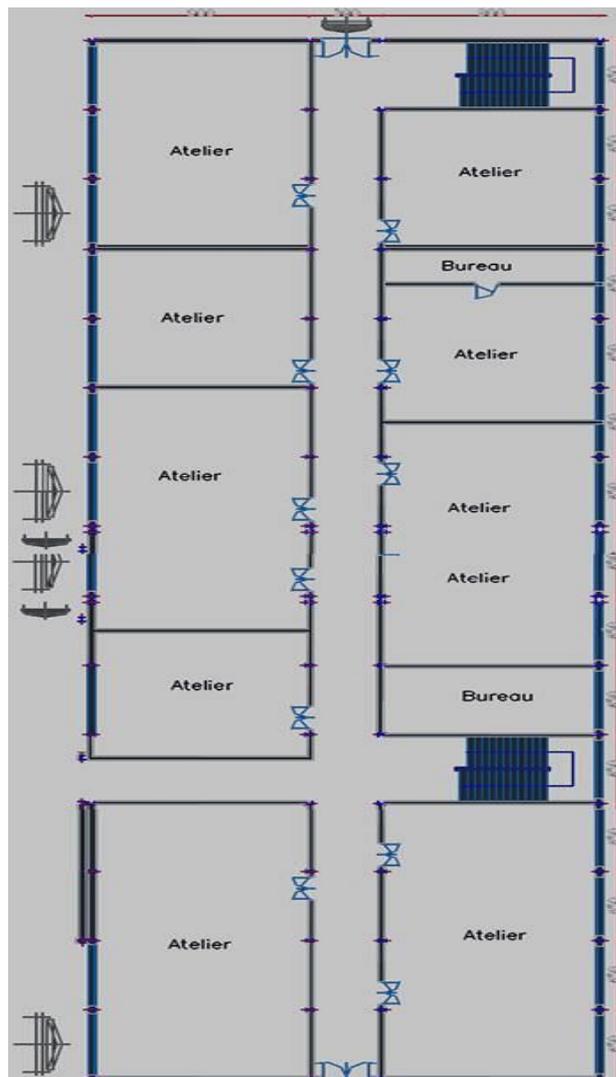


Figure II.5 : Plan RDC (ancien structure)

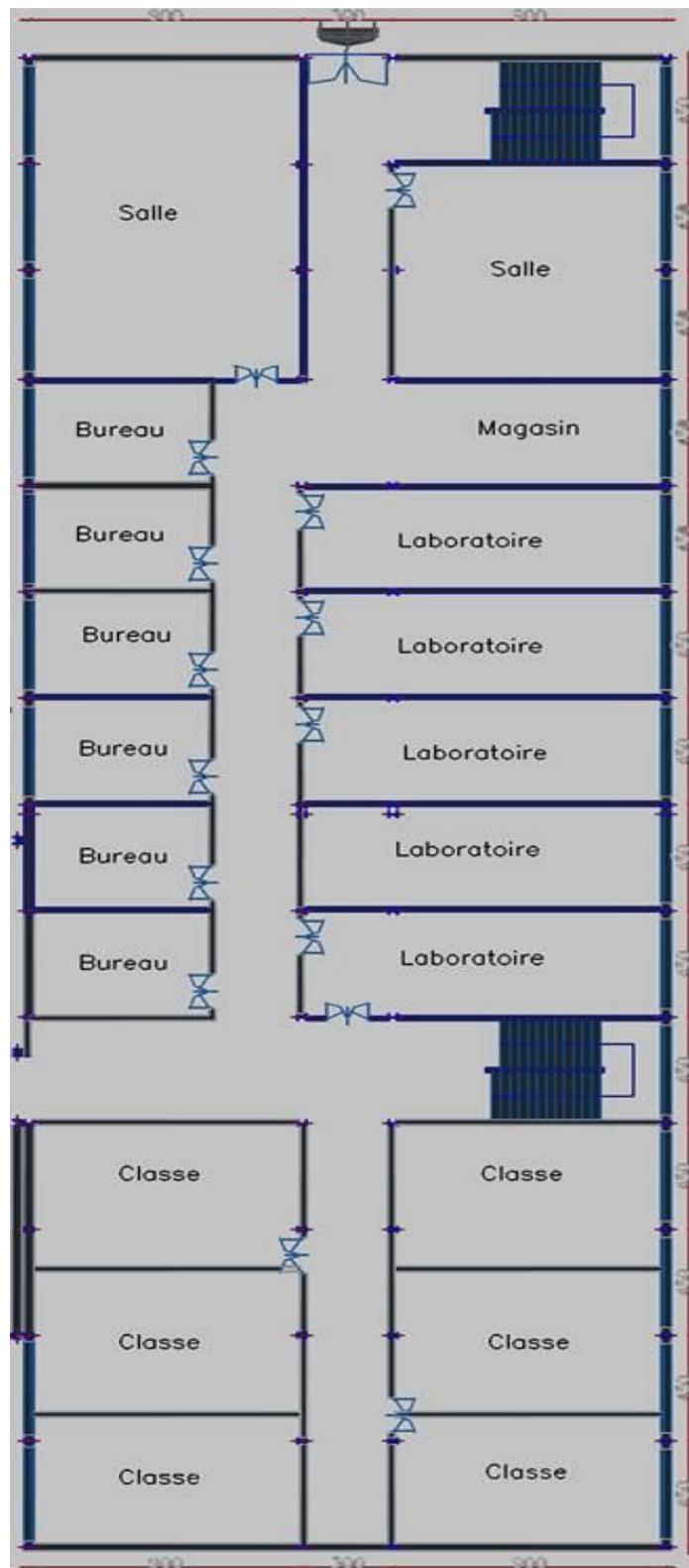


Figure II.6 : Plan étage

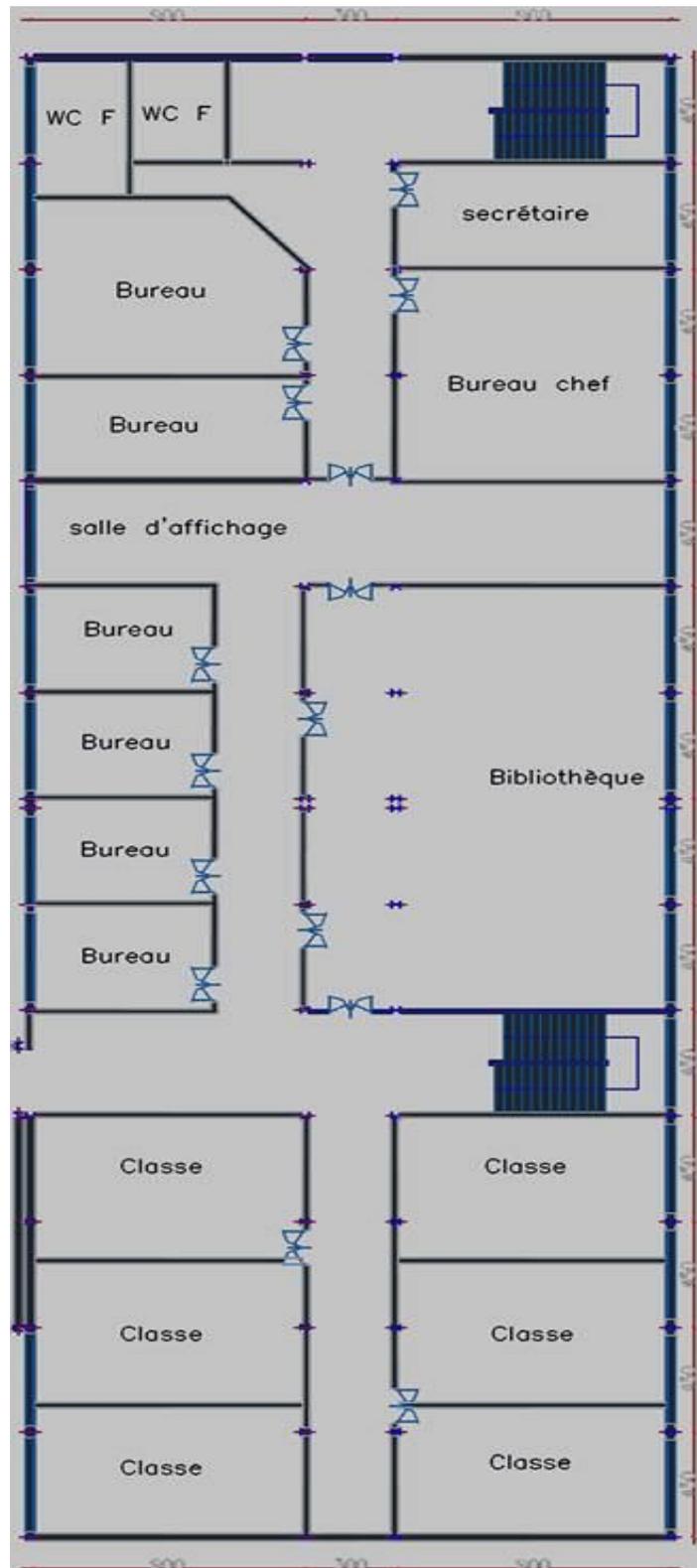


Figure II.7 : Plan terrasse

Chapitre III

Evaluation des Actions

CHAPITRE III

III- EVALUATION DES ACTIONS

Ce chapitre traite de l'influence et du traitement des actions appliquées dues à l'environnement naturel ou à l'exploitation de l'ouvrage .On distinguent essentiellement les actions suivantes :

- les actions permanentes.
- les actions d'exploitations.
- les actions variables : les actions climatique (vent, neige, température).

III.1- Actions permanentes:

Dans les charges permanentes, il ya essentiellement le poids propre des éléments structuraux, des cloisons, et les équipements fixes.

1.1- Plancher terrasse inaccessible :

Faux plafond en Plaque au plâtre.....	4 Kg/m ²
Solvive en profilé métallique (estimé).....	40 Kg/m ²
TN40 coffrage perdu.....	12,9 Kg/m ²
Dalle en B.A..... (Ep = 9 cm ; $\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$) \Rightarrow	225 Kg/m ²
Isolation au liège..... (Ep = 4 cm ; $\gamma = 300 \text{ Kg/m}^3$) \Rightarrow	12 Kg/m ²
Forme de pente en béton maigre (Ep=10 cm ; $\gamma = 2200 \text{ Kg/m}^3$) \Rightarrow	220 Kg/m ²
Étanchéité multicouche	15 Kg/m ²
Protection gravillon roulé..... (Ep = 3cm ; $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$) \Rightarrow	<u>54 Kg/m²</u>
	Gpt=582 kg/m²

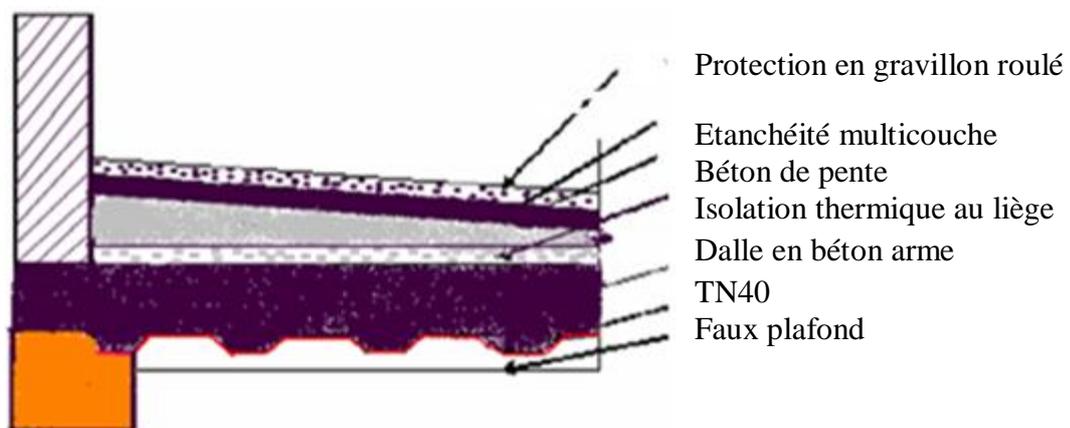
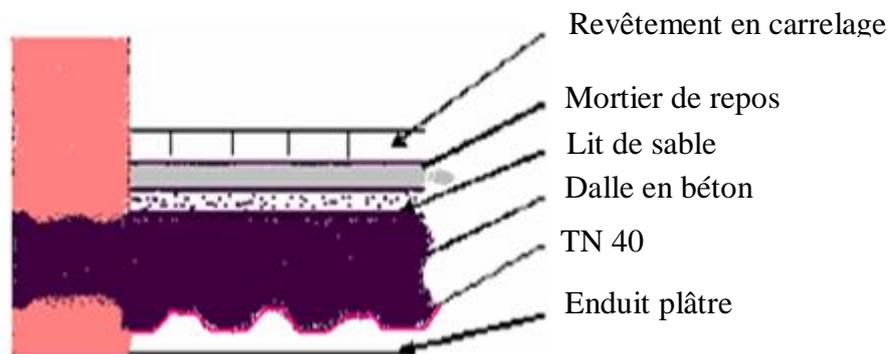


Figure III.1 : Plancher terrasse inaccessible.

1.2- Plancher étage courant :

Solive en profilé métallique (estimé).....	40 Kg/m ²
TN40 coffrage perdu.....	12,9 Kg/m ²
Des connecteurs	0 Kg/m ²
Dalle en B.A..... (Ep = 9 cm ; $\gamma = 2500 \text{ Kg/m}^3$) \Rightarrow	225 Kg/m ²
G (revêtement en carrelage)	3,5 Kg/m ²
Cloison en brique	75 Kg/m ²
Faux plafond en Plaque au plâtre.....	4 Kg/m ²
	G_{pc} = 359,5 Kg/m²

**Figure III.2 : Plancher étage courant****1.3- Cloisons extérieures :**

Les murs extérieurs des bureaux sont réalisés :

a) en brique creuse de **10 cm** et **15 cm** pour la double cloison avec 8.47% d'ouverture :

Enduit extérieure (Enduit en mortier de liants hydrauliques)	20 kg/m ²
Briques creuses (Double cloison de 10cm) :.....	(90+130) = 220 kg/m ²
Enduit intérieur (en plâtre) :.....	10 kg/m ²
	G = 250 kg/ m²

b) en verre d'épaisseur **1 cm** :

Verre	$2500 \times 1 \times 0.01 = 25 \text{ kg/m}^2$
	G = 25 kg/m²

1.4- acrotères:

✓ La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.7) = 0.048 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0.048 \times 2500) = 120 \text{ Kg/ml}$$

III.2- Actions d'exploitation (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont fixées par le règlement technique DTR (charges et surcharges).

Pour un bâtiment à usage de bureaux on a :

- ✓ Terrasse inaccessible.....100 Kg/m²
- ✓ Plancher courant.....250 Kg/m²
- ✓ Escalier400 Kg/m²

III.3-Action variables (Charges climatiques) :**3.1- Effet du la neige :****• charge de neige sur les toitures :**

L'accumulation de la neige sur la terrasse produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

Le règlement **RNVA99** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à **2000** mètres, notre structure se trouve à une altitude de **325** m.

• calcul des charges de la neige :

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

$$S = \mu \times S_K \quad (\text{RNVA formule 1})$$

μ : Coefficient de forme de la toiture.

S_K : la charge de la neige sur le sol.

Calcul de S_K :

La charge de la neige sur le sol S_K par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du site.

Notre site est classé en **zone B** selon la classification de **RNVA99**, donc S_K est donné par la formule suivante :

$$S_K = ((0,04 \times H) + 10) / 100$$

$H = 325$ m : l'altitude du site par rapport au niveau de la mer.

$$\text{Donc : } S_K = ((0,04 \times 325) + 10) / 100 = 0,23 \text{ KN} / \text{m}^2 = 23 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Détermination de μ :

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 1,73^\circ$. Et selon le tableau 6.1

On a :

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \Longrightarrow \quad \mu = 0,8$$

Donc: $S = 0,8 \times 23 = 18,4 \text{ kg/m}^2$

On adopte $N_n = 20 \text{ kg/m}^2$ par ce que la plantation de notre projet est plus haute que l'amplitude de la wilaya.

3.2-Effet du vent :

3.2.1- Introduction :

La surface terrestre est caractérisée par le mouvement des masses d'air qui résultent des différents niveaux d'absorption de l'énergie solaire, provoquant ainsi différents niveaux de réchauffement et de pression dans l'atmosphère.

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, produisant ainsi ce que l'on appelle le vent.

Par ailleurs, le relief terrestre conditionne également la circulation des vents. Pour notre site qui est près de la zone côtière, le vent est généralement modéré.

Les estimations quantitatives de l'effet du vent se feront à la base du règlement Algérien NVA 99.

- Le calcul :

On doit considérer que notre bâtiment est séparé de l'autre structure voisine et cela pour les causes suivantes:

- manque de données sur la construction voisine (la géométrie, la durée de sa Construction...)
- un plus de sécurité.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction (Figure III.3).

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

- La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction **V2** du vent : parallèle à la façade principale.

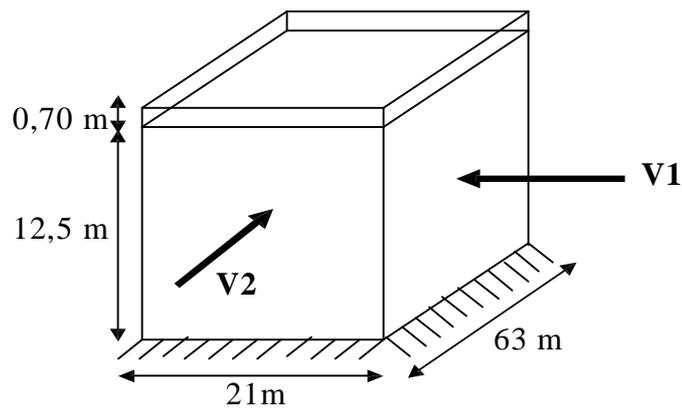


Figure III.3 : Direction de vent

La pression dynamique corrigée q_c est donnée par la formule suivante :

$$q_c = k_s \cdot k_m \cdot \delta \cdot q_H \cdot \beta \cdot C$$

1) **Effet de site :** site normal $\Rightarrow k_s = 1$ selon (N.V65 page 59).

2) **Effet de masque :** site normal $\Rightarrow k_m = 1$ selon (N.V65 page 59).

3) **Effet de dimension :** en fonction de la surface frappée et la hauteur du bâtiment. (fig.R-III-2 page 63).

✓ Sens longitudinal :

$$\left. \begin{array}{l} H = 13,2 \text{ m} \\ L = 63 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \delta_l = 0.72$$

✓ Sens transversal :

$$\left. \begin{array}{l} H = 13,2 \text{ m} \\ L = 21 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \delta_t = 0.78$$

4) **Effet dynamique :** Le coefficient d'effet dynamique est donné par :

$$\beta = \theta(1 + \Sigma L \cdot \tau)$$

θ = coefficient global ; fonction du type de la construction ($\theta=1$)

Σ = coefficient de reponse du mode fondamentale de la periode

✓ Sens longitudinal :

$$T_L = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} = \frac{0,09 \times 13,2}{\sqrt{63}} = 0,149$$

Pour $T_L = 0,149$ du tableau on tire $\Sigma_L = 0,1$

✓ Sens transversal :

$$T_L = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}} = \frac{0,09 \times 13,2}{\sqrt{21}} = 0,26$$

$T_L = 0,26$ du tableau on tire $\Sigma_T = 0,2$

τ = coefficient de pulsation en fonction de la hauteur.

$H = 12,5$ m pour $10 < H < 20$ m $\Rightarrow \tau = 0,35$ (fig. R-III-4 page 83) NV65

5) La pression dynamique (q_H)

q_H = la pression dynamique agissant à la hauteur H pour $0 \leq H \leq 500$ m q_H est donnée par la formule suivante :

$$q_H = 2,5 \frac{H+18}{H+60} q_{10} \quad \text{avec} \quad (q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2)$$

$$H = 4,5 \text{ m} \Rightarrow q_H = 2,5 \times \frac{4,5 + 18}{4,5 + 60} \times 70 = 61,04 \text{ kg/m}^2$$

$$H = 8,5 \text{ m} \Rightarrow q_H = 2,5 \times \frac{8,5 + 18}{8,5 + 60} \times 70 = 67,70 \text{ kg/m}^2$$

$$H = 12,5 \text{ m} \Rightarrow q_H = 2,5 \times \frac{12,5 + 18}{12,5 + 60} \times 70 = 73,62 \text{ kg/m}^2$$

3.2.2- Calcul des rapports de dimensions :

Pour une direction donnée du vent, le rapport de dimension (λ) est fonction de la hauteur et de la dimension horizontale de la face frappée.

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{13,2}{63} = 0,209 ; \quad \frac{b}{a} = \frac{21}{63} = 0,33$$

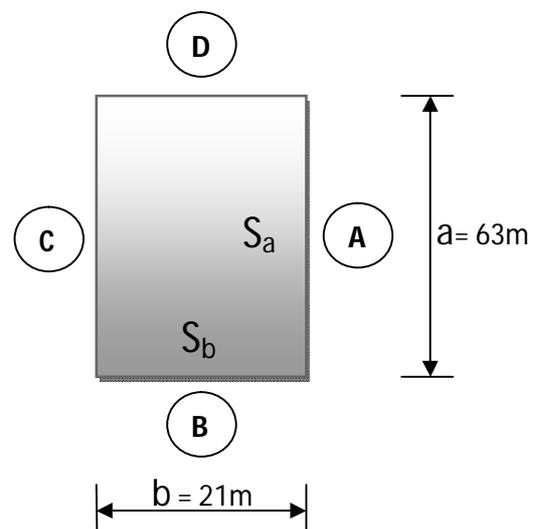
$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{13,2}{21} = 0,628 ; \quad \frac{a}{b} = \frac{63}{21} = 3$$

❖ Vent normale à la grande face (S_a) :

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = 0,209 < 0,5$$

$$\lambda_b = 0,628$$

$\Rightarrow \gamma_{0(a)} = 1$ figure (R III.5)



❖ **Vent normale à la petite face (S_b) :**

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = 0,682 < 1$$

$$\lambda_a = 0.209$$

⇒ $\gamma_{0(b)} = 0.85$ figure (R III.5)

3.2.3- Calcul des actions du vent :

a) actions extérieures (ce):

Parois verticales :

✓ Vent normale à (S_a)

Face sous vent $C_e = -(1.3\gamma_0 - 0.8) = -[1.3 (1) - 0.8] = -0.5$

Face au vent $C_e = +0.8 \quad \forall \gamma_0$

Toiture (R III.6)

$$\alpha = 0 ; \gamma_0 = 1 \Rightarrow C_e = -0,5$$

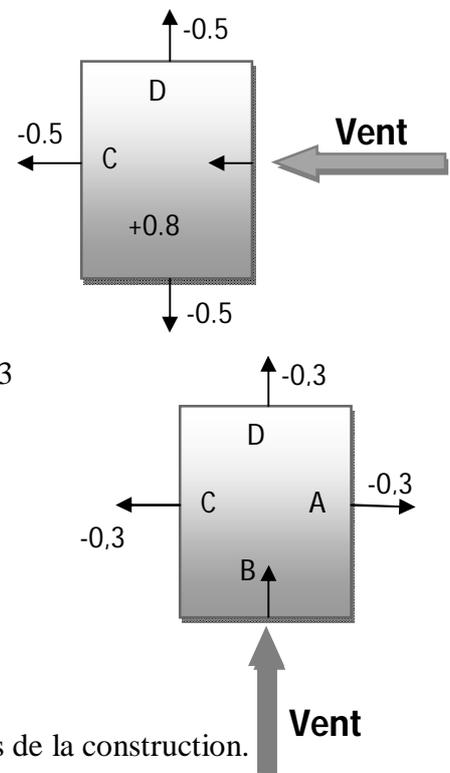
✓ Vent normal à (S_b) :

Face sous vent $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -[1,3 (0,85) - 0,8] = -0,3$

Face au vent $C_e = +0,8 \quad \forall \gamma_0$

Toiture (R III.6)

$$\alpha = 0 ; \gamma_0 = 0,85 \Rightarrow C_e = -0,28$$



b) Actions intérieures :

Les actions intérieures dépendent de la perméabilité des parois de la construction.

b.1) Calcul des perméabilités (μ) :

a) Face (A) :

Surface totale de la paroi A est : $S_A = 12.5 \times 63 = 787,5 \text{ m}^2$

✓ Fenêtres108,84 m²

$$\mu_A = \frac{\text{surface ouverte}}{\text{surface fermée}} = \frac{108,84}{787,5} = 12,5 \%$$

$$5\% < \mu_A < 35\%$$

Paroi partiellement ouverte

b) Face (B) :

Surface de la paroi B est : $S_B = 21 \times 12,5 = 262,5 \text{ m}^2$

✓ 1 Porte (3×4) = 12 m²

$$\mu_B = \frac{12}{262,5} = 4,57 \%$$

$$\mu_B < 5\%$$

Paroi fermée**c) Face (C) :**

Surface totale de la paroi C est : $S_C = 12,5 \times 63 = 787,5 \text{ m}^2$

✓ Fenêtres 66,24 m²

$$\mu_C = \frac{\text{surface ouverte}}{\text{surface fermée}} = \frac{66,24}{787,5} = 08,41 \%$$

$$5\% < \mu_C < 35\%$$

Paroi partiellement ouverte.**d) Face (D) :**

Surface de la paroi D est : $S_D = 9 \times 12 = 262,5 \text{ m}^2$

✓ 2 Porte (3×2) + (2×2,20) = 10,4 m²

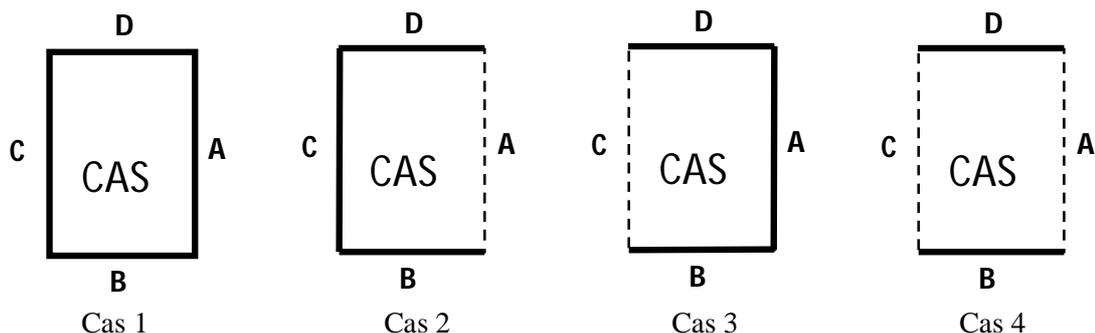
$$\mu_D = \frac{10,4}{262,5} = 3,9 \%$$

$$\mu_D < 5\%$$

Paroi fermée**Conclusion :**

Ont trouvent dans le cas d'une construction à 2 parois partiellement ouvertes.

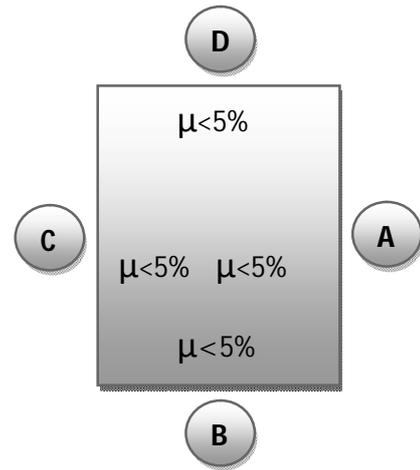
Des cas qui peuvent se présenter durant toute la vie du bâtiment.



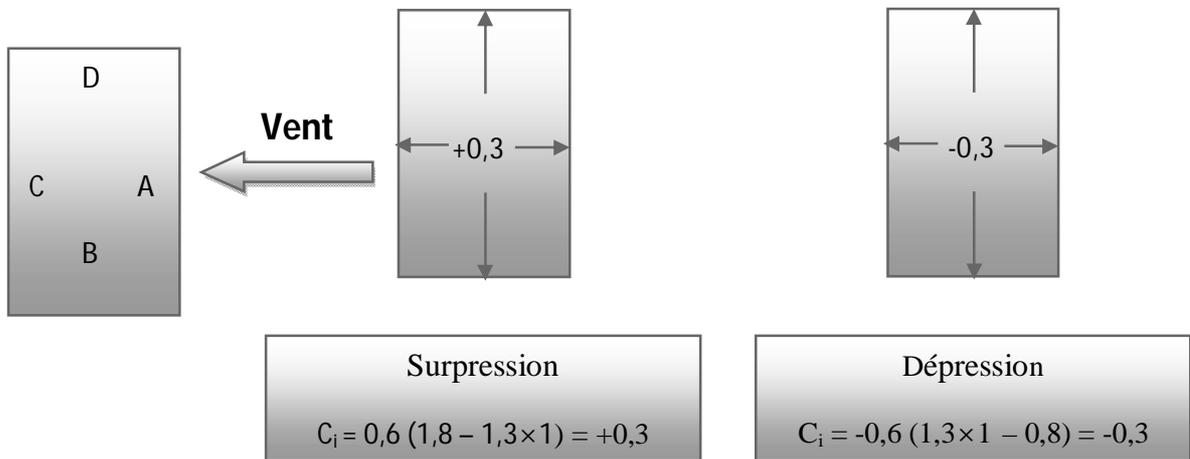
CAS 1 :

Sur chacune des parois on applique :

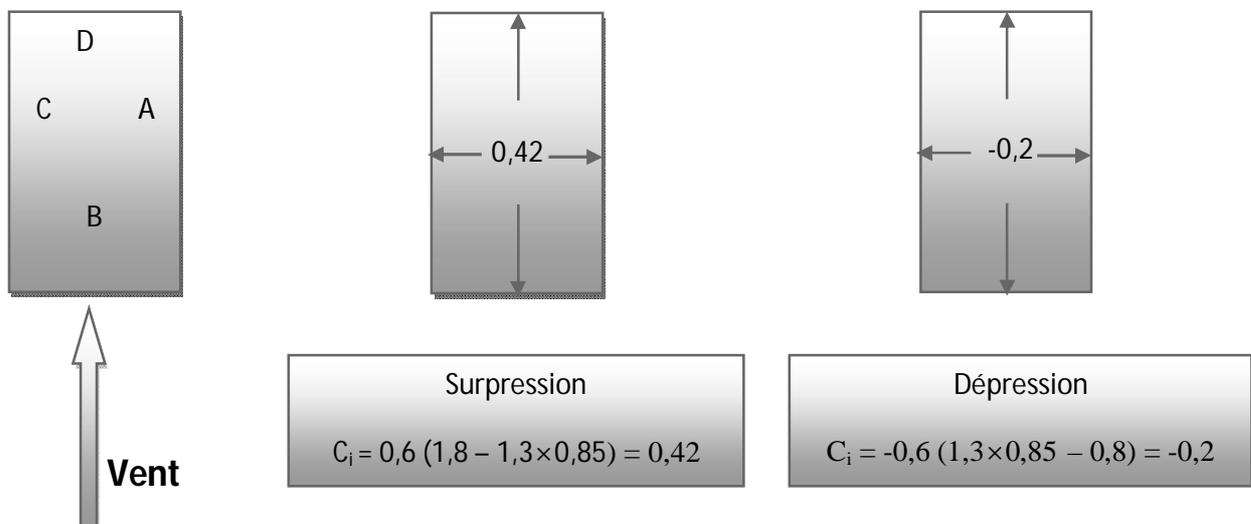
- ✓ Soit une surpression $C_i = 0,6 (1,8 - 1,3\gamma)$
- ✓ Soit une dépression $C_i = -0,6 (1,3\gamma - 0,8)$



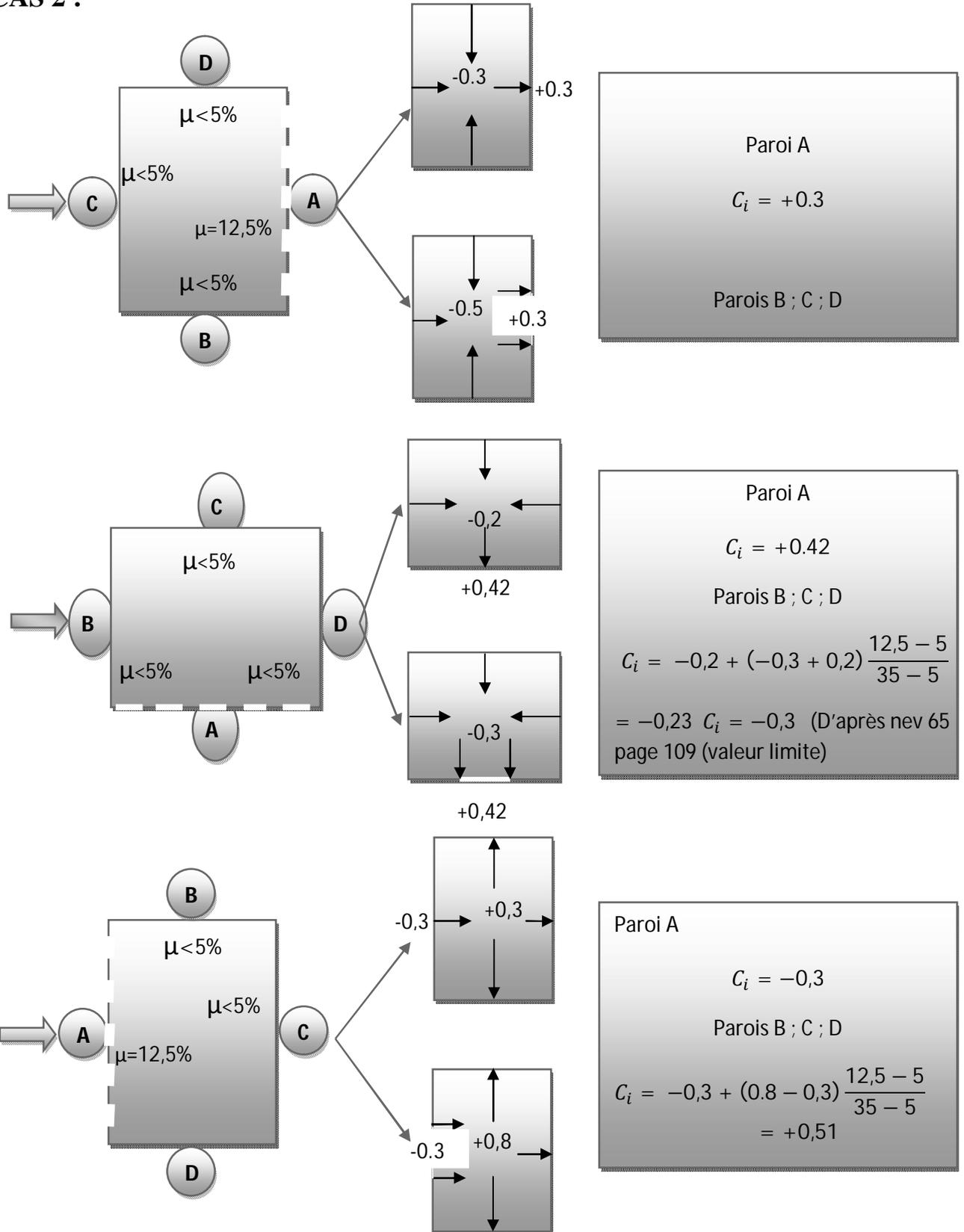
- ✓ Vent normale à (S_A)



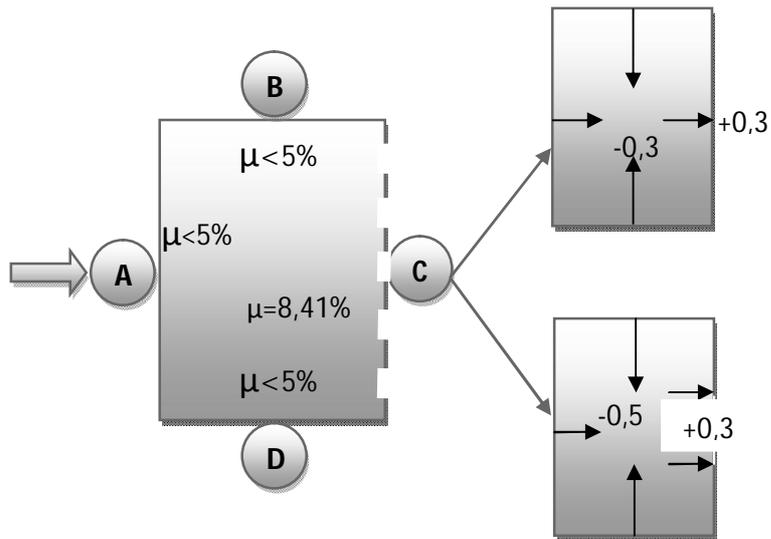
- ✓ Vent normal à (S_B) :



CAS 2 :



CAS 3 :

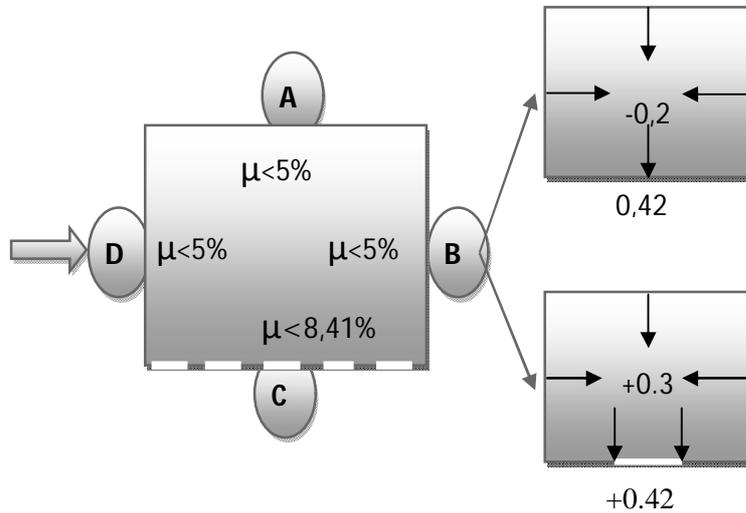


Paroi C

$$C_i = +0,3$$

Parois B ; A ; D

$$C_i = -0,3 + (0,3 - 0,5) \frac{8,41 - 5}{35 - 5} = -0,32$$

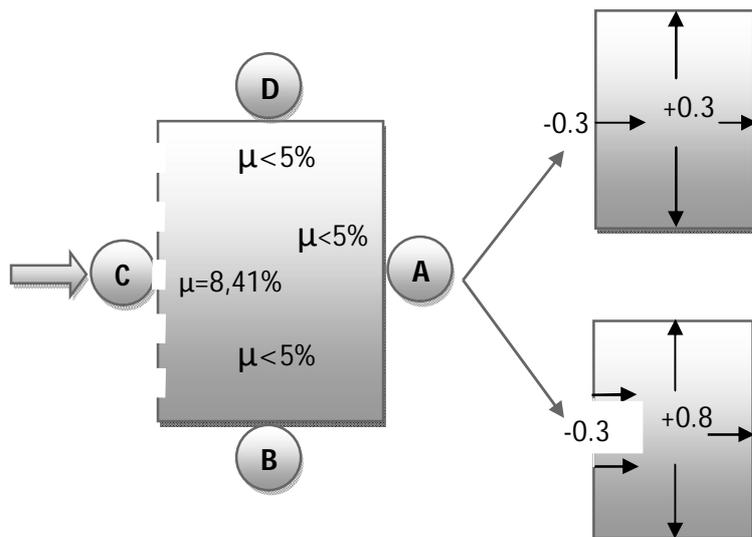


Paroi C

$$C_i = +0,42$$

Parois B ; A ; D

$$C_i = -0,2 + (-0,3 + 0,2) \frac{8,41 - 5}{35 - 5} = -0,21$$



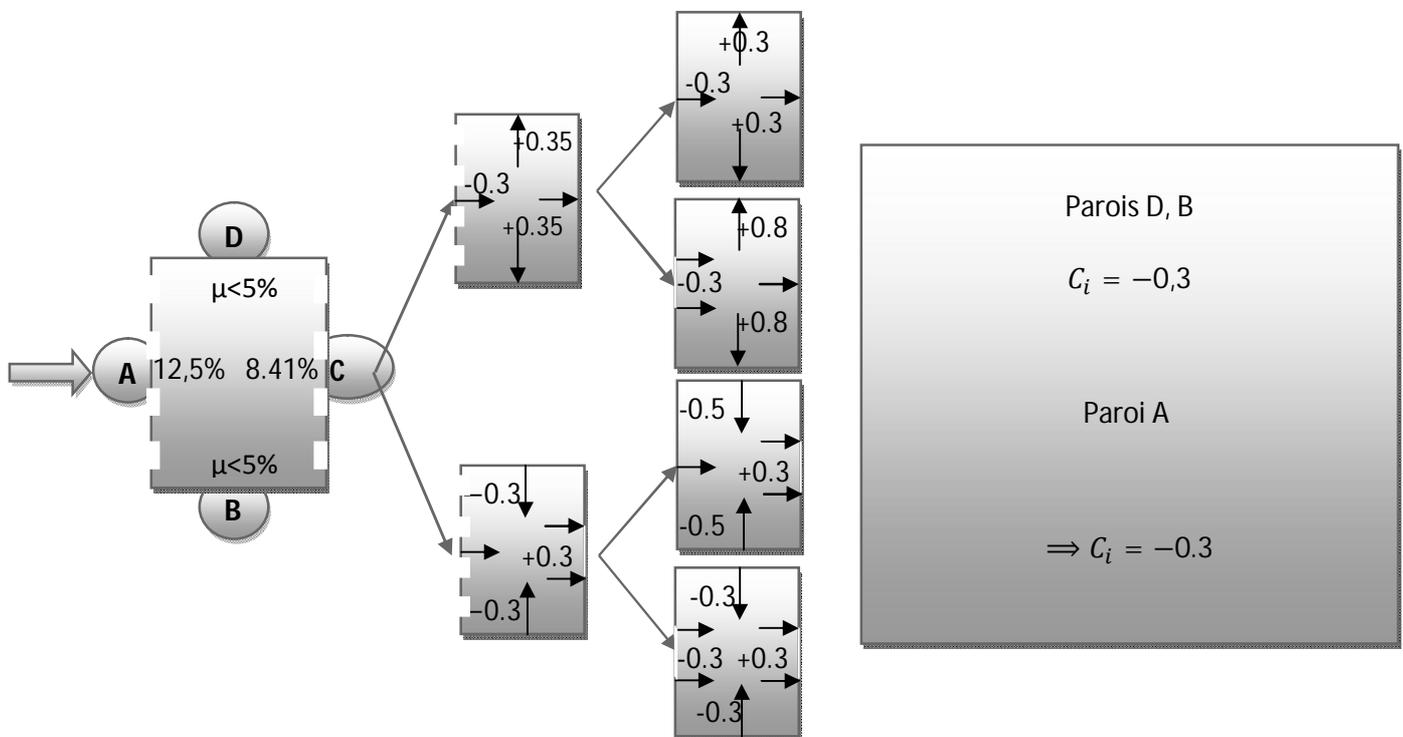
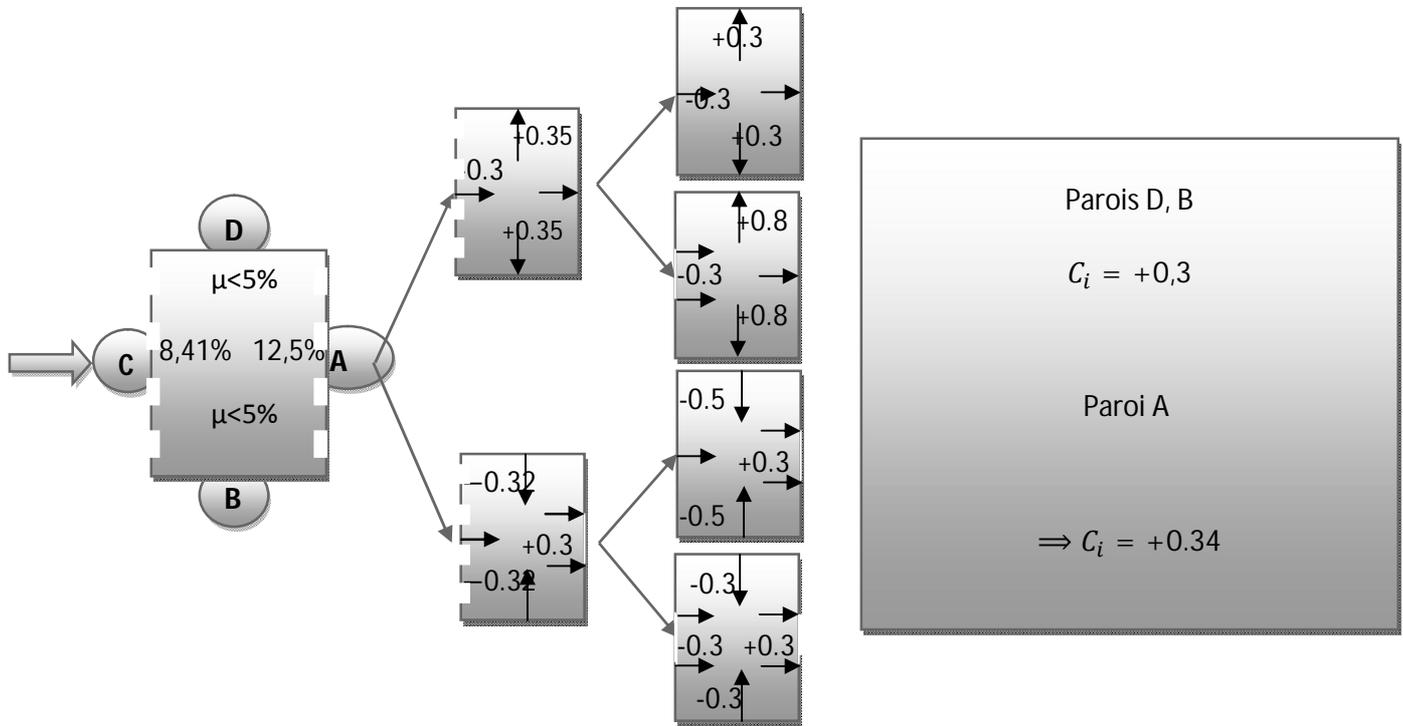
Paroi C

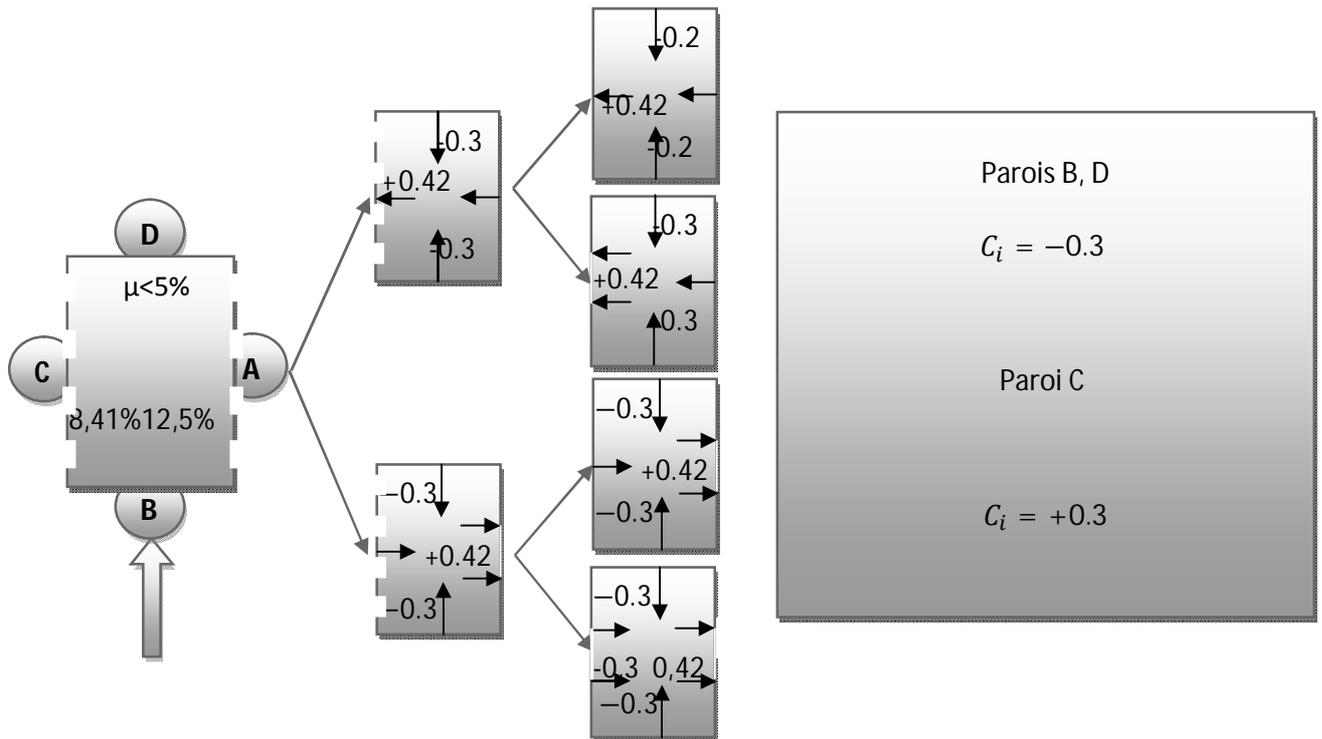
$$C_i = -0,3$$

Parois B ; A ; D

$$C_i = 0,3 + (0,8 - 0,3) \frac{8,41 - 5}{35 - 5} = +0,35$$

CAS 4 :





b.2) Calcul du coefficient (C) :

$$C = C_e - C_i$$

CAS 1 :

Direction du vent	Action		Paroi A	B	C	D
Vent ⊥ A 	Pression	Ce	+0.8	-0.5	-0.5	-0.5
		Ci	+0.3	+0.3	+0.3	+0.3
		C	+0.5	-0.8	-0.8	-0.8
	Dépression	Ce	+0.8	-0.5	-0.5	-0.5
		Ci	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
		C	+1.10	-0.2	-0.2	-0.2
Vent ⊥ B 	Pression	Ce	-0.3	+0.8	-0.3	-0.3
		Ci	+0.42	+0.42	+0.42	+0.42
		C	-0.72	+0.38	-0.72	-0.72
	Dépression	Ce	-0.3	+0.8	-0.3	-0.3
		Ci	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
		C	0	+1.1	0	0

CAS 2 :

Direction du vent	Action	Paroi A	B	C	D
Vent \perp A	Ce	+0.8	-0.5	-0.5	-0.5
	Ci	-0.3	+0.51	+0.51	+0.51
	C	+1.1	-1.01	-1.01	-1.01
Vent \perp C	Ce	-0.5	0.5	+0.8	-0.5
	Ci	+0.3	-0.35	-0.35	-0.35
	C	-0.8	+0.85	+1.15	-0.15
Vent \perp D	Ce	-0.3	-0.3	-0.3	+0.8
	Ci	+0.42	-0.3	-0.3	-0.3
	C	-0.72	0	0	+1.1

CAS 3 :

Direction du vent	Action	Paroi A	B	C	D
Vent \perp A	Ce	+0.8	-0.5	-0.5	-0.5
	Ci	-0.32	-0.32	0.3	-0.32
	C	+1.12	-0.18	-0.8	-0.18
Vent \perp D	Ce	-0.3	-0.3	-0.3	+0.8
	Ci	-0.3	-0.3	+0.42	-0.3
	C	0	0	-0.72	+1.1
Vent \perp C	Ce	-0.5	-0.5	+0.8	-0.5
	Ci	+0.35	+0.35	-0.3	+0.35
	C	-0.85	-0.85	+1.1	-0.85

CAS 4 :

Direction du vent	Action	Paroi A	B	C	D
Vent \perp C	Ce	-0.5	-0.5	+0.8	-0.5
	Ci	+0.34	+0.3	-0.3	+0.3
	C	-0.84	-0.8	+1.1	-0.8
Vent \perp A	Ce	+0.8	-0.5	-0.5	-0.5
	Ci	-0.3	-0.3	+0.41	-0.3
	C	+1.1	-0.2	-0.91	-0.2
Vent \perp B	Ce	-0.3	+0.8	-0.3	-0.3
	Ci	-0.3	-0.3	+0.3	-0.3
	C	0	+1.1	-0.6	0

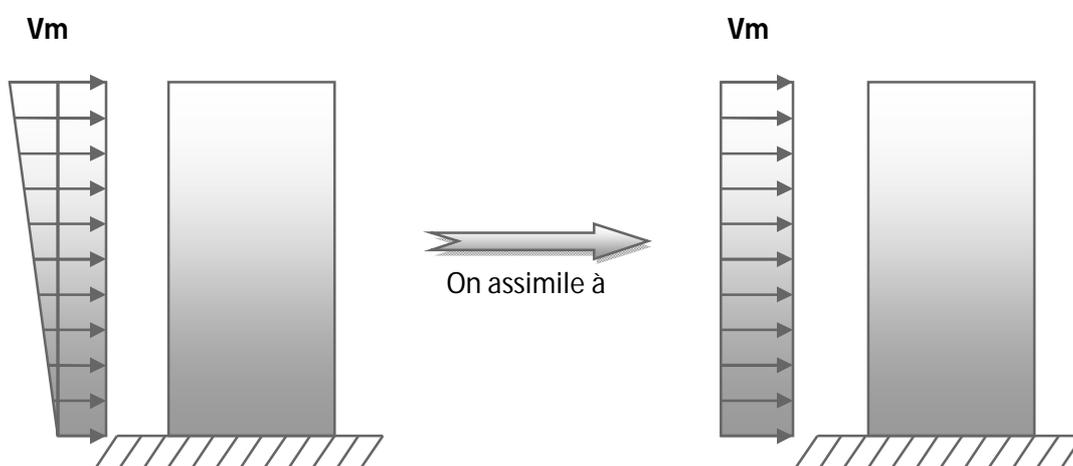
Action maximum à retenir :

Parois	A	B	C	D
Pression	+1.12	+1.1	+1.15	+1.1
Dépression	-0.85	-1.01	-1.01	-1.01

b.3) Calcul de la pression du vent :

Au vue de la comparaison de l'effort horizontal due au séisme avec celui du vent, on calcul l'effort horizontal appliqué à chaque niveau pour chaque direction du vent.

Pour le calcul de l'effort horizontal, on assimile que le vent est uniformément répartie.



Vent agissant longitudinalement :

Le vent dynamique normale est égal à :

$$V_{nd} = K_m \cdot K_s \cdot \delta_t \cdot q_{HN} \cdot \beta_t \cdot C \cdot L$$

$$K_m = 1$$

$$K_s = 1 \quad C = C_e - C_i = 1.15$$

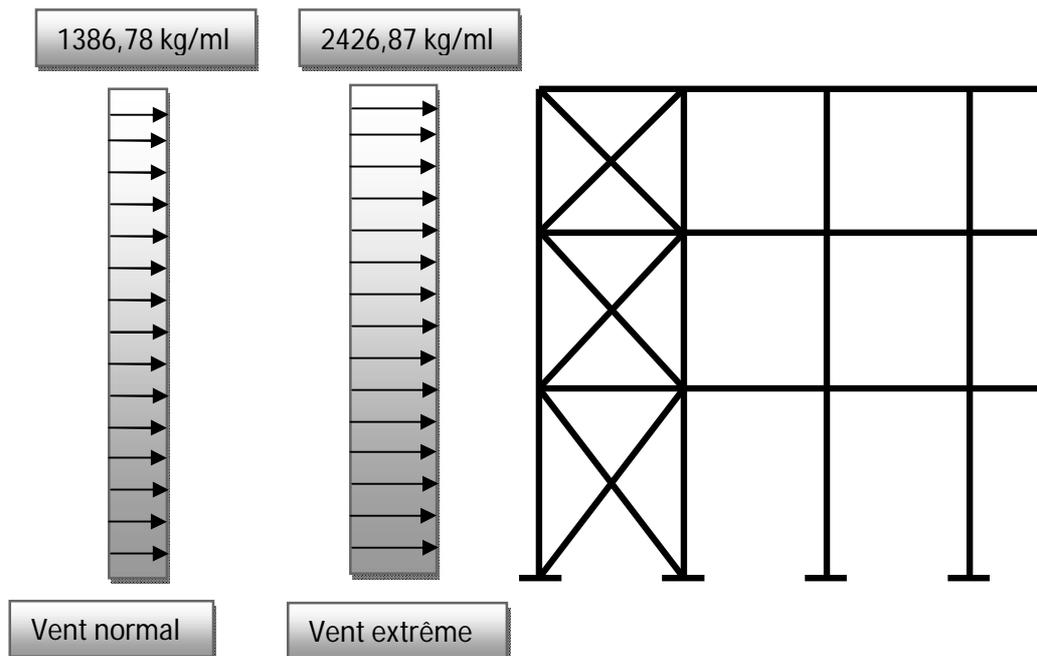
$$\delta_t = 0.78 \quad L = 21\text{m}$$

$$\beta_t = \theta (1 + \Sigma t \cdot \tau) = 1 \times (1 + 0,2 \times 0,35) = 1.072$$

Hauteur	q_{HN} (kg/m ²)	V_{nd} (kg/ml)	V_{ed} (kg/ml)
12,5m	73,62	1386,78	2426,87

- ✓ V_{nd} : vent normal
- ✓ V_{ed} : vent extrême

L'effort dû au vent longitudinal sera repris par les paliers de stabilité



Vent agissant transversalement :

$$V_{nd} = K_m \cdot K_s \cdot \delta_L \cdot q_{HN} \cdot \beta_L \cdot C \cdot L$$

$$K_m = 1$$

$$K_s = 1$$

$$C = C_e - C_i = 1,15$$

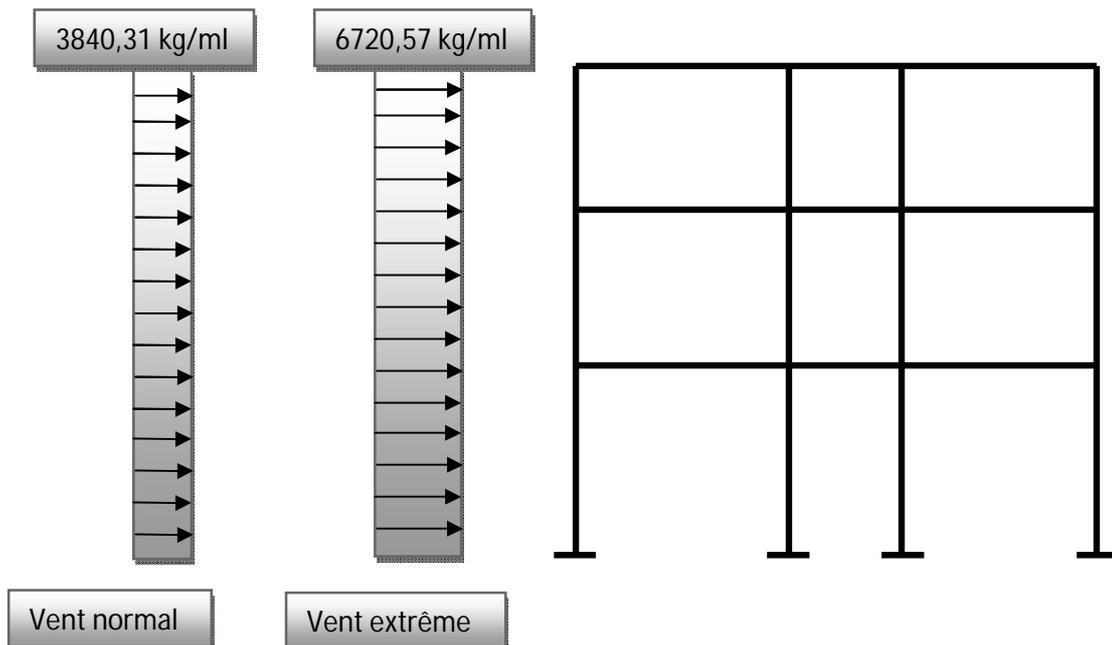
$$\delta_L = 0,72$$

$$L = 63\text{m}$$

$$\beta_L = \theta (1 + \sum_L \tau) = 1$$

Hauteur	q_{HN} (kg/m ²)	V_{nd} (kg/ml)	V_{ed} (kg/ml)
12,5m	73,62	3840,31	6720,54

L'effort dû au vent transversal sera repris par les portiques transversaux.



3.3- effet de la variation de la température:

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée de gradient thermique).

Pour notre structure on n'a pas pris en compte l'effet de la température pour les justifications suivantes :

- a- la longueur minimale pour la quelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50m, et celle de notre cas est de: 31,5m
- b- notre charpente n'est pas exposée à l'air libre (effet de masque)
- c- la zone d'implantation (Guelma) a une faible variation de température.

Chapitre IV

Etude Sismique

CHAPITRE IV

IV- ETUDE SISMIQUE

IV.1- Introduction:

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilités.

Dans cette partie nous allons analyser l'effet des deux sens parasismiques qui définies:

- ♠ sens I: perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées triangulées en X).
- ♠ sens II : parallèle à la façade principale (portiques auto stables ductiles).

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par les deux méthodes suivantes :

- 🏠 Méthode statique équivalente.
- 🏠 Méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2- Méthodes statiques équivalentes:

Conditions d'application :

Selon le (**RPA 99 art 4.1.2**) nous pouvons dire que la méthode est applicable sur notre structure vue que les conditions suivantes sont satisfaites :

- régularité en plan et en élévation.
- ouvrage en zone IIa avec une hauteur totale inférieure à 30m.

IV.3- Principe de la méthode :

Le calcul de la méthode statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale à travers les simplifications suivantes :

- le mode fondamental est seul pris en compte.
- la déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portiques.

Calcul de l'effort tranchant V à la base :

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

a) Coefficient d'accélération des zones (A):

Le bâtiment sera implanté à GUELMA qui appartient à la zone sismique II le groupe d'usage du bâtiment est « IIa » (bâtiment à usage de bureaux administratifs).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

(Tableau : 4.1. RPA 2003)

b) Facteur de comportement de la structure (R) :

Ossature métallique contreventée par palées de stabilité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Portiques auto stables ordinaires} \Rightarrow R = 4 \\ \text{Ossature contreventée par palées triangulées en X} \Rightarrow R = 4 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \mathbf{R = 4}$$

(Tableau : 4.3 du RPA 2003)

c) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

La valeur de « D » sera calculée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment. La valeur de « T » peut être déterminée par la formule suivante :

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}}$$

- ✓ H = 12,5m (hauteur du bâtiment)
- ✓ L = 21m sens transversal (dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique).
- ✓ L = 31,5m sens longitudinal (dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique).

Calcul de (D) :

Pour un sol meuble la valeur de « D » est donnée par la formule suivante :

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}} \text{ avec } D \leq 2$$

1) Sens transversal :

$$L = 21\text{m} \implies T = \frac{0,09 \times 12,5}{\sqrt{21}} = 0,24\text{s} \implies D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{0,24}} = 2,82 \Rightarrow D = 2$$

2) Sens longitudinal :

$$L = 31,5\text{m} \implies T = \frac{0,09 \times 12,5}{\sqrt{31,5}} = 0,20\text{s} \implies D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{0,20}} = 3,16$$

$$\implies \mathbf{D = 2}$$

3) Remarque :

La force sismique sera la même dans les deux sens longitudinal et transversal.

d) Facteur de qualité (Q) :**1) Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA 99 (version 2003), chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **3 travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

◇ **sens longitudinal : (7 travée) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.5/4.5 = 1 < 1.5 \text{ critère observé } pq = 0$$

◇ **sens transversal : (3 travée) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 9/3 = 3 > 1.5 \text{ critère non observé } pq = 0.5$$

2) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan, au moins **(4) files de portiques**, ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

◇ **sens longitudinal : (8 files) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.5/4 = 1.12 < 1.5 \text{ critère observé } pq = 0$$

◇ **sens transversal : (4 files) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 4.5/4 = 1.12 < 1.5 \text{ critère observé } pq = 0$$

3) Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

◇ L'excentricité ne dépasse pas les **15 %** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. \implies **Condition vérifiée.**

◇ La structure a une force compacte, et le rapport :
Longueur / largeur = $31.5 / 21 = 1.5 < 4$ \implies **Condition vérifiée.**

\implies Donc le critère est observé **$P_q = 0$**

4) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

• La masse des différents niveaux reste constante progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment \implies **Condition vérifiée.**

\implies Donc : La structure régulièrement en élévation : **$P_q = 0$**

5) Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$P_q = 0,05$

6) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **$P_q = 0.10$**

critère q	Pq	
	Observé	Non observé
Condition minimales sur les files de contreventement	0,0	0,05
redondance en plan	0,0	0,00
régularité en plan	0,0	0,00
régularité en élévation	0,0	0,00
contrôle de la qualité des matériaux	0,0	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
la somme	0,15	0,20

Tableau IV.1 : Valeur des pénalités en fonction de critère de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q \quad (\text{Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 41)})$$

$$Q = 1 + 0.05 + 0.00 + 0.0 + 0.0 + 0.05 + 0.10 = 1,20$$

e) Evaluation du poids du bâtiment (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 du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coef de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par (Le tableau 4.5 du RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment recevant du public temporairement – salle de classe, salles de réions avec places assises) $\beta=0,40$. Donc à chaque niveau :

$$W_i = W_{Gi} + 0,4W_{Qi}$$

1) Plancher terrasse :

- ✓ Poids propre582 kg/m²
 - ✓ Acrotère120 kg/m²
 - ✓ Surcharge d'exploitation.....100 kg/m²
 - ✓ Surface totale du plancherS₁ = 661.5m²
 - ✓ Surface de l'acrotère.....S_a = (21+31.5) × 2 × 0.70 = 73.5m²
- $$\Rightarrow W_3 = (582 \times 661.5 + 120 \times 73.5) + 0.4 (100 \times 661.5) = 420273 \text{ kg}$$

$$W_3 = \mathbf{420273 \text{ kg}}$$

2) Étage :

- ✓ Poids propre.....359,5 kg/m²
 - ✓ Surcharge d'exploitation.....250 kg/m²
 - ✓ Surcharge pour escalier400 kg/m²
 - ✓ Surface totale du plancherS = 661,5m²
 - ✓ Surface d'escalierS = (4,5×9) = 40,5m²
- $$\Rightarrow W_2 = 359,5 \times 661,5 + 0,4 (40,5 \times 400 + 250 \times 621) = 306389,25 \text{ kg}$$

$$W_2 = \mathbf{306389.25 \text{ kg}}$$

3) RDC :

- ✓ Poids propre.....359.5 kg/m²
 - ✓ Surcharge d'exploitation.....250 kg/m²
 - ✓ Surcharge pour escalier400 kg/m²
 - ✓ Surface totale du plancherS = 661,5m²
 - ✓ Surface d'escalierS = 4,5×9 = 40,5m²
- ⇒ $W_1 = 359,5 \times 661,5 + 0,4 (40,5 \times 400 + 250 \times 621) = 306389,25 \text{ kg}$

$$W_1 = \mathbf{306389,25 \text{ kg}}$$

4) Poids des poteaux et remplissages:

- ✓ Poteaux IPE30032×13,2×42 ,2 = 17825,28 kg
 - ✓ Remplissage extérieur
 - En verre :313,6 × (2500×0,01) =7840 kg
 - En maçonnerie :..... (330+331) × 250 = 165250 kg
- ⇒ $W_4 = 17825,28 + 7840 + 165250 = 190915 \text{ kg}$

$$W_4 = \mathbf{190915 \text{ kg}}$$

Donc le poids total du bâtiment est :

$$W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 = 1223966 \text{ kg}$$

$$W = \mathbf{1223,966 \text{ t}}$$

Résumé des résultats :

Paramètres	Valeurs numériques
A	0,15
D	2
Q	1,2
R	4
W (t)	1223,966

Donc la force sismique globale agissant à la base est :

$$V = \frac{(0,15 \times 2 \times 1,2 \times 2279,33)}{4} = 110,15 \text{ t}$$

IV.4- Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i \text{ (Art 4.2.5 RPA 99)}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{F_t = 0,07 T.V} & \text{si } \mathbf{T = 0,7s} \\ \mathbf{F_t = 0} & \text{si } \mathbf{T = 0,7s} \end{array} \right.$$

On a :

$$T = 0,41s \leq 0,7s \implies F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

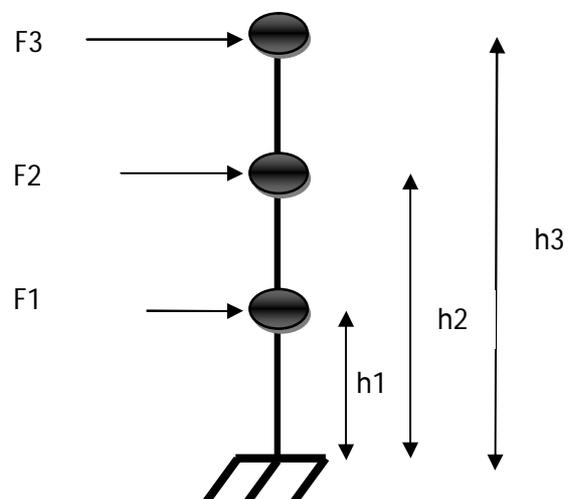
$$F_k = V \frac{W_k \cdot h_x}{\sum W_i \cdot h_i}$$

F_k : force horizontale au niveau (k).

h_i : niveau de plancher.

W_i : poids de l'étage.

	Valeur
h1	4,5 m
h2	8,5 m
h3	12,5 m
W1	306,39t
W2	306,39t
W3	420,27t
V	110,15 t



$$F1 = V \frac{W1. h1}{W1. h1 + W2. h2 + W3. h3}$$

$$= 110,15 \frac{306,39 \times 4,5}{(306,39 \times 4,5 + 306,39 \times 8,5 + 420,27 \times 12,5)} = 16,44 \text{ t}$$

$$F2 = V \frac{W2. h2}{W1. h1 + W2. h2 + W3. h3}$$

$$= 110,15 \frac{306,39 \times 8,5}{(306,39 \times 4,5 + 306,39 \times 8,5 + 837,02 \times 12,5)} = 31,05 \text{ t}$$

$$F3 = V \frac{W3. h3}{W1. h1 + W2. h2 + W3. h3}$$

$$= 110,15 \frac{420,27 \times 12,5}{(306,39 \times 4,5 + 306,39 \times 8,5 + 420,27 \times 12,5)} = 62,65 \text{ t}$$

F1=16,44 t	F2=31,05 t	F3=62,65 t
------------	------------	------------

IV.5- Distribution des efforts (F_k) sur les stabilités :

Notre structure est contreventée par portique dans le sens transversal ; et par palées en « X » dans le sens longitudinal.

Alors on va distribuer l'effort F_k (de chaque niveau) dans chaque portique et chaque palée par les formules suivantes :

a) Sens transversal (portique) :

$$H_{iy} = F_y \left(\frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}} + \frac{e_x X_i \cdot I_{xi}}{\sum I_{xi} \cdot X_i^2} \right)$$

b) Sens longitudinal (palées de stabilités) :

$$H_{ix} = F_x \left(\frac{I_{yi}}{\sum I_{yi}} + \frac{e_y Y_i \cdot I_{yi}}{\sum I_{yi} \cdot Y_i^2} \right)$$

- $H_i(x, y)$ = effort revenant à chaque portique ou palée.
- F_x, y = effort séismique à chaque niveau suivant la direction considérée.
- I_x, y = inertie du portique ou palée.
- (X_i, Y_i) = coordonnées du portique ou palée dans l'axe passant par le centre de torsion.
- (e_x, y) = excentricité suivant l'axe considéré.

c) Centre de masse :

Le centre de masse de notre construction se trouve confondu avec le centre de gravité.

$$X_{c.m} = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \mathbf{15,75 \text{ m}} \quad ; \quad Y_{c.m} = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \mathbf{10,5 \text{ m}}$$

d) Centre de torsion :

Le centre de torsion se trouve confondu avec le centre de masse ; car les portiques ont la même rigidité, et les palées de stabilité ont aussi la même rigidité et placées symétriquement.

$$X_{c.t} = \frac{\sum I_x I_i}{\sum I_x} = \mathbf{15,75 \text{ m}} \quad ; \quad Y_{c.t} = \frac{\sum I_y I_i}{\sum I_y} = \mathbf{10,5 \text{ m}}$$

e) Excentricité :

Les coordonnées de l'excentricité théorique sont données par la relation suivante :

$$e_{\text{théorique}} \begin{cases} e_x = X_G - X_t & e_x = 0 \\ e_y = Y_G - Y_t & e_y = 0 \end{cases}$$

Le RPA limite l'excentricité accidentelle à une valeur maximale de 5% de la plus grande dimension de la structure.

Donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs de l'excentricité théorique résultant des plans et 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

$$e = \max(e_{\text{théorique}}; e_{\text{RPA}}) = e_{\text{RPA}} = 5\% (L_{\max} = 31.5\text{m}) = 1.575 \text{ m}$$

$$e = \begin{cases} e_x = 1,575 \text{ m} \\ e_y = 1,575 \text{ m} \end{cases}$$

IV.6- Déterminations des efforts :

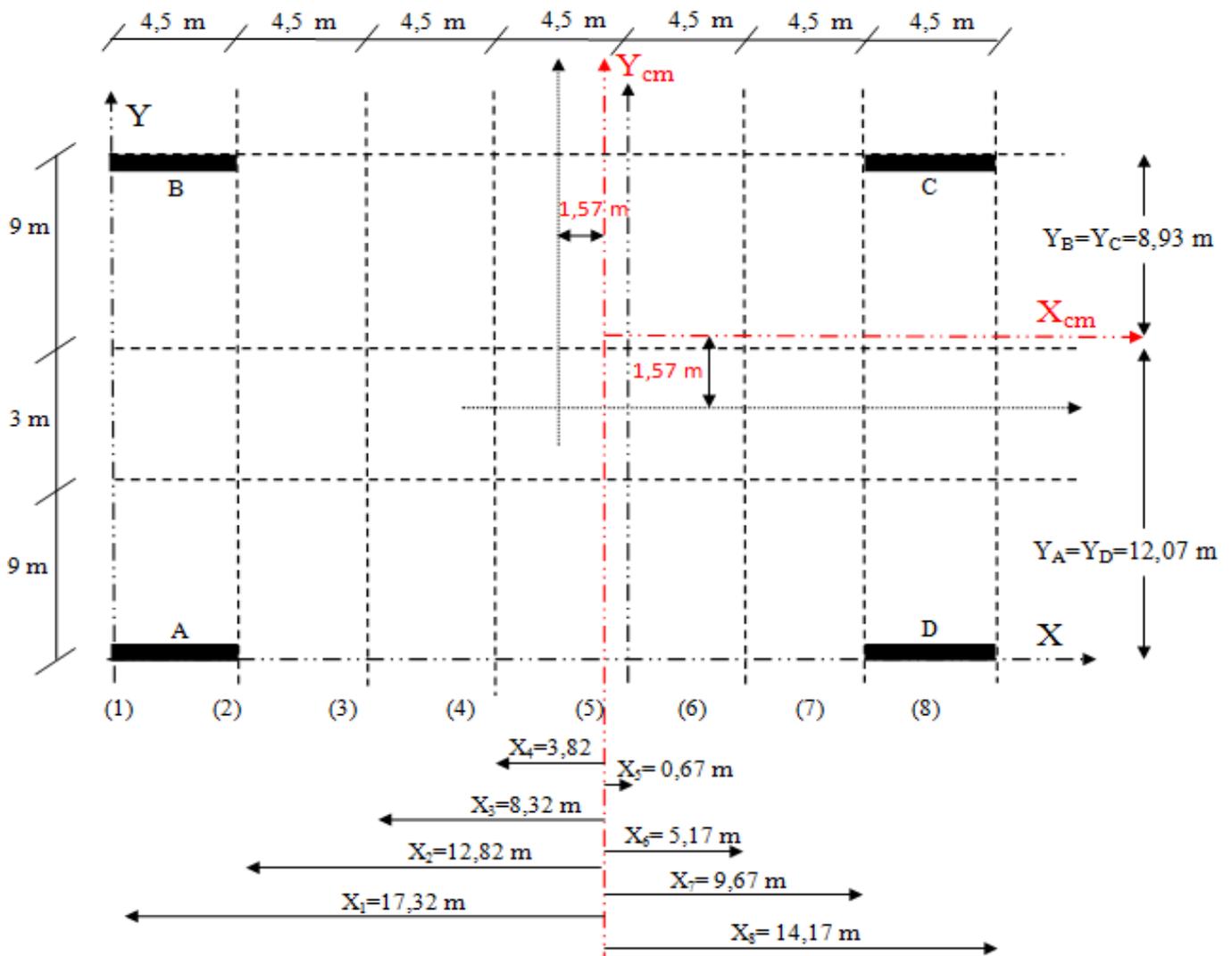
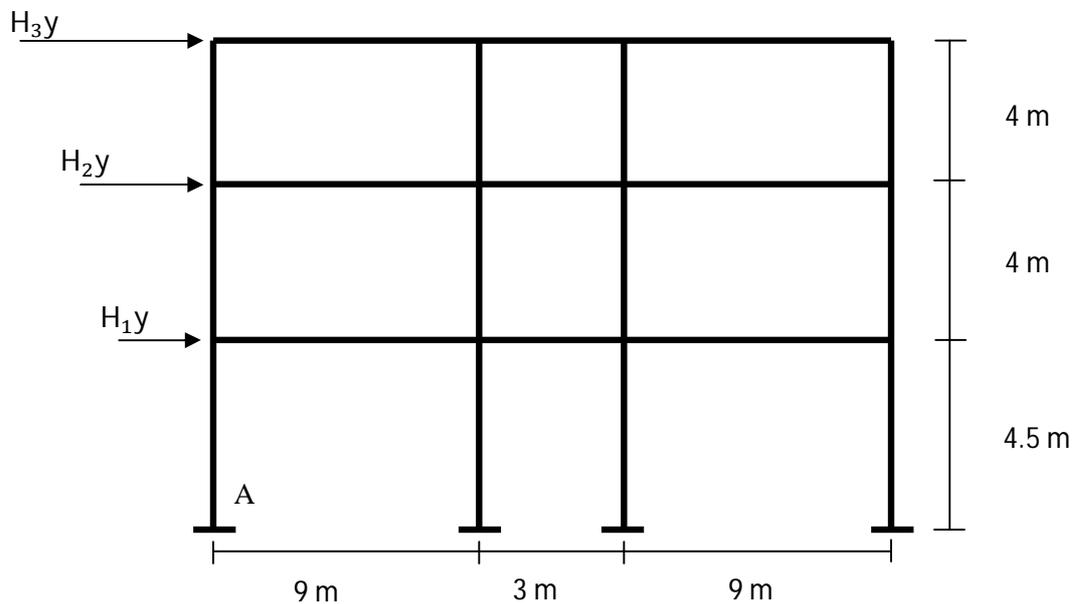


Figure IV.1

1. Sens transversal (portique) :

On calcul l'effort sur le portique le plus sollicité c'est le portique (1) c'est-à-dire le portique d'extrémité



$$H_{3y} = F_3 \left(\frac{I_{xi}}{8I_{xi}} + \frac{e_x \cdot X_1 \cdot I_x}{I_x (X_1^2 + X_2^2 + X_3^2 + X_4^2 + X_5^2 + X_6^2 + X_7^2 + X_8^2)} \right)$$

$$X_1 = 17,325\text{m}$$

$$e_x = 1,575\text{m}$$

$$F_3 = 62,65 \text{ t}$$

$$H_{3y} = 9,79 \text{ t}$$

$$H_{2y} = F_2 \left(\frac{I_{xi}}{8I_{xi}} + \frac{e_x \cdot X_1 \cdot I_x}{I_x (X_1^2 + X_2^2 + X_3^2 + X_4^2 + X_5^2 + X_6^2 + X_7^2 + X_8^2)} \right)$$

$$X_1 = 17,325\text{m}$$

$$e_x = 1,575\text{m}$$

$$F_2 = 31,05 \text{ t}$$

$$H_{2y} = 4,83 \text{ t}$$

$$H_{1y} = F_1 \left(\frac{I_{xi}}{8I_{xi}} + \frac{e_x \cdot X_1 \cdot I_x}{I_x (X_1^2 + X_2^2 + X_3^2 + X_4^2 + X_5^2 + X_6^2 + X_7^2 + X_8^2)} \right)$$

$$X_1 = 17,325\text{m}$$

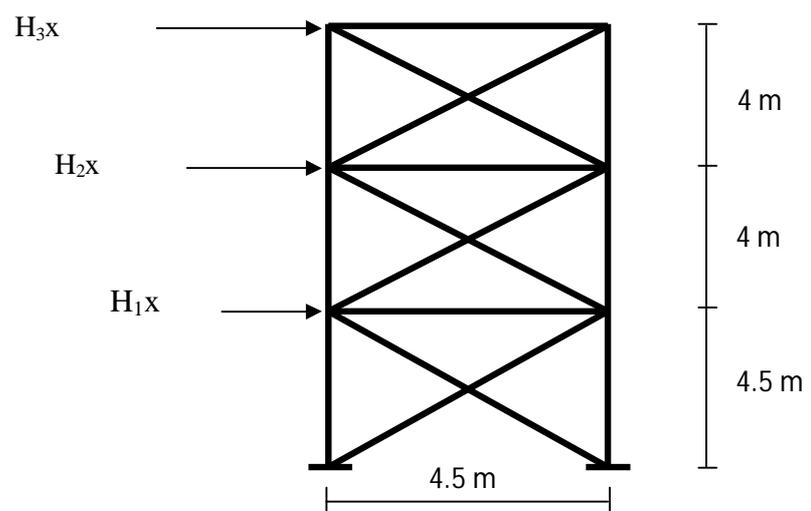
$$e_x = 1,575\text{m}$$

$$F_1 = 16,44 \text{ t}$$

$$H_{1y} = 2,57 \text{ t}$$

2. Sens longitudinal (palées) :

On calcul l'effort sur le palée la plus sollicitée (A et D)



$$H_{3x} = F_3 \left(\frac{I_y}{4I_y} + \frac{e_x \cdot Y_a \cdot I_y}{I_y(Y_a^2 + Y_b^2 + Y_c^2 + Y_d^2)} \right)$$

$Y_1 = 12,07 \text{ m}$	$e_x = 1,575 \text{ m}$	$F_3 = 62,65 \text{ t}$
-------------------------	-------------------------	-------------------------

$$H_{3x} = 18,29 \text{ t}$$

$$H_{2x} = F_2 \left(\frac{I_y}{4I_y} + \frac{e_x \cdot Y_a \cdot I_y}{I_y(Y_a^2 + Y_b^2 + Y_c^2 + Y_d^2)} \right)$$

$Y_1 = 12,07 \text{ m}$	$e_x = 1,575 \text{ m}$	$F_2 = 30,05 \text{ t}$
-------------------------	-------------------------	-------------------------

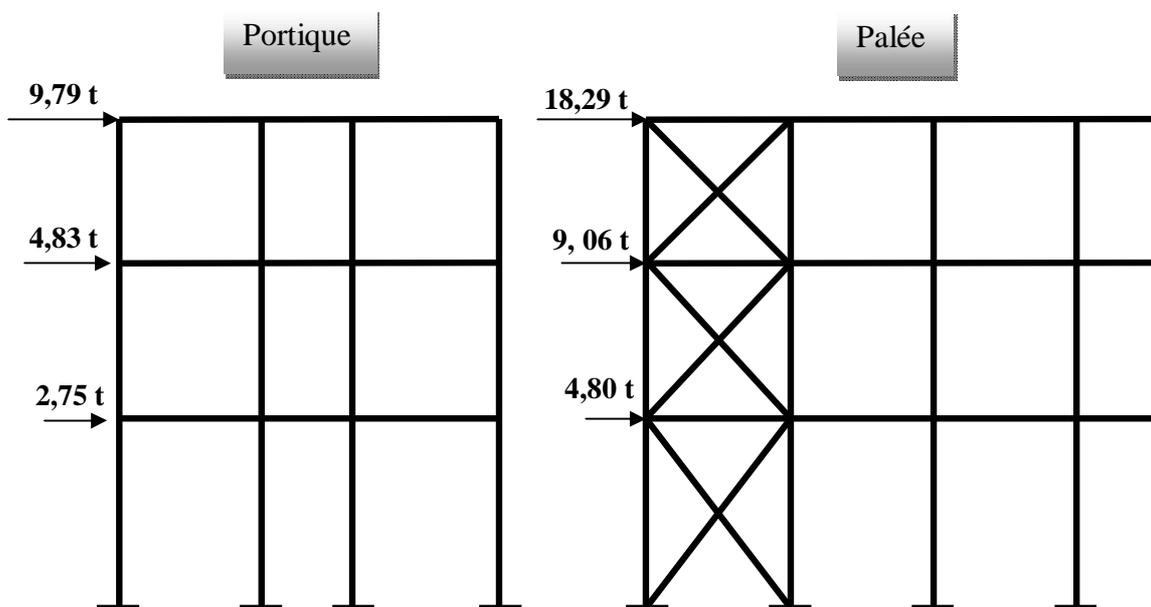
$$H_{2x} = 9,06 \text{ t}$$

$$H_{1x} = F_1 \left(\frac{I_y}{4I_y} + \frac{e_x \cdot Y_a \cdot I_y}{I_y(Y_a^2 + Y_b^2 + Y_c^2 + Y_d^2)} \right)$$

$Y_1 = 12,07 \text{ m}$	$e_x = 1,575 \text{ m}$	$F_1 = 16,44 \text{ t}$
-------------------------	-------------------------	-------------------------

$$H_{1x} = 4,80 \text{ t}$$

Conclusion :



Chapitre V

Pré dimensionnement des Eléments

CHAPITRE V

V. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

V.1- Introduction

Les présentes règles ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de constructions en acier.

L'application de ces règles conduit pour les différents éléments des constructions à un degré de sécurité sensiblement homogène pour les différents modes de sollicitations et les différents types de constructions.

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre la sollicitation, comme les vent par exemple, et à assurer la stabilité basée sur la **RDM** et les règles **CM66**.

V.2-Principe de calcul

2.1- Condition de la flèche :

La flèche est vérifiée par la condition :

$$f_{\text{total}} < f_{\text{adm}} = \frac{L}{300} \quad \text{avec} \quad f_{\text{total}} = \frac{5qL^4}{348EI}$$

2.2- Condition de la résistance :

La condition de résistance qu'il faut vérifier est : $\sigma_f \leq \sigma_e$

Correspondant aux cas des charges les plus défavorables.

$$\sigma_f = \frac{M}{W} \quad \text{avec} \quad M = \frac{qL^2}{8}$$

Le moment dû à q (charges uniformément répartie).

V.3- Vérifications des solives

Les solives se font généralement en poutrelles IPE ou IPN, leur espacement e est généralement compris entre 0,70m et 1,40m.

$$0,70 \leq e \leq 1,40$$

Donc on choisit un espacement de tel sorte que l'intervalle soit régulier

soit $\frac{9m}{9} = 1m$ étant une valeur moyenne $0,70 \leq e \leq 1,40 \implies e = 1m$

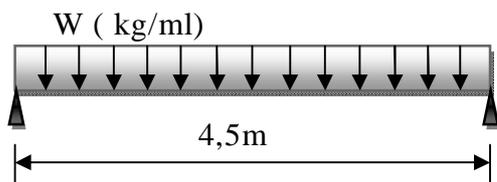
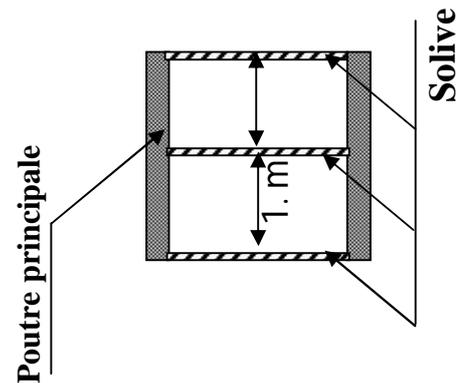
3.1- Niveau terrasse:

3.1.1- Caractéristiques des solives :

Portée de la solive..... $L= 4,5m$

Distance entre l'axe des solives $L_c=1m$

L'inclinaison de plancher..... $\alpha=0^\circ$



Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) :	
Pois propre de plancher :	$G_{ter} = 582 \times 1 = 582 \text{ kg/ml}$
$G_{ter} = 582 \text{ kg/m}^2$	
G = 582 kg/ml	
Chargement d'exploitation(Q) :	
Charge inaccessible : $Q=100\text{kg/m}^2$	$Q = (100+20) \times 1 = 120 \text{ kg/ml}$
Charge de neige : $N_n = 20 \text{ kg/m}^2$	
Q = 120 kg/ml	

3.1.2- Combinaison des charges :

Charge pondérée :	$\frac{4}{3} G + \frac{17}{12} (Q + N_n)$	Charge non pondérée :	$G + Q + \frac{5}{3} N_n$
946 kg/ml		715.34 kg/ml	

3.1.3- Dimensionnement de profil :

$$f = \frac{5qL^4}{348EI} < \frac{L}{300} \text{ avec } I > \frac{5qL^3 \cdot 300}{348E}$$

$$I > \frac{5 \times 715,34 \times 450^3 \times 3}{348 \times 2,1 \times 10^6} = 1212,52 \text{ cm}^2 \text{ (charge non pondérée)}$$

Donc notre profilée **IPE 180**

3.1.4- Les caractéristiques de profilée IPE180 :

Désignation abrégée	Poids	section	Dimension			Caractéristique					
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
IPE 180	18,8	23,95	180	91	5,3	1317	100,9	146,3	22,16	7,42	2,05

3.1.5- Vérification de condition de résistance :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} \text{ avec } M_{\max} = \frac{qL^2}{8}$$

$$\sigma_f = \frac{qL^2}{8W_x} = \frac{946 \times 450^2 \times 10^{-2}}{8 \times 146,3} = 1636,74 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

3.2- Niveau courant :

3.2.1- Caractéristiques des solives :

Portée de la solive.....L= 4,5m

Distance entre l'axe des solivesL_c=1m

L'inclinaison de plancher.....α=0°

Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) : Pois propre de plancher : G_{ter} = 359,5 kg/m²	G_{ter} = 359,5 × 1 = 359,5 kg/ml
G = 359,5 kg/ml	
Chargement d'exploitation(Q) : Charge inaccessible : Q=250 kg/m ²	Q = 250 × 1 = 250 kg/ml
Q = 250 kg/ml	

3.2.2- Combinaison des charges :

Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$	Charge non pondérée : $G+Q$
854,34 kg/ml	609,5 kg/ml

3.2.3- Dimensionnement de profil :

$$f = \frac{5qL^4}{348EI} < \frac{L}{300} \quad \text{avec} \quad I > \frac{5qL^3 \cdot 300}{348E}$$

$$I > \frac{5 \times 609,5 \times 450^3 \times 3}{348 \times 2,1 \times 10^6} = 1140 \text{ cm}^2 \quad (\text{charge non pondérée})$$

Donc notre profilée **IPE 180**

3.2.4- Vérification de condition de résistance :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

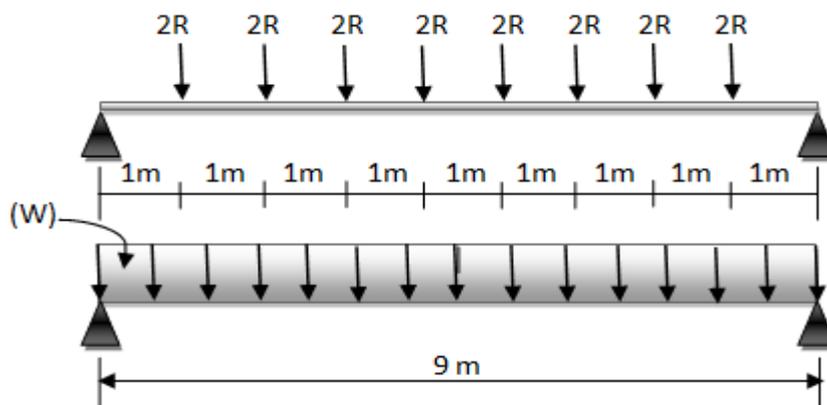
$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W_x} \quad \text{avec} \quad M_{\max} = \frac{qL^2}{8}$$

$$\sigma_f = \frac{ql^2}{8W_x} = \frac{854,34 \times 450^2 \times 10^{-2}}{8 \times 146,3} = 1112,29 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

V.4- Vérifications des poutres principales

4.1- Au niveau de terrasse :

La poutre est sollicitée par les réactions des solives, on peut considérer ici que les charges concentrées sur la poutre sont réparties à des intervalles réguliers selon le schéma.



$$M_{\max} = \frac{V_A L}{2} - 2R \left(\frac{7L}{18} + \frac{5L}{18} + \frac{3L}{18} + \frac{1L}{18} \right)$$

$$\text{Avec } V_A = 8R$$

$$M_{\max} = \frac{8RL}{2} - \frac{16RL}{9} = \frac{20RL}{9}$$

$$M_{\max} \text{ de la charge équivalente: } M_{\max} = \frac{WL^2}{8} = \frac{20RL}{9} \implies W = \frac{160R}{9L}$$

$$\text{Dans ce cas la flèche max est: } f_{\max} = \frac{5wL^4}{384 E I_x}$$

$$\text{Pour les éléments de terrasse: } f_{\text{adm}} = \frac{L}{300}$$

Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) : Pois propre de plancher : $G_{\text{ter}} = 582 \text{ kg/m}^2$	$G_{\text{ter}} = 582 \times 1 = 582 \text{ kg/ml}$
G = 582 kg/ml	
Chargement d'exploitation(Q) : Charge inaccessible : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Charge de neige : $N_n = 20 \text{ kg/m}^2$	$Q = (100 + 20) \times 1 = 120 \text{ kg/ml}$
Q = 120 kg/ml	

4.1.1- Combinaison des charges :

Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_n)$	Charge non pondérée : $G + Q + \frac{5}{3}N_n$
946 kg/ml	715.34 kg/ml

4.1.2- Condition de flèche :

$$R = \frac{ql}{2} = \frac{715,34 \times 4,5}{2} = 1609,5 \text{ kg (Charge non pondérée)}$$

$$W = \frac{160 \times 1609,5}{9 \times 9} = 3179,25 \text{ kg/ml} \quad f_{\max} \leq \frac{L}{300}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times 300 \times WL^3}{384 \times E} \implies I_x = \frac{5 \times 300 \times 31,79 \times 900^3}{384 \times 21 \cdot 10^5} = \mathbf{43108,09 \text{ cm}^4}$$

4.1.3- Condition de résistance :

Soit W_x le module de résistance du profilé

$$\frac{M_{\max}}{W_x} \leq \sigma_e \implies W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e}$$

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8} \quad ; \quad R = \frac{ql}{2} = \frac{946 \times 4,5}{2} = 2128,5 \text{ kg (Charge pondérée)}$$

$$W = \frac{160 \times 2128,5}{9 \times 9} = 4204,44 \text{ kg/ml}$$

$$M_{\max} = \frac{4204,44 \times 9^2}{8} = 42569,95 \text{ Kg. m}$$

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e} = \frac{42569,95 \times 10^2}{2400} = 1773,74 \text{ cm}^3$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions

$$\Rightarrow I_x \geq 43108,09 \text{ cm}^4$$

Poutre IPE 500

$$\Rightarrow W_x \geq 1773,74 \text{ cm}^3$$

4.2- Au niveau d'étage :

Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) : Pois propre de plancher : $G_{\text{ter}} = 359,5 \text{ kg/m}^2$	$G_{\text{ter}} = 359,5 \times 1 = 359,5 \text{ kg/ml}$
G = 359,5 kg/ml	
Chargement d'exploitation(Q) : Charge inaccessible : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$	$Q = 250 \times 1 = 250 \text{ kg/ml}$
Q = 250 kg/ml	

4.2.1- Combinaison des charges :

Charge pondérée : $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} Q$	Charge non pondérée : $G+Q$
854,34 kg/ml	609,5 kg/ml

$$w = \frac{160R}{9L} ; f_{\max} = \frac{5wL^4}{384 E I_x}$$

Pour l'étage courant

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{300}$$

4.2.2- Condition de flèche :

$$R = 1371,37 \text{ kg} ; W = 2708,88 \text{ kg/ml (Charge non pondérée)}$$

$$I_x \geq \frac{5 \times 300 \times WL^3}{384 \times E} \Rightarrow I_x = \frac{5 \times 300 \times 27,08 \times 900^3}{384 \times 21 \cdot 10^5} = 36721,2 \text{ cm}^4$$

4.2.3- Condition de résistance :

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8} ; R = 1922,26\text{kg} \quad (\text{Charge pondérée})$$

$$W = \frac{160 \times 1922,26}{9 \times 9} = 3797,06 \text{ kg/ml} ; M_{\max} = \frac{3797,06 \times 9^2}{8} = 38445,33 \text{ Kg.m}$$

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e} = \frac{38445,33 \times 10^2}{2400} = \mathbf{1601,89 \text{ cm}^3}$$

On choisit le profilé qui vérifie les deux conditions

$$\Rightarrow I_x \geq \mathbf{36721,2 \text{ cm}^4}$$

Poutre IPE 500

$$\Rightarrow W_x \geq \mathbf{1601,89 \text{ cm}^3}$$

V.5- Pré dimensionnements des poteaux:**5.1- Généralités :**

Les poteaux sont des éléments de constructions destinés à reporter sur le sol les charges verticales et horizontales appliquées sur le bâtiment. Souvent les poteaux subissent en même temps une compression et une flexion, c'est le cas des poteaux faisant partie des portiques transversaux qui constituent l'ossature des constructions courantes.

5.2- Méthode de pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait sous la force horizontale due aux vents extrêmes agissant transversalement sur le portique.

On calcul le déplacement relatif au niveau(1) (Δ_1) et on limitera ce déplacement au déplacement admissible donné par RPA99

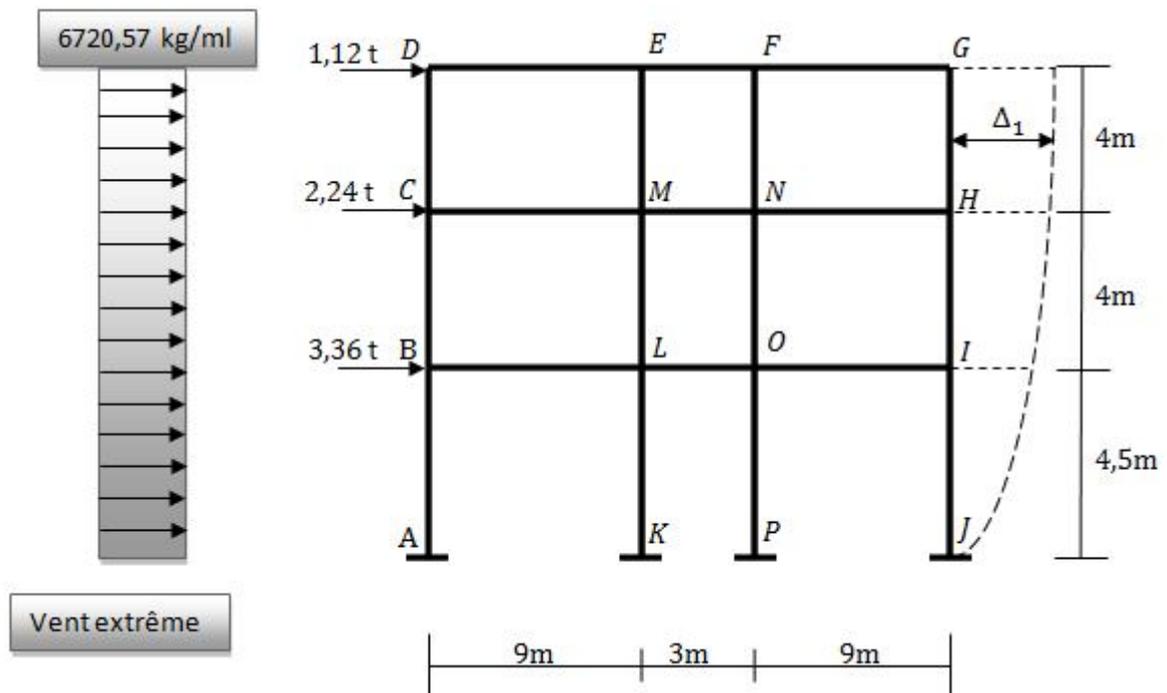
$$\bar{\Delta}_{\text{adm}} = 0,0075 \text{ he} \quad (\text{he} = \text{hauteur d'étage})$$

$$\text{Le déplacement relatif du niveau (1) est} \quad \Delta_1 = \frac{T_1}{R_1}$$

Avec T_1 = effort tranchant au niveau (1)

R_1 = rigidité relative de niveau (1)

L'effort dû aux vents extrêmes agissant transversalement (effort par portique d'après étude de vent).



L'effort tranchant au niveau (1) $T_1 = 6'$

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 \leq \bar{\Delta}_{adm} = 0,0075 h_e$$

$$B = \frac{1}{5} \text{ (Coefficient dépend du type de contreventement)}$$

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 = \frac{1}{2B R_1} T_1 = \frac{5}{2} \times \frac{6720}{R_1} \leq 0,0075 \times 450 \Rightarrow R_1 \geq \frac{5 \times 6720}{2 \times 0,0075 \times 450}$$

$$\Rightarrow R_1 \geq \mathbf{4977,78 \text{ kg/cm}}$$

La rigidité du niveau (1) est :

$$R_1 \geq \frac{12 E I_e}{h_e^3}$$

I_e = inertie des poteaux du niveau (1)

$$\frac{12 E I_e}{h_e^3} \geq 5000 \Rightarrow I_e \geq \frac{5000 \times 450^3}{12 \times 21 \times 10^5} = 18080,36 \text{ cm}^4$$

On choisit des poteaux de même inertie sur tout le niveau, alors l'inertie du poteau est :

$$I_p \geq \frac{I_e}{4} = \mathbf{4520,09 \text{ cm}^4}$$

Le type des profilés qui conviennent le mieux à ce type de construction ce sont les IPE en raison de leurs inerties dans les deux sens ne sont pas négligeable.

On a choisit un profilé un peu grand pour des raisons qui peuvent se présentés plus loin.

Alors notre ancien poteau est vérifié:

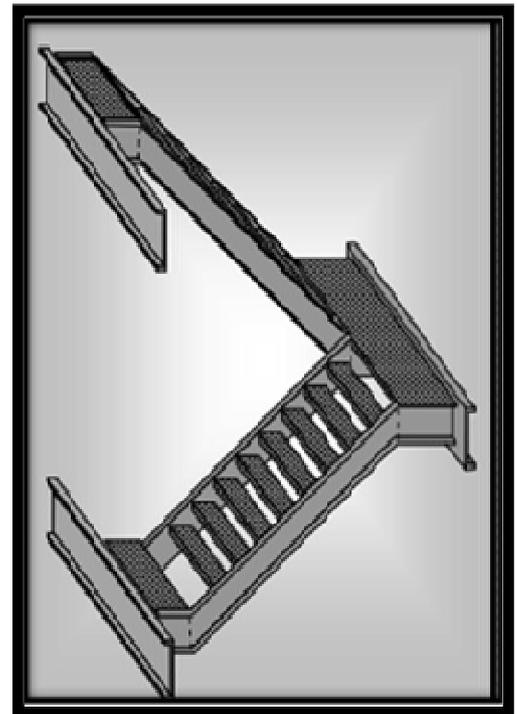
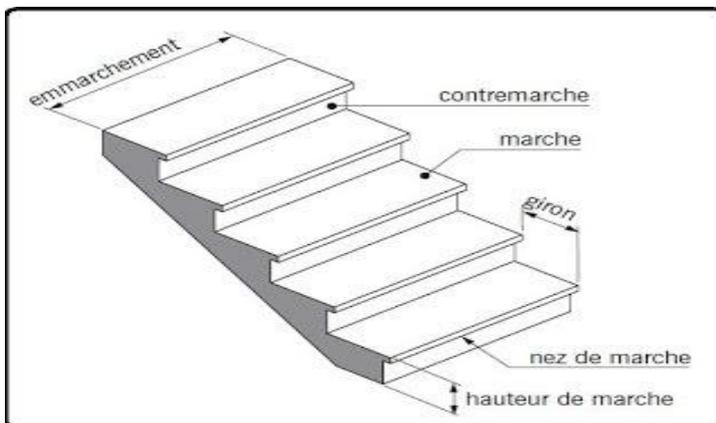
Des poteaux en IPE300

Choix final :

- ✓ SOLIVES : IPE 180.
- ✓ POUTRES : IPE 500.
- ✓ POTEaux : IPE 300.

V.6- Etude de l'escalier**6.1- Conception :**

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur s'appelle l'embranchement et la largeur des marches s'appelle giron (g) ; et la hauteur des marches (h) s'appelle contre marche.

**FIGURE V.1 : Escalier**

Pour notre cas les escaliers sont droits constitués par deux limons en profilé UAP séparés par un palier. Entre les deux limons sont disposés des cornières de marche soudées à leur extrémités et cela pour permettre la maintenance des marches et contre marches.

6.2- Dimension de l'escalier :

Dans notre cas on a deux déferents aux niveaux d'hauteur :
Escalier RDC avec hauteur de 4,5 m et pour étage courant h= 4 m.

a) Escalier RDC :

Pour les dimensions de marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de "BLONDEL"

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

Soit « H » la hauteur à monter (la hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini).

$$H_{RDC} = 4,5m$$

Admettons des marches de hauteur $h = 18\text{cm}$.

Alors le nombre de marche est :

$$n = \frac{4,5}{0,18} = 25 \text{ marches}$$

- ❖ Hauteur des marches $h = 18\text{ cm}$
- ❖ Largeur des marches $g = 27,5\text{ cm}$

Vérification de la condition de "**BLONDEL**" :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66 \implies 0,59 \leq 0,275 + 2 \times 0,18 \leq 0,66$$

$$0,59 < \mathbf{0,635} < 0,66 \implies \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

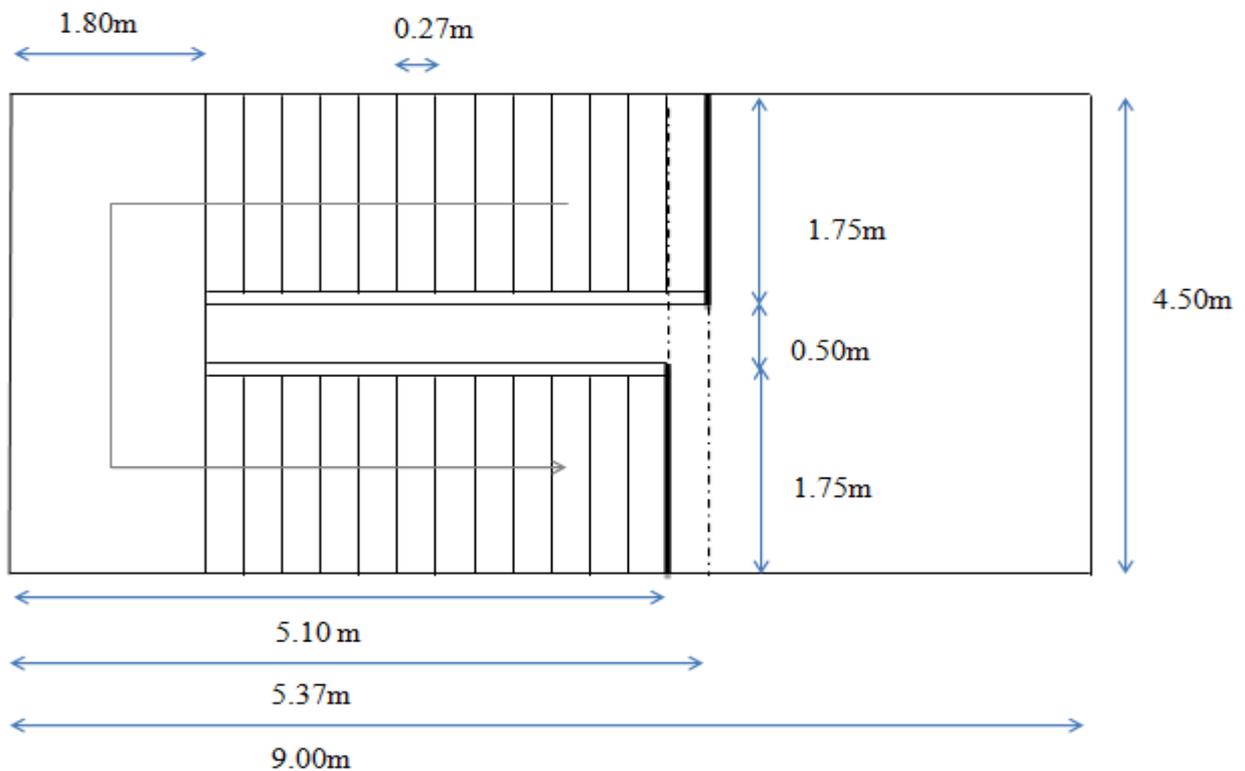


Figure V.2 : Escalier pour RDC

b) Escalier étage courant :

Pour les dimensions de marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de "**BLONDEL**"

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

Soit « H » la hauteur à monter (la hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini).

$$H_{\text{RDC}} = 4\text{ m}$$

Admettons des marches de hauteur $h = 18\text{cm}$

Alors le nombre de marche est :

$$n = \frac{4}{0,18} = 22 \text{ marches}$$

- ❖ Hauteur des marches $h = 18 \text{ cm}$
- ❖ Largeur des marches $g = 30 \text{ cm}$

Vérification de la condition de "**BLONDEL**" :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66 \implies 0,59 \leq 0,3 + 2 \times 0,18 \leq 0,66$$

$$0,59 < \mathbf{0,66} \leq 0,66 \implies \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

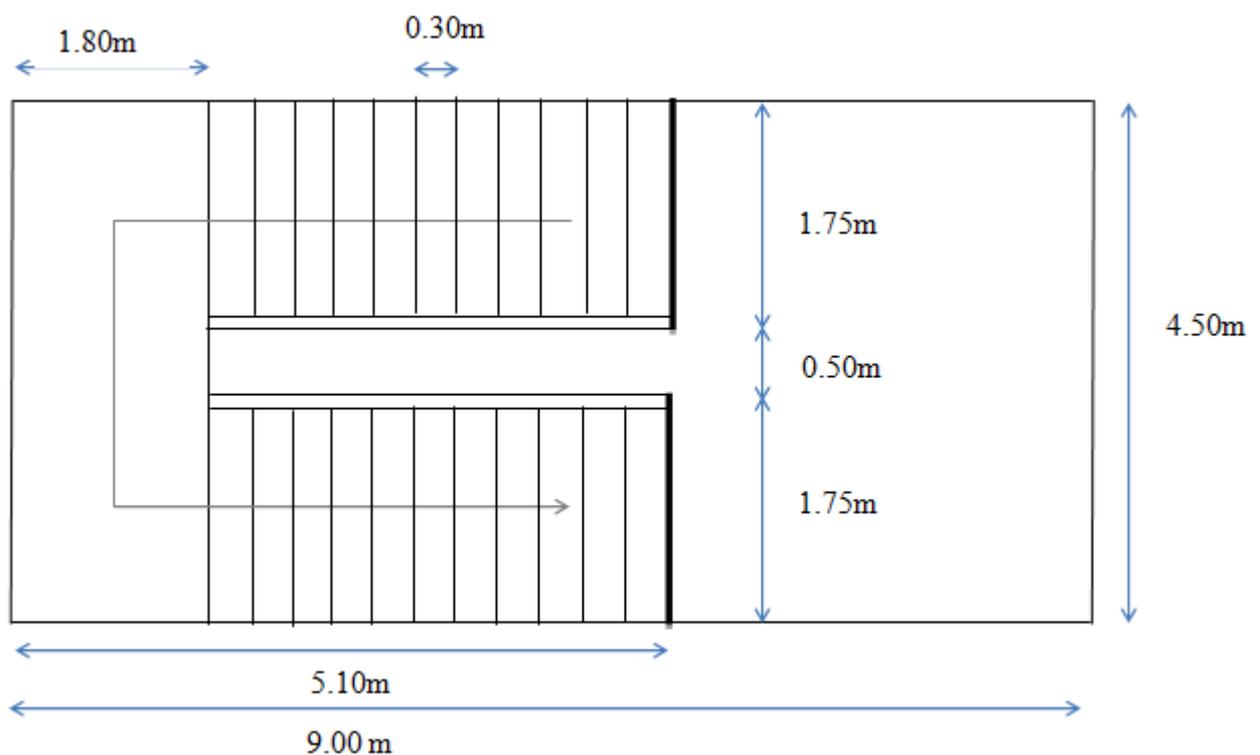


Figure V.3 : Escalier pour étage courent

6.3- Evaluation des charges :

Chaque volée de l'escalier est composée de deux limons sur lesquels viennent reposer des tôles par l'intermédiaire des cornières.

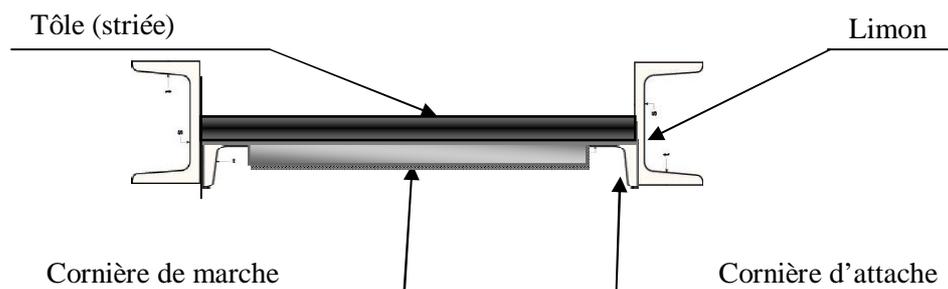


Figure V.4 : Composition de la marche

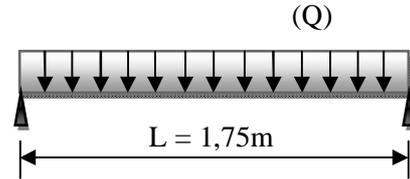
- ❖ Tôle striée (ep = 5mm) → 45 kg/m² (G)
- ❖ Surcharge d'exploitation → 400 kg/m² (Q)

6.4- Dimensionnement des éléments porteurs :

6.4.1- Cornières de marches :

a) Condition de flèche :

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \bar{f}_{adm} = \frac{l}{300}$$



et $q = (G + Q) \times g = 122,38 \text{ kg/m}$

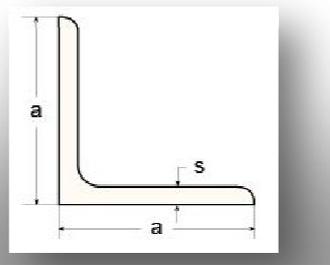
$$I \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 1,22 \times 1,75^3 \times 300}{384 \times 21.10^5} = 12,2 \text{ cm}^4$$

On choisit des cornières à ailes égales :

L 90×90×8

$I_x = I_y = 104 \text{ cm}^4$

$W_x = W_y = 16,1 \text{ cm}^3$



b) Vérification de la résistance :

Charge totale :

$q = 4/3 G + 3/2 Q = 4/3 (45 \times 0,3 + 10,9) + 3/2 (400 \times 0,3) = 212,53 \text{ kg/ml}$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x} = \frac{2,12 \times 175^2}{8 \times 16,1} = 504,07 \text{ kg/cm}^2$$

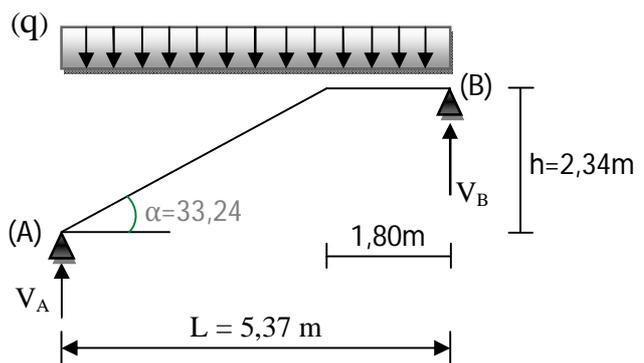
$\sigma_f = 504,07 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée**

6.4.2- Limons :

$V_A = V_B = qL/2$

$M_{max} = qL^2/8$

$N_{max} = qL/2 \sin \alpha$



a) Condition de flèche :

$$q = \frac{(G + Q) \times 1,75}{2} = 389,38 \text{ kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5q'l^4}{384EIx}$$

$$q' = q \cos\alpha = 325,67 \text{ kg/ml}$$

$$L' = L / \cos\alpha = 6,42\text{m}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 \times 300}{384E} = \frac{5 \times 3,89 \times 642^3 \times 300}{384 \times 21 \cdot 10^5} = \mathbf{1602,6 \text{ cm}^4}$$

On choisit UAP 200

b) Condition de résistance :

$$q = 4/3G + 3/2Q = 4/3(45 \times 1,75 / 2 + 25,1) + 3/2(400 \times 1,75/2) = 610,97 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x} = \frac{6,11 \times 642^2}{8 \times 195} = 1614,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \mathbf{1614,31 \text{ kg/cm}^2} < \sigma_e \mathbf{2400 \text{ kg/cm}^2} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c) Cisaillement :

$$\tau = \frac{T.S}{eI} \leq \bar{\tau} = \frac{\sigma_e}{1,54}$$

$$\text{Si } A_s \geq 0,15 A_T \implies \tau = T/A_{\hat{a}me}$$

$$A_s = 1,15 \times 7,5 = 8,625 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 0,15 A_T$$

$$0,15 A_T = 32 \times 0,15 = 4,8 \text{ cm}^2$$

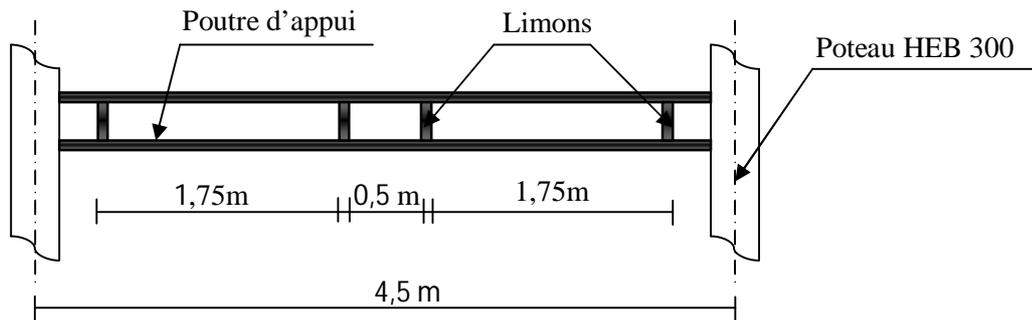
$$T = qL/2 = (610,97 \times 6,42)/2 = 1961,2 \text{ Kg}$$

$$\tau = T/A_{\hat{a}me} = T / (A_t - 2A_s) = 1961,2 / 32 - 2 \times 8,625 = 132,67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mathbf{132,67 \text{ Kg/cm}^2} < \sigma_{en} / 1,54 = \mathbf{1558,4 \text{ Kg/cm}^2} \implies \text{Condition vérifiée}$$

On choisit Limon UAP 200

6.4.3- Poutre d'appui des limons :

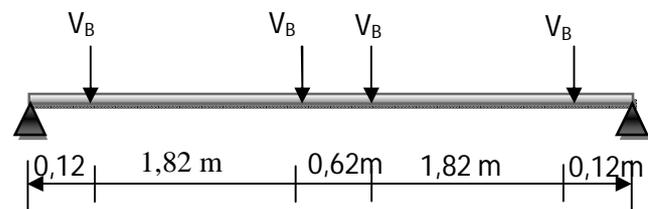


a) Schéma statique :

$$V_B = q \cdot L/2$$

$$q = (G + Q) \times 1,75/2 = 389,39$$

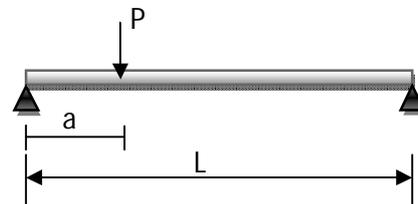
$$V_B = 1045,48 \text{ kg}$$



b) Condition de flèche :

La flèche max se trouve au milieu de la poutre $f_{\max} = 2f_1 + 2f_2$

$$f^{(1/2)} = \frac{p_a(3l^2 - 4a^2)}{48EI}$$



$$\text{➤ } a = 0,12\text{m} \quad f_1 = \frac{1045,48 \times 12(3 \times 450^2 - 4 \times 12^2)}{48EI} = \frac{1,5863 \times 10^8}{EI}$$

$$\text{➤ } a = 1,94\text{m} \quad f_2 = \frac{1045,48 \times 194(3 \times 450^2 - 4 \times 194^2)}{48EI} = \frac{1,7915 \times 10^9}{EI}$$

$$\text{➤ } f_{\max} = 2(f_1 + f_2) = 2 \left(\frac{1,7915 \times 10^9 + 1,5863 \times 10^8}{EI} \right) = \frac{3,9 \times 10^9}{EI}$$

$$f_{\max} \leq \frac{l}{300} = \frac{450}{300} = 1,5 \quad \frac{3,9 \times 10^9}{EI} \leq 1,5$$

$$I \geq \frac{3,9 \times 10^9}{21 \times 10^5 \times 1,5} = \mathbf{1238,1 \text{ cm}^4}$$

On choisit un profilé **UAP200**

c) Vérification de la résistance :

$$V_B = qL/2$$

$$q = 4/3 [(45 \times 1,75 / 2) + 25,1] + 3/2(400 \times 1,75 / 2) = 610,97 \text{ Kg/ml}$$

$$V_B = 1640,45 \text{ Kg}$$

$$\text{❖ Moment max : } M_{\max} = M_{(W)} + M_{(VB)}$$

$$M_{\max} = 28,27 \times 4^2 / 8 + 1362,42 (4 - 1,82 - 0,20) = 2754,13 \text{ kg.m}$$

$$\sigma = M_{\max} / w_x \leq \sigma_{en} \implies 2754,13 \times 10^2 / 195 = 1412,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 1412,37 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

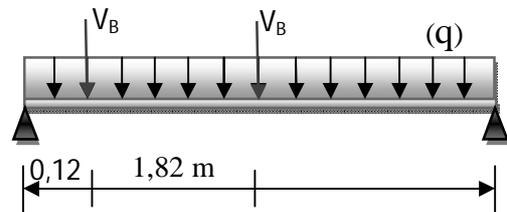
6.4.4- Chevêtre :

Cette poutrelle est sollicitée par deux charges concentrées qui sont les réactions des limons, et une charge uniformément répartie due au poids propre de la poutrelle ainsi qu'une partie du plancher.

a) Condition de flèche :

$$V_B = 1045,48 \text{ kg (charges non majorée).}$$

$$q = 389,88 \text{ kg/m}^2$$



$$f_{\max} = f_1 + f_2 + f_3 = \frac{1,586 \times 10^8 + 1,791 \times 10^9}{EI} + \frac{5 \times 3,89 \times 450^4}{348EI} = \frac{5,94 \times 10^9}{EI}$$

$$f_{\max} = \frac{l}{300} = \frac{450}{300} = 1,5 \implies f_{\max} = \frac{5,94 \times 10^9}{EI} \leq 1,5$$

$$\implies I \geq \frac{5,94 \times 10^9}{21 \times 10^5 \times 1,5} = 1885,7 \text{ cm}^4$$

On choisit un profilé **IPE 200**

b) Condition de résistance :

$$V_B = 1374,68 \text{ kg (charges pondérées).}$$

$$q = 610,31 \text{ kg/ml}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \text{ avec } M_{\max} = \text{kg.m}$$

$$\sigma = \frac{3072,67}{146} = 2104,45 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

On adopte les mêmes profils pour les deux niveaux (RDC+ étage)

✓ Limon.....UAP 200

✓ Poutre d'appui.....UAP 200

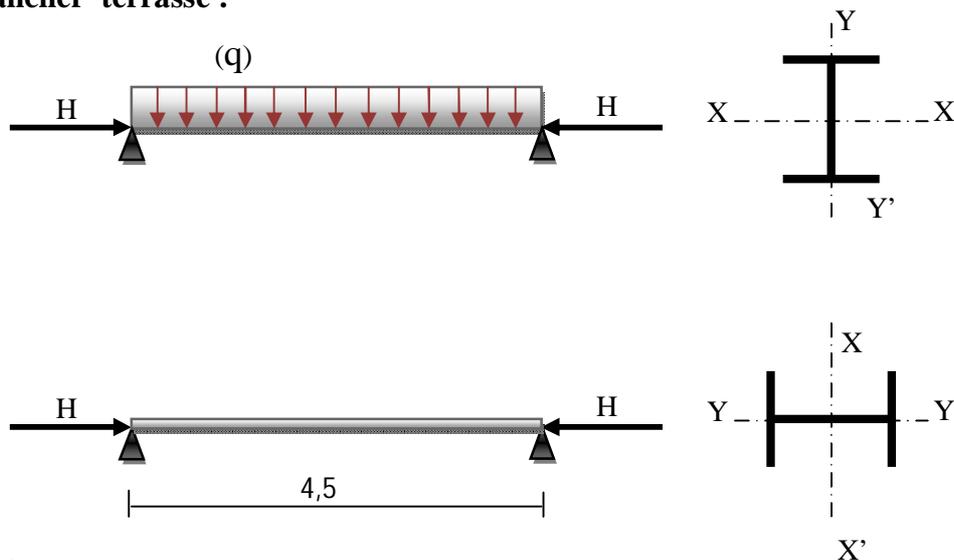
✓ Chevêtre.....IPE 180

V.7- Calcul des poutres sablières**7.1- Généralités:**

Les portiques transversaux sont reliés par des poutres sablières qui sont soumises aux charges suivantes :

- ❖ Une charge uniformément répartie (poids propre de la sablière ainsi que le poids d'une partie du plancher).
- ❖ L'effort de compression du au séisme.

Pour notre cas on calculera 2 poutres sablière les plus sollicités, l'une au niveau terrasse et l'autre au niveau étage.

7.2- Plancher terrasse :**7.2.1-Évaluation des charges :**

- ❖ L'effort normal $H = 18290$ kg (voir chapitre étude au séisme).
- ❖ charge répartie :

1. poids du plancher $946 \text{ kg/m}^2 \times 0,5 = 473 \text{ kg/ml}$

2. poids du l'acrotère $120 \times 0,7 = 84\text{Kg} / \text{ml}$

3. poids propre du profilé(HEB200) $61,3\text{Kg}$

$$\mathbf{q = 618,3 \text{ Kg/ml}}$$

On choisit un HEB200 dont les caractéristiques sont les suivantes :

Désignation abrégée	poids	Section	Dimension			Caractéristique					
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
HEB 200	22.4	28.48	200	100	5.6	1943	142.4	194.3	28.47	8.26	2.24

7.2.2- Vérification de la sablière :

Pour la vérification, on utilise la formule enveloppe qui nous dispense de faire le calcul au flambement et au déversement.

$$9/8(k\sigma + K_d \sigma f_x) \leq \sigma_{en}$$

✓ Contrainte de compression $\sigma = N/A = 18290/72,1 = \mathbf{234,18 \text{ kg/cm}^2}$

✓ Contrainte de flexion $\sigma f_x = M_x/W_x = qL^2/8W_x = 618,3 \times 4,5^2/8 \times 570 = \mathbf{274,44 \text{ Kg/cm}^2}$

a) Coefficient de flambement (k)

$$\lambda_x = Lf_x/i_x = 450/8,45 = 53,27$$

$$\lambda_y = Lf_y/i_y = 450/5,07 = 88,75$$

$$\lambda_y > \lambda_x \Rightarrow \text{le flambement est à craindre dans le plan (x-x)}$$

$$\lambda = 88,75 \Rightarrow k = 1,61 \quad (\text{CM66 page 211})$$

b) Coefficient de déversement (kd) :

✓ Contrainte de non déversement $\sigma_d = 4 \cdot 10^4 (I_y/I_x) \times h^2/L^2 (D-1) \cdot B \cdot C$

✓ Coefficient « D » fonction des dimensions de la pièce.

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{JL^2}{I_y \cdot h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \frac{61,4 \times 450^2}{2003 \times 20^2}} = 1,85 \Rightarrow \mathbf{D = 1,85}$$

✓ Coefficient « C » fonction de la répartition des charges.

charge uniformément répartie $\mathbf{C = 1,132}$

✓ Coefficient « B » fonction du niveau de l'application des charges

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta C}{D}\right)^2} - 0,405 \frac{\beta C}{D} = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{1,132}{1,85}\right)^2} - 0,405 \frac{1,132}{1,85} = 0,78$$

$$\Rightarrow \mathbf{B = 0,78}$$

$$\sigma d = 4 \cdot 10^4 \times \frac{2003}{5696} \times \frac{20^2}{450^2} (1,85 - 1) \times 0,78 \times 1,132 = 20,85 \text{ kg/mm}^2$$

$\sigma d < \sigma_{en}$ la vérification au déversement est nécessaire.

$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4}{BC} \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \left(1 - \frac{\sigma d}{\sigma_{en}}\right)} = \frac{450}{20} \sqrt{\frac{4}{0,78 \times 1,132} \cdot \frac{2003}{5696} \cdot \left(1 - \frac{20,85}{24}\right)} = 10,28$$

$$\lambda_0 = 10,28 \Rightarrow k_0 = 1,004$$

$$Kd = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma d}{\sigma_{en}} (k_0 - 1)} = \frac{1,004}{1 + \frac{20,85}{24} (1,004 - 1)} = 1,0075 \quad \mathbf{Kd = 1,0075}$$

c) **Vérification :**

$$9/8 (k\sigma + Kd \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$$

$$9/8 (1,61 \times 234,18 + 1,0075 \times 274,44) = 735,2 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

7.3- Etage courant :

7.3.1- Évaluation des charges :

- ❖ L'effort normal $H = 9060 \text{ Kg}$
- ❖ Charge répartie (q)

- ✓ - poids du plancher $854,33 \times 0,5 = 427,17 \text{ Kg/ml}$
 - ✓ - poids du mur extérieur $(2,8 \times 25) = 70 \text{ Kg/ml}$
 - ✓ - poids propre du profilé $(\text{HEB}200) = 61,3 \text{ Kg/ml}$
- $q = \mathbf{558,47 \text{ Kg/ml}}$

On vérifie le même profilé HEB 180.

7.3.2- Vérification de la sablière :

- ❖ Contrainte de compression $\sigma = H / A = 9060 / 78,1 = 116 \text{ Kg/ml}$
- ❖ Contrainte de flexion $\sigma_{fx} = M_x / W_x = qL^2 / 8W_x$

$$\sigma_{fx} = \frac{5,58 \times 450^2}{8 \times 570} = 247,79 \text{ kg/cm}^2$$

- ❖ Coefficient « k » ne change pas $k = 1,61$
- ❖ Coefficient « kd » ne change pas $kd = 1,0075$

Vérification :

$$9/8 (k\sigma + K_d \sigma_{fx}) \leq \sigma_{en}$$

$$9/8(1,61 \times 116 + 1,0075 \times 247,79) = 490,95 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{en} \implies \text{Condition vérifiée}$$

On adopte pour l'ensemble des sablières HEB 200

SABLIÈRES HEB 200

Chapitre VI

Etude des Plancher Mixte

CHAPITRE VI

VI-ETUDE DES PLANCHER MIXTE

VI.1- Calcul du plancher mixte

1.1- Généralités :

Les constructions mixtes "Acier béton" sont généralement employées lorsque les poutres des planchers métalliques supportent des dalles en béton armé, Dans ce cas le béton joue en fait un rôle actif dans la résistance de l'ouvrage, est par conséquent il est économique d'en tenir compte.

Tout à fait pour obtenir toute la partie passible de l'association d'éléments en acier et en béton, il est indispensable qu'ils travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est passible au droit de leur jonction.

Les avantages des planchers mixtes sont:

- ✓ La dalle travaille en totalité avec la poutre en acier
- ✓ Toute la majorité de la charpente travaille à la traction c'est-à-dire que la charpente travaille presque 100% donc moins de tonnage, donc économique.
- ✓ Comme les deux éléments travaillent ensemble alors la rigidité augmente.
- ✓ Redirection de l'épaisseur du plancher donc économique.

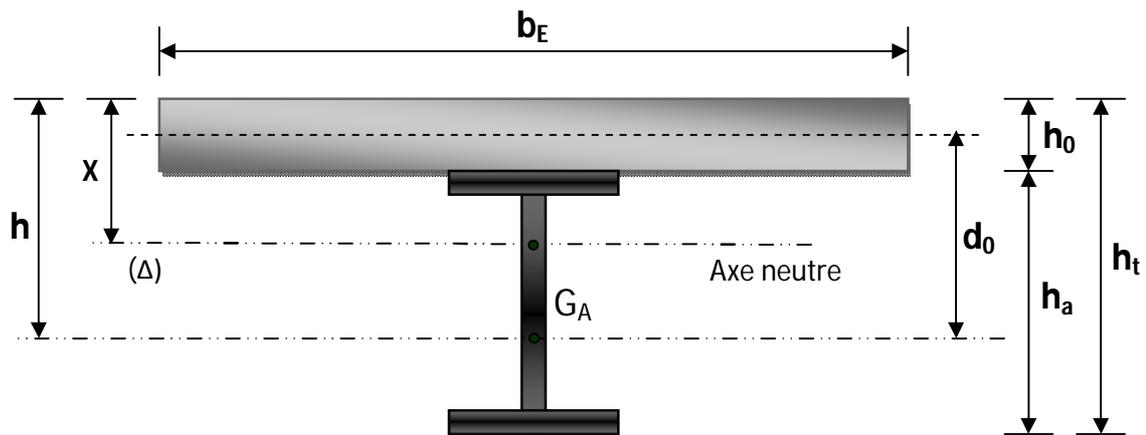
Le seul inconvénient c'est l'installation des connecteurs.

1.2- Hypothèses de calcul :

Pour le calcul des planchers mixte on doit supposer:

- ✓ Qu'il existe un mode de solidarisation efficace de la dalle et des poutres métalliques
- ✓ Que le béton est protégé contre les intempéries.
- ✓ Que les surcharges d'exploitation peuvent être appliquées pendant une durée relativement longue.

1.3- Notations :



- ✓ **h_t**: hauteur totale de la section ($h_t = h_a + h_o$)
- ✓ **h_o**: hauteur de la dalle.
- ✓ **h_a**: hauteur de la poutre en acier
- ✓ **b_E**: largeur de la dalle collaborant
- ✓ **d_o**: distance entre les centres de gravité de la poutre en acier et de la dalle.
- ✓ **X**: distance de la l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle.

a) Caractéristique de la section :

- ✓ **A**= de la poutre en acier
- ✓ **B**= aire de la section du béton seul
- ✓ **B_o**= aire de la section totale rendu homogène
- ✓ **I_a**= moment d'inertie de la poutre en acier
- ✓ **I_b**= moment d'inertie du béton seul.
- ✓ **I_o**= moment d'inertie de la section rendu homogène.
- ✓ **S'**= moment statique par rapport à l'axe neutre de la section rendu homogène.
- ✓ **S**= effort tangent par unité de longueur au contact acier-béton
- ✓ **E_a**= module d'élasticité de l'acier ($E_a = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$)
- ✓ **E_b**= module d'élasticité du béton ($E_b = 1,2 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$)
- ✓ **n**= E_a/E_b (coefficient d'équivalence); il est pris égal à 15.
- ✓ **P** = coefficient de retrait = $4 \cdot 10^{-4}$

b) Contraintes :

σ_b = contrainte dans la fibre supérieure du béton

σ_a = contrainte dans la fibre inférieure de l'acier

σ_a' = contrainte dans la fibre supérieure de l'acier.

σ_b' = contrainte dans la fibre inférieure de la dalle.

c) Largeur de la dalle collaborant (b_E) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} = \frac{6}{10} = 0,6 \text{ m} \\ \frac{B_e}{2} = \min \end{array} \right.$$

$$\frac{e}{2} = \frac{1}{2} \text{ m (entre axes des solives)}$$

On prend comme largeur de la dalle $b_E = 1 \text{ m}$

D'après le pré dimensionnement on prend un profilé IPE180

Désignation abrégée	Poids	Section	Dimension				Caractéristique					
	G kg/m	A cm ²	a mm	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
IPE180	18,8	23,9	5,3	180	91	8	1317	101	146	22,2	7,42	2,05

d) Recherche de l'axe neutre :

✓ Section du béton $B = b_E \times h_0 = 100 \times 9 = \mathbf{900 \text{ cm}^2}$

✓ Section de l'acier $A = \mathbf{32,9 \text{ cm}^2}$

✓ Section homogène $B_0 = B + N_a = 900 + 15 \times 23,9 = \mathbf{1258,5 \text{ cm}^2}$

On doit vérifier que : $\frac{B}{nA} \leq \frac{2(h-h_0)}{h_0}$

Avec : $h = h_0 + \frac{h_a}{2} = 9 + \frac{18}{2} = 18 \text{ cm}$

$$\frac{B}{nA} = \frac{900}{15 \times 23,9} = 2,51 \quad ; \quad \frac{2(h - h_0)}{h_0} = \frac{2(18 - 9)}{9} = 2$$

$$\frac{B}{nA} = 2,51 > \frac{2(h - h_0)}{h_0} = 2$$

⇒ L'axe neutre passe dans la dalle du béton.

$$x = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + \frac{2b_E h}{n \times A}}} = \frac{2 \times 18}{1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 18}{15 \times 23,9}}} = 8,33 \text{ cm}$$

✓ Moment statique $S' = \frac{b_E x^2}{2} = \frac{100 \times (8,33)^2}{2} = 3469,45 \text{ cm}^3$

✓ Moment d'inertie $I_0 = \frac{b_E x^3}{3} + nI_a + nA(h - x)^2$

$$I_0 = \frac{100 \times (8,33)^3}{3} + 15 \times 1317 + 15 \times 23,9(18 - 8,33)^2 = 72544,93 \text{ cm}^4$$

✓ Moment d'inertie du béton :

$$I_b = \frac{b_E h_0^3}{12} = \frac{100 \times 9^3}{12} = 6075 \text{ cm}^4$$

$S' = 3469,45 \text{ cm}^3$	$I_b = 6075 \text{ cm}^4$	$I_0 = 72544,93 \text{ cm}^4$
-----------------------------	---------------------------	-------------------------------

1.4- Calcul des contraintes :

1.4.1- Toiture terrasse :

La sollicitation la plus défavorable agissant sur la poutre composite est :

Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) : Pois propre de plancher : $G_{\text{ter}} = 582 \text{ kg/m}^2$	$G_{\text{ter}} = 582 \times 1 = 582 \text{ kg/ml}$
G = 582 kg/ml	
Chargement d'exploitation(Q) : Charge inaccessible : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Charge de neige : $N_n = 20 \text{ kg/m}^2$	$Q = (100 + 20) \times 1 = 120 \text{ kg/ml}$
Q = 120 kg/ml	

Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + N_n)$
946 kg/ml

⇒ Moment max :

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{946 \times 4,5^2}{8} = 2394,56 \text{ kg.m}$$

a) Contraintes dues au moment :

- ✓ Contrainte dans la fibre supérieure du béton

$$\triangleright \sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_0} = \frac{239456 \times 8,33}{72544,93} = 27,49 \text{ kg/cm}^2$$

- ✓ Contrainte dans la fibre supérieure de l'acier

$$\triangleright \sigma'_a = \frac{nM(x - h_0)}{I_0} = \frac{15 \times 239456(8,33 - 9)}{72544,93} = -33,17 \text{ kg/cm}^2$$

- ✓ Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier

$$\triangleright \sigma_a = \frac{-nM(h_t - x)}{I_0} = \frac{-15 \times 239456(27 - 8,33)}{72544,93} = -924,38 \text{ kg/cm}^2$$

b) Contraintes dues au retrait :

Au cours de son durcissement et de sa reprise et pendant une période assez longue par la suite; le béton diminue progressivement de volume c'est ce qu'on appelle le RETRAIT.

L'effort de retrait peut être considéré comme la superposition sur toute la poutre:

- ✓ D'une traction $\beta \cdot \rho \cdot E_b$ appliquée au béton seul
- ✓ D'une compression $\beta \cdot \rho \cdot E_b$ appliquée à la poutre mixte
- ✓ D'un moment fléchissant $S' \cdot P \cdot E_b$ appliquée à la poutre mixte.

Les valeurs des contraintes sont:

$$\begin{aligned} \triangleright \sigma_{bR} &= \rho E_b \left[\frac{S'}{I_0} \left(h + \frac{l_b + n l_a}{n A \cdot d_0} \right) - 1 \right] \\ &= 4 \cdot 10^{-4} \times 1,4 \cdot 10^5 \left[\frac{3469,45}{72544,93} \left(18 + \frac{6075 + 15 \times 1317}{15 \times 23,9 \times 13,5} \right) - 1 \right] = \mathbf{6,50 \text{ kg/cm}^2} \\ \triangleright \sigma'_{aR} &= \rho E_a \left[\frac{S'}{I_0} h - h_0 + \frac{l_b + n l_a}{n A \cdot d_0} \right] \\ &= 4 \cdot 10^{-4} \times 2,1 \cdot 10^6 \times \frac{3469,45}{72544,93} \left[\left(18 - 9 + \frac{6075 + 15 \times 1317}{15 \times 23,9 \times 13,5} \right) - 1 \right] = \mathbf{575,96 \text{ kg/cm}^2} \\ \triangleright \sigma_{aR} &= -\rho E_a \frac{S'}{I_0} \left[h_t - h - \frac{l_b + n l_a}{n A \cdot d_0} \right] \\ &= -4 \cdot 10^{-4} \times 2,1 \cdot 10^6 \times \frac{3469,45}{72544,93} \left[27 - 18 - \frac{6075 + 15 \times 1317}{15 \times 23,9 \times 13,5} \right] = \mathbf{-147,15 \text{ kg/cm}^2} \end{aligned}$$

c) Contraintes totales :

Les contraintes totales agissant sur la poutre mixte sont:

$$\begin{aligned} \triangleright \sigma_{bT} &= \sigma_b + \sigma_{bR} = 27,49 + 6,50 = \mathbf{33,99 \text{ Kg/cm}^2} \\ \triangleright \sigma'_{aT} &= \sigma'_a + \sigma'_{aR} = -33,17 + 575,96 = \mathbf{542,79 \text{ Kg/cm}^2} \\ \triangleright \sigma_{aT} &= \sigma_a + \sigma_{aR} = -924,38 - 147,15 = \mathbf{-1071,53 \text{ Kg/cm}^2} \end{aligned}$$

d) Vérification des contraintes :

ACIER: les contraintes limites à admettre pour l'ouvrage sont celles données dans les recommandations du CTICM.

$$\begin{aligned} \triangleright \sigma_a &= \frac{3}{4} \sigma_e = 1800 \text{ Kg/cm}^2 && \text{en tout point} \\ \triangleright \sigma'_a &= \frac{7}{8} \sigma_e = 2100 \text{ Kg/cm}^2 && \text{en compression dans la semelle supérieure} \end{aligned}$$

Pour notre cas on a : $\sigma_a = -1071,53 \text{ kg/cm}^2 < \sigma^-_a = 1800 \text{ Kg/cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée**

$$\sigma'_a = 542,79 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma^-'_a = 2100 \text{ Kg/cm}^2 \implies \mathbf{Condition vérifiée}$$

BETON: la contrainte admissible est celle du règlement de Béton armé (B A E L 91).

$$\sigma^- = 0,6 f_{c28} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{On a: } \sigma_b = 33,99 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma^-_b = 150 \text{ Kg/cm}^2 \implies \mathbf{Condition vérifiée}$$

1.4.2- Étage courant :

On procède de la même façon que pour le plancher terrasse

La combinaison la plus défavorable est :

Le chargement	Charge linéaire
Chargement permanent (G) : Pois propre de plancher : $G_{\text{ter}} = 359,5 \text{ kg/m}^2$	$G_{\text{ter}} = 359,5 \times 1 = 359,5 \text{ kg/ml}$
$G = 359,5 \text{ kg/ml}$	
Chargement d'exploitation(Q) : Charge inaccessible : $Q = 250 \text{ kg/m}^2$	$Q = 250 \times 1 = 250 \text{ kg/ml}$
$Q = 250 \text{ kg/ml}$	

Charge pondérée : $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}Q$
$854,34 \text{ kg/ml}$

a) Contraintes dues au moment :

⇒ Moment max :

$$M_{\text{max}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{854,33 \times 4,5^2}{8} = 2161,52 \text{ kg.m}$$

$$\triangleright \sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_0} = \frac{2161,52 \times 8,33 \times 10^2}{72544,93} = 24,81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\triangleright \sigma_a = \frac{-nM(h_t - x)}{I_0} = \frac{-15 \times 216152(27 - 8,33)}{72544,93} = -834,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\triangleright \sigma'_a = \frac{nM(x - h_0)}{I_0} = \frac{15 \times 216152(8,33 - 9)}{72544,93} = -29,94 \text{ kg/cm}^2$$

b) Contraintes dues au retrait :

Les contraintes dues au retrait ne varient pas car elles dépendent des caractéristiques du plancher mixte.

$$\sigma_{bR} = 6,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{aR} = 575,96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = -147,15 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Contraintes totales :

$$\sigma_b = 24,81 + 6,50 = 31,31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = -29,94 + 575,96 = 546,02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = -834,42 - 147,15 = -981,57 \text{ Kg/cm}^2$$

d) Vérification des contraintes :

$$\text{ACIER : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_a = -981,57 \text{ Kg/cm}^2 < 3/4 \sigma_{en} = 1800 \text{ Kg/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée} \\ \sigma'_a = 546,02 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma'_{-a} = 7/8 \sigma_{en} = 2100 \text{ Kg/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\text{BETON: } \quad \sigma_b = 31,31 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{-b} = 150 \text{ Kg/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

1.5-Calcul des déformations S:

Les déformations peuvent être calculées par les formules habituelles de la résistance des matériaux sur la base, en ce qui concerne la poutre mixte de "I₀" et "E_b".

La déformation totale est la somme de deux types de déformation:

- ✓ Déformation due aux charges et surcharges
- ✓ Déformation due au retrait du béton.

1.5.1- Plancher terrasse :**a) Déformation due aux charges et surcharges :**

Pour une poutre reposant librement sur deux appuis; de portée « L » à pour déformation

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{ql^4}{E_b \cdot I_0}$$

Avec :

Charge non pondérée : $G+Q+\frac{5}{3}N_n$
715.34 kg/ml

$$L = 4,50 \text{ m}$$

$$E_b = 1,40 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_0 = 72544,93 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{7,15 \times (450)^4}{1,4 \times 10^5 \times 72544,93} = 0,38 \text{ cm}$$

$f = 0,38 \text{ cm}$

b) Déformation due au retrait :

La déformation due au retrait est donnée par la formule suivante :

$$f_R = \frac{\rho \cdot s' \cdot l^2}{8I_0} = \frac{4 \cdot 10^{-4} \cdot 3469,45 \cdot (450)^2}{8 \times 72544,93} = 0,48 \text{ cm}$$

$f_R = 0,48 \text{ cm}$

c) Vérification :

La flèche totale est : $f_t = f + f_R = 0,38 + 0,48 = 0,86 \text{ cm}$

Il faut comparer cette flèche à la flèche admissible donnée dans le CM66 pour plancher terrasse

$$\bar{f}_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{450}{200} = 2,25 \text{ cm}$$

$$f_t = 0,86 \text{ cm} < \bar{f}_{adm} = 2,25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1.5.2- Etage courant :**a) Déformation due charge :**

$$q = G + Q = 359,5 + 250 = 609,5 \text{ Kg/m}^2 \times 1 \text{ m} = 609,5 \text{ Kg/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{6,09 \times (450)^4}{1,4 \times 10^5 \times 72544,93} = 0,32 \text{ cm}$$

$$f = 0,32 \text{ cm}$$

b) Déformation due au retrait :

La flèche due au retrait ne change pas $f_R = 0,38 \text{ cm}$

c) Vérification :

La flèche totale $f_t = f + f_R = 0,32 + 0,48 = 1,8 \text{ cm}$

$$f_t = 0,18 \text{ cm}$$

Il faut comparer cette flèche à la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{450}{300} = 1,5 \text{ cm} \quad (\text{Pour étages courant})$$

$$f_t = 0,32 \text{ cm} < \bar{f}_{adm} = 1,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

1.6- Action de l'effort tranchant :

L'effort tranchant « T » provoque par unité de longueur un effort tangent « S » au contact acier-béton donné par:

$$S = \frac{T.S'}{I_0} \quad \text{Pour} \quad x < h_0$$

$$\text{avec} \quad T = \frac{qL}{2}$$

a) P. terrasse :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{946 \times 4,5}{2} = 2128,5 \text{ kg}$$

$$S = \frac{T.S'}{I_0} = \frac{2128,5 \times 3469,45}{72544,93} = 101,79 \text{ kg/cm}$$

$$S = 101,79 \text{ Kg/cm}$$

b) E. courant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{854,33 \times 4,5}{2} = 1922,2 \text{ kg}$$

$$S = \frac{T.S'}{I_0} = \frac{1922,2 \times 3469,45}{72544,93} = 91,93 \text{ kg/cm}$$

$$S = 91,93 \text{ Kg/cm}$$

VI.2- Calcul de connecteurs

2.1- Généralités:

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de béton et l'acier.

Ils doivent s'opposés au soulèvement de la dalle mais surtout résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton a une valeur suffisamment faible.

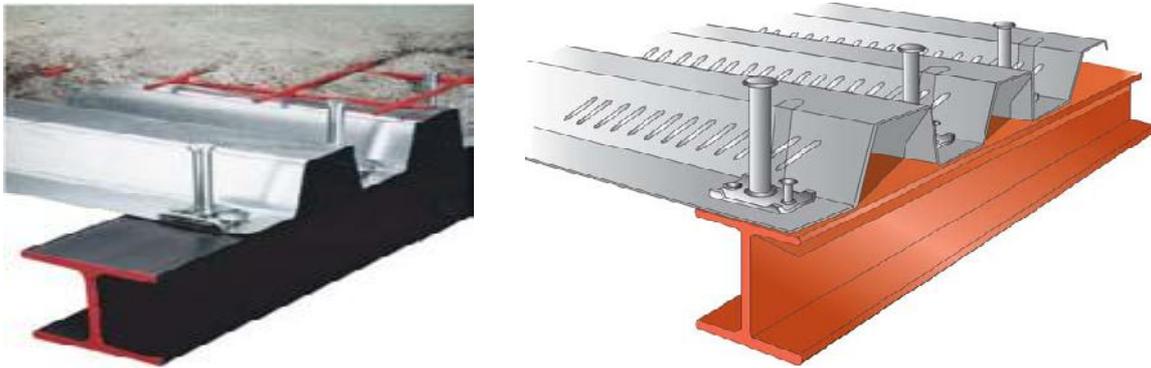


Figure VI.1 : Les connecteurs

2.2- Choix du connecteur :

Les connecteurs sont généralement réalisés par des cornières ou bien des UPN et parfois par des goujons.

Pour notre cas on a choisit des connecteurs souples en profilés.

On choisit des cornières à ailes égales parce qu'ils sont disponibles au niveau de l'entreprise.

L60×60×4

Les caractéristiques du connecteur sont:

- Largeur du connecteur $b_c = 4\text{cm}$
- Largeur du connecteur $h_c = 5\text{cm}$
- Epaisseur de lame $e_c = 0,3\text{cm}$
- Epaisseur de la semelle soudée à la poutre métallique $\delta_c = 0,3\text{ cm}$

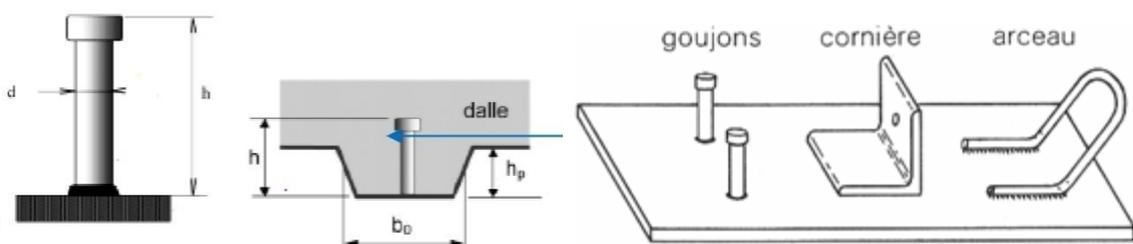
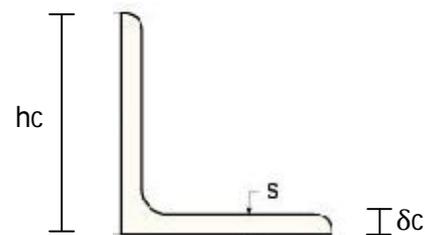


Figure VI.2 : Types des connecteurs

2.3- Vérifications des conditions :

Ce connecteur assure un ancrage efficace de la dalle si les conditions suivantes sont vérifiées.

- $h_c \geq 9\sqrt{e_c} \Rightarrow 5\text{cm} > 9\sqrt{0,3} = 4,92\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $0,3\text{cm} \leq e_s \leq 1,3\text{cm} \Rightarrow 0,3 = 0,3\text{cm} < 1,3 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\delta_c \leq 2,4\text{cm} \Rightarrow 0,3\text{cm} < 2,4\text{cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

2.4- Calcul des distances entre connecteurs :

[D'après le calcul pratique des structures métalliques]

L'espacement des connecteurs mesuré suivant l'axe de la poutre composite ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle en béton.

$$d \leq 10 h_o = 10 \times 9 = 90 \text{ cm} \qquad d \leq \mathbf{90 \text{ cm}}$$

En plus de cette condition, on doit vérifier aussi celle fixée par les CTICM

Tel que : $Q \leq Q_{adm}$

- ❖ Q_{adm} = la résistance admissible du connecteur donnée par la formule suivante :

$$Q_{adm} = 40(\delta_c + 2\sqrt{e_c})\sqrt{b_c f_{c28}} \qquad f_{c28} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

- ❖ Q = effort réel appliqué sur le connecteur tel que: $Q = S \times d$
 S = effort tranchant par unité de longueur.
 d = distance entre connecteur.

2.4.1- P. terrasse :

$$Q_{adm} = 40(0,3 + 2\sqrt{0,3})\sqrt{4 \times 250} = 1765,11 \text{ kg}$$

$$Q \leq Q_{adm} \Rightarrow S \cdot d \leq 2354,54 \Rightarrow d \leq \frac{1765,11}{101,79} = 17,34 \qquad d \leq \mathbf{17,34 \text{ cm}}$$

2.4.2- P. courant : $Q \leq Q_{adm}$

$$S \cdot d \leq Q_{adm} \Rightarrow 111,10d \leq 1765,11 \Rightarrow d \leq 1765,11/91,93 = 19,22\text{cm}$$

$$d \leq \mathbf{19,22 \text{ cm}}$$

Remarque :

Ces distances sont à respecter qui sont proches de l'appui car l'effort tranchant est max, et au de là de l'appui on peut augmenter la distance entre connecteurs.

2.5- Vérifications des soudures :

On doit vérifier que les cordons de soudure sont capables de reprendre l'effort de cisaillement et le moment de renversement provoqué par une force égale à la résistance admissible du connecteur appliquée à $0,7 e_s$ du plan de joint.

2.6- Vérification :

2.6.1-Effort de cisaillement :

Pour des cordons frontaux, on doit vérifier que

$$\frac{Q/2}{0,85 \cdot b_c \cdot a \cdot \alpha} \leq \sigma_e$$

Pour $a = 3\text{mm} \implies a\alpha = 3\text{mm}$ $Q = 1765,11 \text{ Kg}$ (effort admissible)

$$\frac{1765,11/2}{0,85 \times 4 \times 0,3} = 865,25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

2.6.2-Moment de renversement :

$M = Q \cdot (0,7e_s) \implies e_s = \text{épaisseur de la semelle de la solive} (e_s = 6,9 \text{ mm})$

$$M = 1765,11 \times 0,7 \times 0,69 = 852,55 \text{ Kg.cm}$$

On doit vérifier que :

$$-\sigma_{en} \leq 1,8 \left[\frac{N}{\sum l \cdot a \cdot \alpha} \pm \frac{M \cdot h}{h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h - 2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \sigma_{en}$$

Dans notre cas on a : $N = 0$; $L_1 = b_c$

$$L_2 = 0$$
 ; $h = h_c$

On aura alors :

$$1,8 \cdot \frac{M h_c}{h_c^2 b_c a_1 \alpha_1} \leq \sigma_{en}$$

$$1,8 \cdot \frac{852,55 \times 5}{5^2 \times 4 \times 0,3} = 142,09 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_e = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

\implies **Condition vérifiée**

CONNECTEURS L 50×50×3

SOUDURE a = 3mm

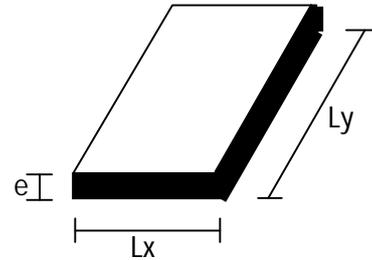
VI.3- Ferrailage de la dalle

3.1- Généralités:

La dalle est une surface horizontale supportant des charges verticales concentrées ou réparties.

Pour notre cas on a un panneau de dalle rectangulaire appuyé sur les 4 cotés, dont les dimensions sont:

- Largeur $L_x = 1\text{m}$
- Longueur $L_y = 4,5\text{m}$
- Épaisseur $e = 9\text{cm}$



3.2- Rapport de dimension : « α »

$$\alpha = L_x / L_y = 1/4,5 = 0,22$$

⇒ $\alpha = 0,22 < 0,4$ on néglige la flexion longitudinal.

Donc la flexion est suivant la petite dimension L_x

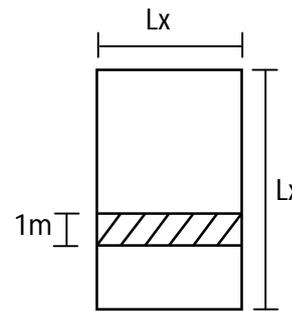
Le calcul se fait pour une bande de longueur 1m et de portée $L_x = 1\text{m}$

- On prendra le moment : ■ en appui $M_a = 0,5 M_{0x}$
 ■ en travée $M_t = 0,75 M_{0x}$

Avec M_{0x} est le moment isostatique tel que :

$$M_{0x} = q l^2 x / 8 \quad \text{avec} \quad q = 4/3G + 3/2Q$$

⇒ **$q = 926 \text{ Kg/ml}$**



On considère que la fissuration est peu nuisible

Alors le calcul de section des armatures se fait à **E L U**

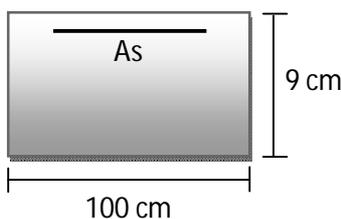
$$M_{0x} = \frac{926 \times \pi^2}{8} = 115,75 \text{ kg.m}$$

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 57,87 \text{ Kg.m}$$

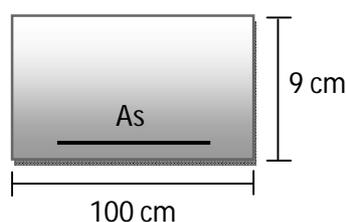
$$M_t = 0,75 M_{0x} = 86,81 \text{ Kg.m}$$

Alors on a 2 sections à calculer l'une au niveau de l'appui et l'autre au niveau de la travée.

APPUI



TRAVEE



SECTION (appui) :

$$\text{❖ } Mu = 57,87 \text{ kg.m} = 5787 \text{ kg.cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$\text{❖ } b_o = 100 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / 1,5 = 142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{5787}{100 \times (7)^2 \times 142} = 0,0083$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \quad \Rightarrow \quad \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008}] = 0,01$$

$$Z = (1 - 0,4\alpha)d = 6,972 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5787 \times 10^{-1}}{6,972 \times 348} = 0,238 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$As = 0,238 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

SECTION (travée) :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{8681}{100 \times (7)^2 \times 142} = 0,012$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}] = 0,015 \quad Z = (1 - 0,4\alpha)d = 6,958 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8681 \times 10^{-1}}{0,06958 \times 348} = 0,352 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$Au \geq 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Dans les deux cas la section d'armature trouvée est faible et la condition de non fragilité est déterminante.

Conclusion :

La dalle nécessite un ferrailage en 2 points

- ❖ D'abord dans la partie inférieure ou le béton est tendu pour éviter les fissurations dues au moment en travées (entre solive)
- ❖ Ensuite dans la partie supérieure pour éviter d'une part les fissures dues à la dilatation, et d'autre part les fissures dues aux moments négatifs au niveau des supports.

Pour faciliter l'exécution sur chantier, on adopte 2 nappes de treillis soudé.



Figure VI.3: Treillis soudé

Chapitre VII

Analyse de la Structure

CHAPITRE VII

VII- ANALYSE DE LA STRUCTURE

VII.1- Introduction :

La modélisation représente l'établissement d'un model à partir de la structure réelle, ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

Plusieurs types d'approches sont possibles pour pouvoir apprécier le comportement du model :

- Modélisation par éléments finis.
- Modélisation à masses concentrées et raideurs équivalentes.

1.1- Présentation du logiciel de calcul Robot:

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel Auto desk Robot TM Structural Analysais Professional (dénommée Robot) est un programme graphique intégré pour la modélisation, l'analyse et la conception de divers types de structures. Il vous permet de créer des structures, effectuer des calculs et vérifier les résultats. Il vous permet également de créer une documentation pour la structure conçue et calculée.

Robot TM Structural analysais Professional offre aux ingénieurs analyse et de conception BIM-intégré des outils avancés pour comprendre le comportement de tout type de structure et de vérifier la conformité au code.

1.2-Etapes de la modélisation de la structure sous Robot :

- 1) opter le préfinance d'affaire pour un système d'unités (**kg/m**).
- 2) définition de la géométrie de base.
- 3) définition des matériaux et des sections.
- 4) définition de l'élément dalle (**bardage**).
- 7) définition des charges à appliquer.
- 8) définition du type d'analyse (les directions et les forces sismiques, mode propre).
- 9) définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

$$\mathbf{C1 : G+Q+1,66N_n}$$

$$\mathbf{C2:1,35G+1,42(Q+N_n)}$$

$$\mathbf{C3 :G+Q+EX}$$

$$\mathbf{C4 :G+Q-EX}$$

$$\mathbf{C5:G+Q+EY}$$

$$\mathbf{C6 : G+Q-EY}$$

C7:0,8G+EX

C8:0,8G-EX

C9:0,8G+EY

C10 :0,8G-EY

C11 : G+Q+1,2EX

C12:G+Q-1,2EX

C13: G+Q+1,2EY

C14:G+Q-1,2EY

10) affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.

11) appliquer les charges prédéfinies.

12) vérification du structure et lancer les calculs.

13) ouvrir Résultats, Avancé, mode propre et choies cas de charge 'modale' afin de vérifier les déplacements, La période de la structure, létaux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisies est suffisant.

14) visualisation des efforts trouvés ($M=My$, $N=fx$, $T=fz$) pour chaque barre.

1.3- Nombre de modes à considérer :

Tableau des périodes et facteurs de participation modale

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.masse [kg]
1	0,83	1,21	73,04	0,00	73,04	0,00	1187288,50
2	1,29	0,78	73,04	82,87	0,00	82,87	1187288,50
3	1,35	0,74	73,04	82,87	0,00	0,00	1187288,50
4	1,40	0,71	73,04	82,87	0,00	0,00	1187288,50
5	1,58	0,63	73,04	88,47	0,00	5,59	1187288,50
6	1,73	0,58	76,88	88,47	0,00	0,00	1187288,50
7	1,81	0,55	76,89	88,47	0,00	0,00	1187288,50
8	1,99	0,50	88,81	88,50	4,94	0,03	1187288,50
9	2,00	0,50	90,69	88,53	1,88	0,03	1187288,50
10	2,01	0,50	91,47	88,54	0,78	0,01	1187288,50
11	2,06	0,49	91,47	89,61	0,00	1,06	1187288,50
12	2,26	0,44	91,47	89,61	0,00	0,00	1187288,50
13	2,43	0,41	91,47	90,11	0,00	0,50	1187288,50
14	2,47	0,40	91,47	90,11	0,00	0,00	1187288,50
15	2,84	0,35	91,47	90,11	0,00	0,00	1187288,50

Tableau VII.1- Des périodes et facteurs de participation modale

On remarque d'après le tableau précédent que la participation de la masse atteint les 90% dans le 13^{ème} mode avec une participation de masse égale à **91,47 %** dans le sens -x- (sens contreventer par des palées de stabilité) et de **90,11%** dans le sens -y- (sens de portique auto stable ductile).

Chapitre VIII

Calcul du Contreventement Vertical

CHAPITRE VIII

VIII- CALCUL DU CONTREVENTEMENT VERTICAL :

Les stabilités verticales sont sollicitées par l'effort horizontal du au séisme (voir étude au séisme).

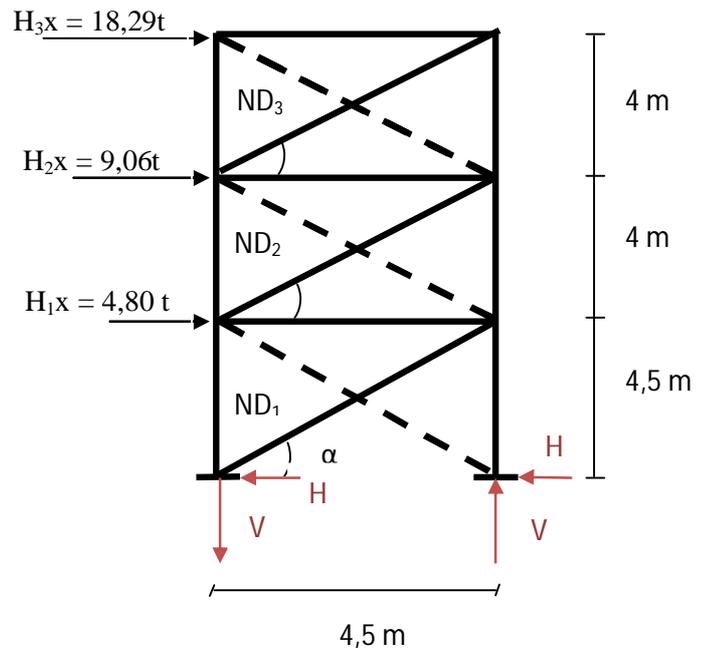
Longueur des diagonales

$$L1 = \sqrt{4,5^2 + 4,5^2} = \mathbf{6,36\ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{4,5}{6,63} = 0,707$$

$$L2 = L3 = \sqrt{4,5^2 + 4^2} = \mathbf{6,02\ m}$$

$$\cos \alpha = \frac{4,5}{6,02} = 0,747$$



1) Détermination des efforts dans les barres:

$$V = \frac{H_2 h_1 + H_2 h_2 + H_1 h_3}{L} = \frac{18,29 \times 12,5 + 9,06 \times 8,5 + 4,80 \times 4,5}{4,5} = \mathbf{72,71\ t}$$

$$H = \frac{H_1 + H_2 + H_3}{2} = \frac{18,29 + 9,06 + 4,8}{2} = \mathbf{16,07\ t}$$

$$N_{D3} = \pm \frac{H_3}{2 \cos \alpha} = \frac{18290}{2 \times 0,747} = \mathbf{12242,3\ kg}$$

$$N_{D2} = \pm \frac{(H_3 + H_2)}{2 \cos \alpha} = \mathbf{18306,55\ kg}$$

$$N_{D3} = \pm \frac{H_3 + H_2 + H_1}{2 \cos \alpha} = \frac{18290 + 9060 + 4800}{2 \times 0,707} = \mathbf{22736,9\ kg}$$

2) Dimensionnement des diagonales:

Les diagonales sont des cornières ; alors on doit vérifier que :

$$\sigma = \frac{N_D}{0,8An} \leq \sigma_{en} \quad (\text{C. T. C})$$

Le coefficient 0,8 tenant compte de l'excentricité de la ligne d'inertie.

$$An_1 \geq \frac{N_{D1}}{0,8\sigma_{en}} = \frac{22736,91}{0,8 \times 2400} = \mathbf{11,84 \text{ cm}^2}$$

$$An_2 \geq \frac{N_{D2}}{0,8\sigma_{en}} = \mathbf{9,53 \text{ cm}^2}$$

$$An_3 \geq \frac{N_{D3}}{0,8\sigma_{en}} = \mathbf{6,37 \text{ cm}^2}$$

Tendues à l'élanement max 350

$$\lambda \leq \lambda_{\max} = 350$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq \lambda_m = 350 \Rightarrow i \geq \frac{l_f}{350}$$

$$i_3 = i_2 \geq \frac{602}{350} = \mathbf{1,72} \quad ; \quad i_1 \geq \frac{636}{350} = \mathbf{1,81}$$

Le choix des diagonales doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$An \geq 11,84 \text{ cm}^2$$

$$i \geq 1,81 \text{ cm}$$

On choisit des cornières à ailes égales 80×80×8

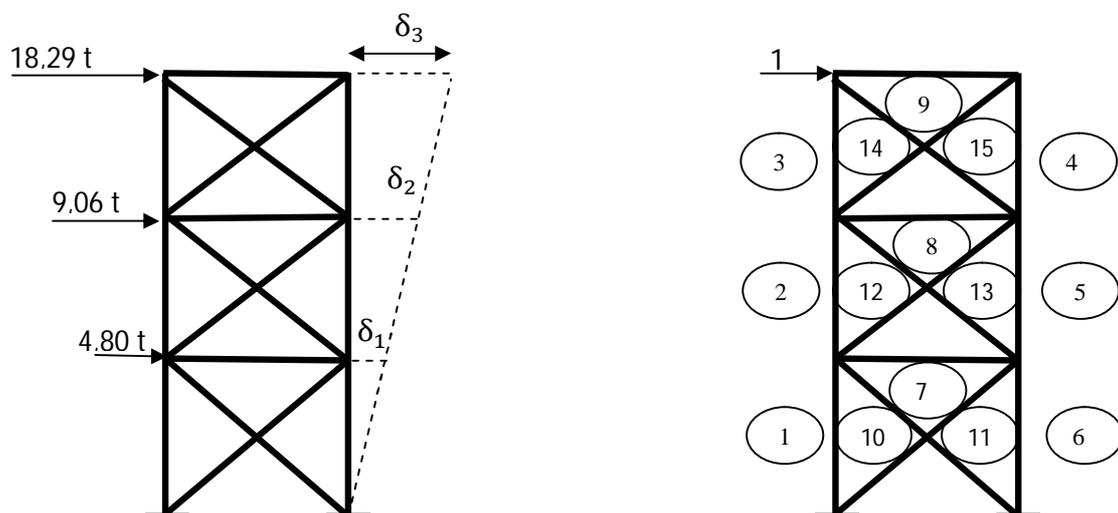
Diagonales L80.80.8

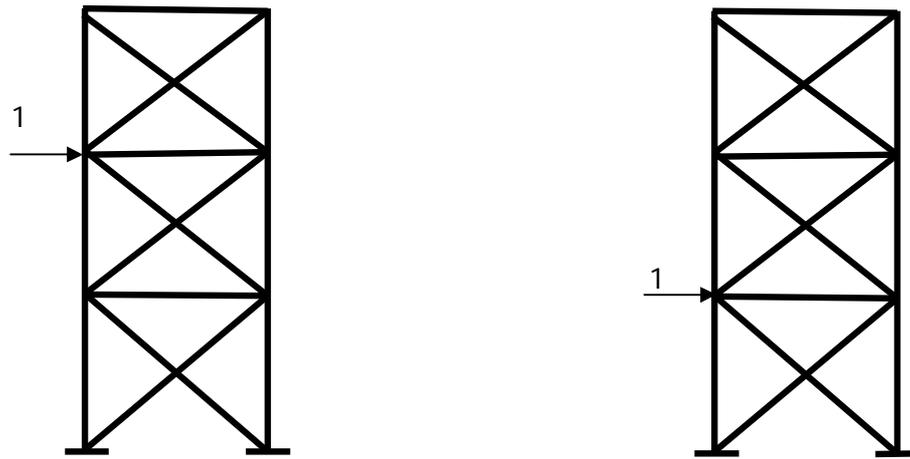
3) Déformation horizontale de la palée:

Le déplacement horizontal d'une stabilité est donné par la formule suivante :

$$\delta = \sum \frac{N_i \bar{N}_i L_i}{EA_i}$$

Pour notre cas on doit envisager les déplacements en trois niveaux (étage-terrasse).





$$\delta_1 = \sum \frac{N_i \bar{N}_1 L_i}{EA_i} ; \quad \delta_2 = \sum \frac{N_i \bar{N}_2 L_i}{EA_i} ; \quad \delta_3 = \sum \frac{N_i \bar{N}_3 L_i}{EA_i}$$

Pour le calcul des efforts dans les barres on applique la méthode d'équilibre des nœuds

barre	A _i (cm ²)	L _i (cm)	N _i	N _{i1}	N _{i2}	N _{i3}	$\frac{N_i \bar{N}_1 L_i}{A_i}$	$\frac{N_i \bar{N}_2 L_i}{A_i}$	$\frac{N_i \bar{N}_3 L_i}{A_i}$	
1	53,8	450	-56,72	-02,27	-1,39	-0,55	1076,94	659,44	260,93	
2	53,8	400	-28,93	-01,34	-0,49	-0,05	288,22	105,39	10,75	
3	53,8	400	-09,53	-0,50	-0,05	-0,01	35,42	3,54	0,70	
4	53,8	400	09,53	0,50	0,05	0,01	35,42	3,54	0,70	
5	53,8	400	28,72	01,34	0,49	0,05	288,22	105,39	10,75	
6	53,8	450	56,72	02,27	1,39	0,55	1076,94	659,44	260,93	
7	116	450	01,57	0,01	-0,05	0,39	0,06	-0,30	2,37	
8	116	450	02,31	-0,05	0,39	-0,05	-0,44	3,49	-0,44	
9	116	450	07,55	0,44	-0,05	0,01	12,88	-1,46	0,29	
10	12,30	636	-22,86	-0,70	-0,71	-0,77	827,42	839,24	910,16	
11	12,30	636	22,86	0,70	0,71	0,77	827,42	839,24	910,16	
12	12,30	602	-19,06	-0,68	-0,74	-0,08	634,34	690,31	74,62	
13	12,30	602	19,06	0,68	0,74	0,08	634,34	690,31	74,62	
14	12,30	602	-14,30	-0,75	-0,07	-0,01	524,91	48,99	6,99	
15	12,30	602	14,30	0,75	0,07	0,01	524,91	48,99	6,99	
							Σ	6787,04	4695,59	2530,59

Tableau VIII.1 : Efforts dans les barres

$$\delta_1 = \frac{1}{E} \sum \frac{Ni\bar{N}_i Li}{EA_i} = \frac{1}{2100} [6787,04] = 3,23 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \frac{1}{E} \sum \frac{Ni\bar{N}_i Li}{EA_i} = \frac{1}{2100} [4695,59] = 2,23 \text{ cm}$$

$$\delta_3 = \frac{1}{E} \sum \frac{Ni\bar{N}_i Li}{EA_i} = \frac{1}{2100} [2530,59] = 1,20 \text{ cm}$$

$\delta_1 = 3,23 \text{ cm}$	$\delta_2 = 2,23 \text{ cm}$	$\delta_3 = 1,20 \text{ cm}$
------------------------------	------------------------------	------------------------------

4) Vérification:

Pour les déplacements limites : on prendra ceux préconisés par les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003).

Le déplacement relatif d'étage $\bar{\Delta}_{adm} = 0.0075 h$

Avec $h_1 =$ hauteur de RDC ($h = 4,50 \text{ m}$)

$h_2 =$ hauteur d'étage ($h = 4,00 \text{ m}$)

$$\bar{\Delta}_1_{adm} = 0.0075 \times 450 = 3,37 \text{ cm}$$

$$\bar{\Delta}_2_{adm} = 0.0075 \times 400 = 3 \text{ cm}$$

Pour notre cas on a comme déplacement relatif :

$$\text{(Étage)} \quad \left\{ \begin{array}{l} \Delta_3 = \delta_3 = 1,20 \text{ cm} \\ \Delta_2 = \delta_2 - \delta_3 = 2,23 - 1,20 = 1,03 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{(Terrasse)} \quad \Delta_1 = \delta_1 - \delta_2 = 3,23 - 2,23 = 1 \text{ cm}$$

$$\Delta_3 = 1,20 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 3,37 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\Delta_2 = 1,03 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\Delta_1 = 1 \text{ cm} < \bar{\Delta}_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Les déplacements sont vérifiés

5) Calcul de joint sismique :

Pour deux blocs voisins doivent être séparés par joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad (\text{RPA2003 art 5.8 P50}).$$

Dans notre cas les deux déplacements sont le même, et d'après la vérification des déplacements on adopte le déplacement maximale : $\delta_1 = \delta_2 = 3,23 \text{ mm}$

Alors :

$$15 + (3,23 + 3,23) = 7,46 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

On choisir $d_{min} = 10 \text{ cm}$

Chapitre IX

Etude du Portique

CHAPITRE IX

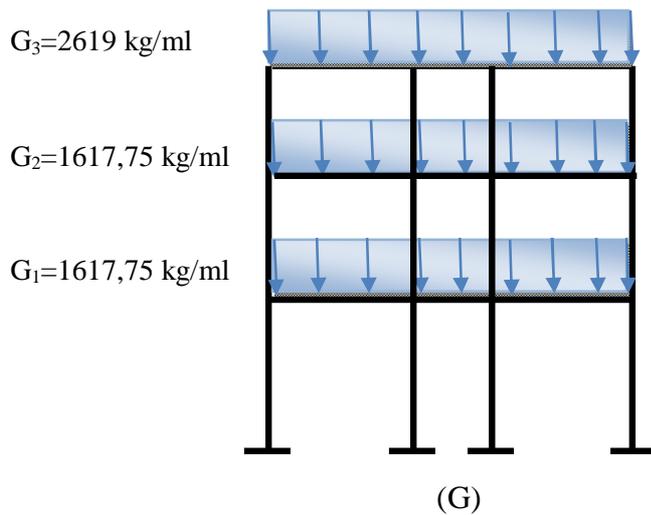
IX- ETUDE DU PORTIQUE:

IX.1- Généralités :

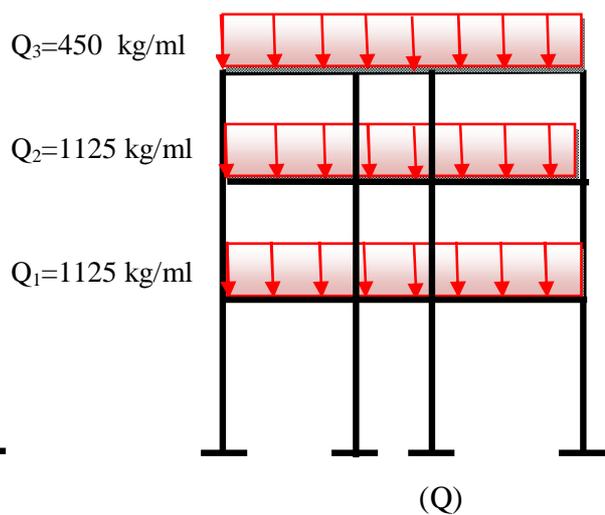
Les portiques transversaux ont le rôle de reprendre toutes les charges verticales et horizontales et de les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Les différentes charges et surcharges agissant sur les portiques sont:

- a) Charges permanentes (G)
- b) Surcharges d'exploitation (Q)
- c) Surcharges de la neige (N)
- d) Effet du séisme (E)

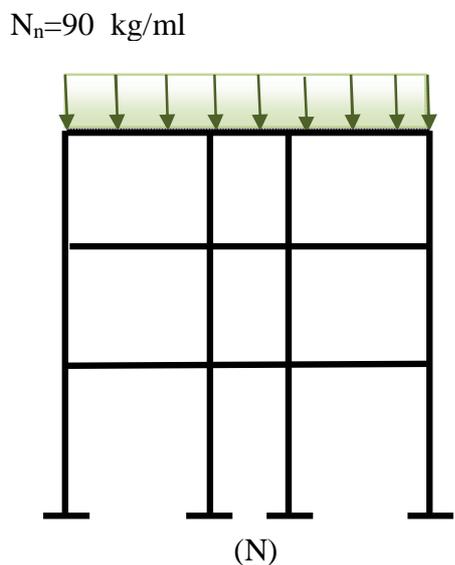
Cas1



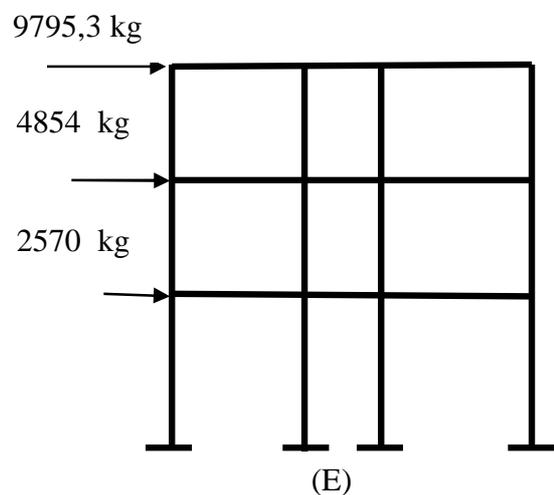
Cas 2



Cas3



Cas 4



IX.2- Méthode de calcul (méthode de cross) :**a) Étape de calcul :**

a) Calcul des raideurs des barres : $R = \frac{I}{L}$

b) Calcul des coefficients de répartition : $\mu_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_{ij}}$

c) Calcul des moments d'encastrement parfait : M_{ij}

b) Système à nœuds fixes :

C'est pour ces systèmes que la méthode de cross est particulièrement intéressante.

Pour ce cas on fait la répartition des moments d'encastrement parfait. (D'après le tableau de cross), et les moments obtenus sont les moments réels.

Dans se cas on a

$$\sum H_{ext} + \sum T_{niv} = 0$$

$\sum H_{ext}$ = Somme des forces extérieures.

$\sum T_{niv}$ = Somme des efforts tranchants au niveau.

c) Système à nœuds déplaçables :

- ✓ Calculer le système en supposant les nœuds fixes,

Soit M_o = les moments appliqués aux nœuds obtenus.

Dans ce cas $\sum H_{ext} + \sum T_{niv} \neq 0$

- ✓ Définir le nombre de déplacement N tel que $N = n - c$

- ❖ n = nombre de nœuds ($n = 12$)

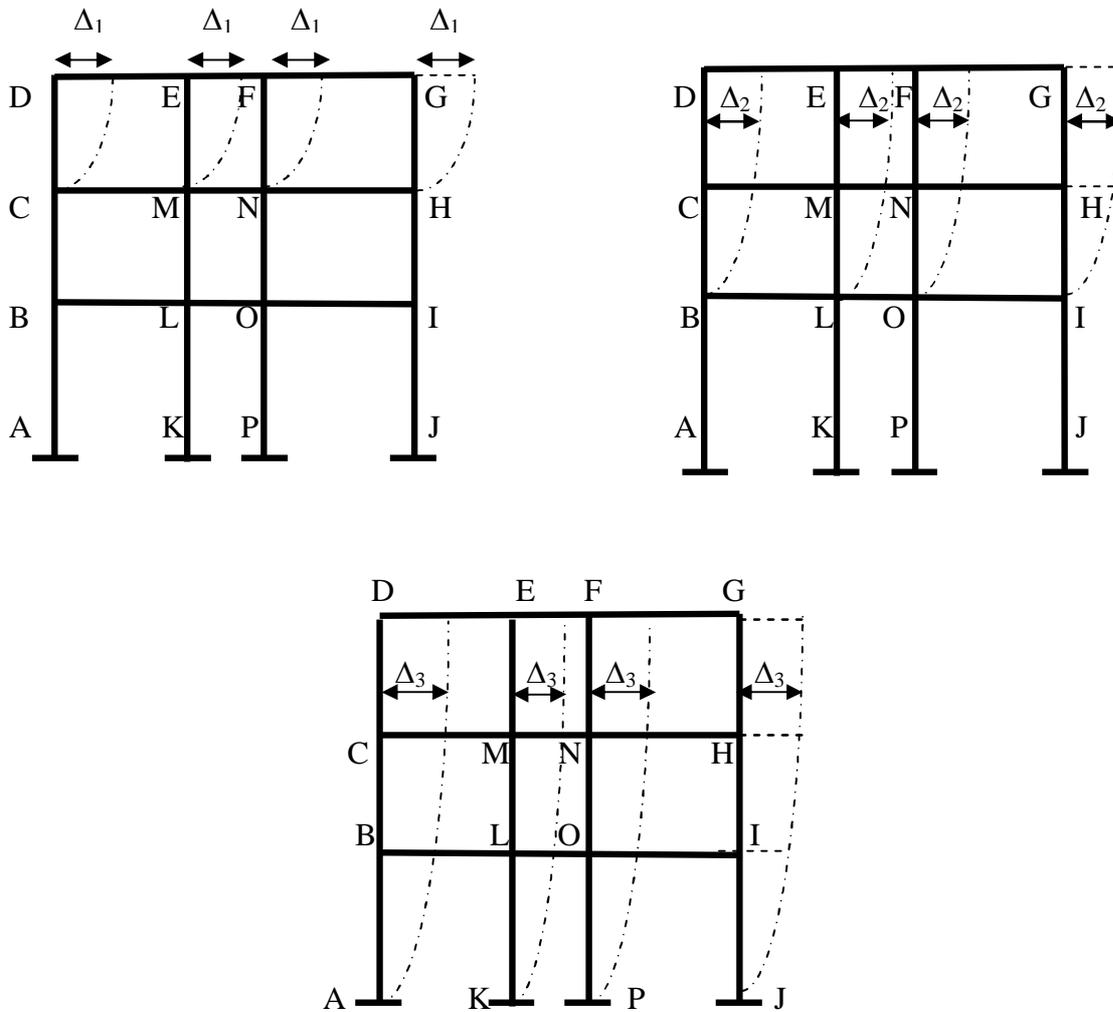
- ❖ c = nombre de contour fermé ($c = 9$)

Pour notre cas on a 3 déplacements Δ_1 , Δ_2 et Δ_3

- ✓ Calcul des moments M_1 , M_2 et M_3 sous l'action séparée de chacun des déplacements

Δ_1 , Δ_2 et Δ_3 en donnant aux modules de celles-ci des valeurs arbitraires

$$M = \frac{6EI\Delta}{h^2} = 1$$



Pour chaque déplacement Δ_1, Δ_2 et Δ_3 on calcule l'effort tranchant aux niveaux AKPJ, BLOI et CMNH.

- Pour $\Delta_1 \Rightarrow$
 - T_1 au niveau CMNH
 - T'_1 au niveau BLOI
 - T''_1 au niveau AKPJ

- Pour $\Delta_2 \Rightarrow$
 - T_2 au niveau CMNH
 - T'_2 au niveau BLOI
 - T''_2 au niveau AKPJ

- Pour $\Delta_3 \Rightarrow$
 - T_3 au niveau CMNH
 - T'_3 au niveau BLOI
 - T''_3 au niveau AKPJ

Soit $k_1 \Delta_1$, $k_2 \Delta_2$ et $k_3 \Delta_3$ les déplacements relatifs réels des étages

Faisons des coupures dans chaque niveau BHF et AIG on obtient alors

$$\left\{ \begin{array}{l} k_1 T_1 + k_2 T_2 + k_3 T_3 + T_{\text{lime}} + H_{\text{1ext}} = 0 \\ k_1 T'_1 + k_2 T'_2 + k_3 T_3 + T'_{\text{lime}} + H'_{\text{1ext}} = 0 \\ k_1 T''_1 + k_2 T''_2 + k_3 T''_3 + T''_{\text{lime}} + H''_{\text{1ext}} = 0 \end{array} \right.$$

Ces des équations nous permettent de déterminer k_1 , k_2 et k_3 .

Les moments dus aux déplacements réels sont $k_1 H_1$, $k_2 H_2$ et $k_3 H_3$.

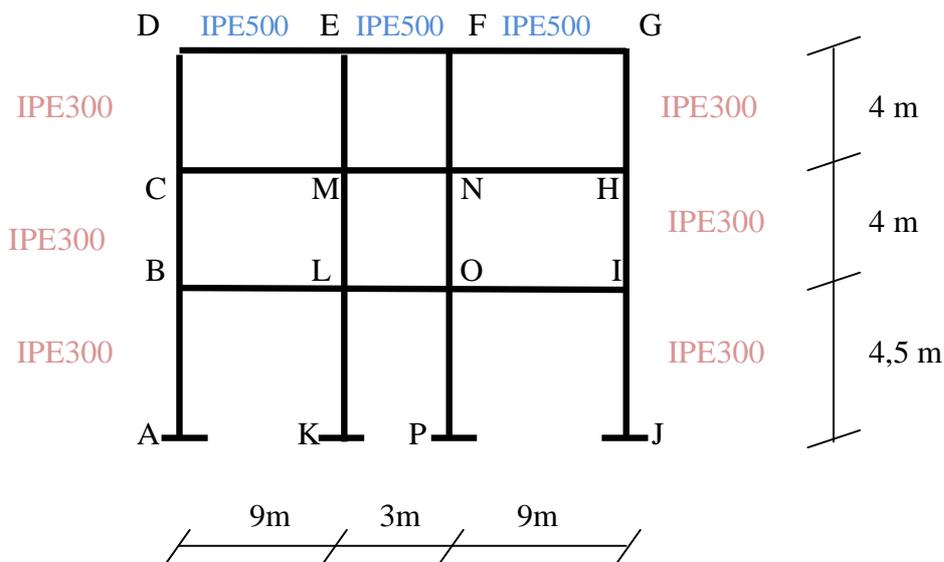
Le moment final cherché est :

$$M_f = M_0 + k_1 M_1 + k_2 M_2 + k_3 M_3$$

IX.3- Application de la méthode :

Pour mieux saisir l'application de la méthode de cross on va traiter un exemple bien détaillé pour conclure une démarche générale pour le reste des cas de charges.

a) Hypothèses de calcul :



$$I_{1(\text{IPE300})} = 8356 \text{ cm}^4$$

$$I_{2(\text{IPE500})} = 48200 \text{ cm}^4$$

b) Raideurs des barres :

$$R_{BL} = R_{CM} = R_{DE} = R_{FG} = R_{NH} = R_{OI} = \frac{I_2}{L_1} = \frac{48200}{900} = \mathbf{53,55}$$

$$R_{EF} = R_{MN} = R_{LO} = \frac{48200}{300} = \mathbf{160,66}$$

$$R_{AB} = R_{LK} = R_{OP} = R_{IJ} = \frac{3}{4} \times \frac{I_1}{h} = \frac{3}{4} \times \frac{8356}{450} = \mathbf{13,93}$$

$$R_{BC} = R_{ML} = R_{NO} = R_{HI} = R_{CD} = R_{EM} = R_{FN} = R_{GH} = \frac{I_1}{h} = \frac{8356}{400} = \mathbf{20,89}$$

c) Coefficients de répartition :

$$\mu_{BA} = \frac{R_{BA}}{R_{BA} + R_{BC} + R_{BL}} = \frac{13,93}{13,93 + 20,89 + 53,55} = \mathbf{0,16}$$

$$\mu_{BC} = 0,240$$

$$\mu_{CB} = 0,219$$

$$\mu_{HG} = 0,219$$

$$\mu_{BL} = 0,610$$

$$\mu_{CD} = 0,219$$

$$\mu_{DC} = 0,280$$

$$\mu_{LB} = 0,215$$

$$\mu_{CM} = 0,561$$

$$\mu_{DE} = 0,719$$

$$\mu_{LK} = 0,056$$

$$\mu_{MC} = 0,219$$

$$\mu_{ED} = 0,227$$

$$\mu_{LO} = 0,645$$

$$\mu_{ML} = 0,081$$

$$\mu_{EF} = 0,683$$

$$\mu_{LM} = 0,083$$

$$\mu_{ME} = 0,081$$

$$\mu_{EM} = 0,088$$

$$\mu_{OL} = 0,645$$

$$\mu_{MN} = 0,627$$

$$\mu_{FE} = 0,683$$

$$\mu_{OP} = 0,056$$

$$\mu_{NM} = 0,627$$

$$\mu_{FG} = 0,227$$

$$\mu_{ON} = 0,083$$

$$\mu_{NF} = 0,081$$

$$\mu_{FN} = 0,088$$

$$\mu_{OI} = 0,215$$

$$\mu_{NO} = 0,081$$

$$\mu_{GF} = 0,719$$

$$\mu_{IO} = 0,610$$

$$\mu_{NH} = 0,209$$

$$\mu_{GH} = 0,280$$

$$\mu_{IJ} = 0,160$$

$$\mu_{HN} = 0,561$$

$$\mu_{IH} = 0,240$$

$$\mu_{HI} = 0,219$$

Pour le calcul des moments on prendra le cas 2

CAS 2 :

d) Moments à nœuds fixes :

$$\left. \begin{array}{l} M_{BL} = -M_{LB} \\ M_{CM} = -M_{MC} \\ M_{HF} = -M_{FH} \\ M_{DE} = -M_{ED} \end{array} \right\} \frac{1125 \times 9^2}{12} = 7593,75 \text{ Kg. m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{DE} = -M_{ED} \\ M_{FG} = -M_{GF} \end{array} \right\} \frac{450 \times 9^2}{12} = 3037,5 \text{ Kg. m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{LO} = -M_{OL} \\ M_{MN} = -M_{NM} \end{array} \right\} \frac{1125 \times 3^2}{12} = 843,75 \text{ Kg. m}$$

$$M_{FG} = -M_{GF} \quad \frac{450 \times 3^2}{12} = 337,5 \text{ Kg. m}$$

Nœud	B			C			D		E		
Barres	BA	BL	BC	CB	CM	CD	DC	DE	ED	EM	EF
Mij	-1309.29	3888.01	-2598.86	-2101.04	3757.92	1659.31	-1466.17	1445.82	-2981.13	210.5	1948.82

Nœud	F			G		H			I		
Barres	FE	FN	FG	GF	GH	HG	HN	HI	IH	IJ	IO
Mij	-2182.83	-710.6	2892.83	-1564.69	1568.33	1933.22	-4327.52	2340.28	2392.34	1077.6	-3460.06

nœud	O				L			
	OI	ON	OP	OL	LO	LK	LB	LM
Mij	7800.5	-969.35	-481.20	-6370.3	5789.91	670.02	-5437.14	1058.25

nœud	M				N			
	ML	MC	ME	MN	NM	NO	NF	NH
Mij	46.91	4805.77	-231.97	-4611.85	-6534.52	-966.88	-738.06	8238.96

e) Calcul de l'effort tranchant :

1) Au niveau CMNH : $T_{1int} = T_{CD} + T_{ME} + T_{NF} + T_{HG}$

$$T_{CD} = \frac{1659,31 - 1466,17}{4} = 48,28 \text{ kg}$$

$$T_{ME} = \frac{210,5 - 231,97}{4} = -5,37 \text{ kg}$$

$$T_{NF} = \frac{-738,06 + 710,6}{4} = -6,86 \text{ kg}$$

$$T_{HG} = \frac{1568,33 + 1933,22}{4} = 875,39 \text{ kg}$$

$$\mathbf{T_{1int} = 911,44 \text{ Kg}}$$

2) Au niveau BLOI : $T'_{1int} = T_{BC} + T_{LM} + T_{ON} + T_{IH}$

$$T'_{1int} = \frac{-4699,72 + 1105,16 - 1935,23 + 4732,62}{4} = -199,29 \text{ kg}$$

$$\mathbf{T'_{1int} = -199,29 \text{ Kg}}$$

3) Au niveau AKPJ : $T''_{1int} = T_{AB} + T_{KL} + T_{PO} + T_{JI}$

$$T''_{1int} = \frac{-1309,29 + 670,02 - 481,2 + 1077,6}{4,5} = -9,68 \text{ kg}$$

$$\mathbf{T''_{1int} = -9,68 \text{ Kg}}$$

$T''_{1 \text{ int}} \neq 0$ alors les nœuds subissent un déplacement et les moments déjà trouvés (à nœuds fixes) ne sont pas les moments définitifs, il y aura lieu de leur ajouter les moments supplémentaires provenant des déplacements des nœuds.

Par conséquent si « N » est le nombre d'équations correspondant au nombre de déplacements relatifs à envisager (et par suite au nombre d'inconnues « k »)

$$N = n - c$$

Pour notre cas $n = 12$ (nombre des nœuds)

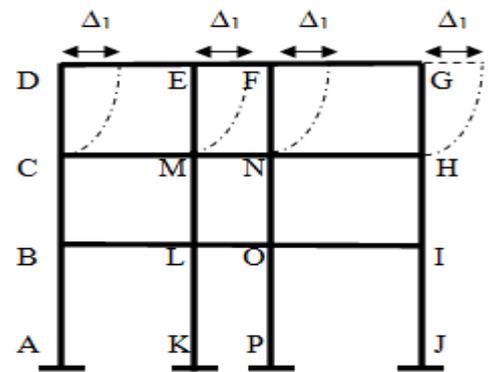
$$c = 9 \text{ (nombre de contour fermé). } \quad N = 12 - 9 = 3$$

Alors on doit donner 3 déplacements relatifs Δ_1, Δ_2 et Δ_3

4) Déplacement Δ_1 :

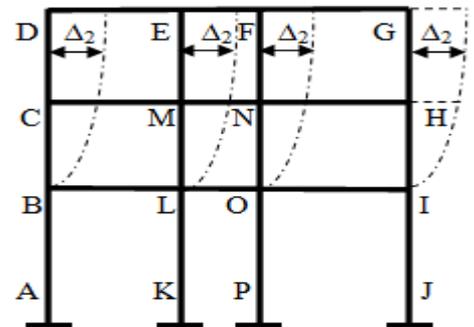
Moments d'encastrement parfait.

$$\begin{aligned} \mathcal{M}_{CD} = \mathcal{M}_{DC} = \mathcal{M}_{ME} = \mathcal{M}_{EM} = \mathcal{M}_{NF} \\ = \mathcal{M}_{FN} = \mathcal{M}_{HG} = \mathcal{M}_{GH} = \frac{6EI\Delta_1}{h^2} = 1 \end{aligned}$$



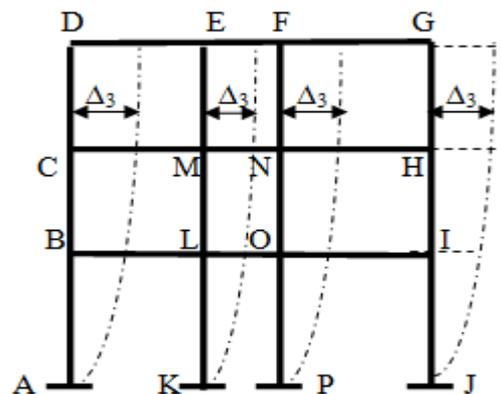
5) Déplacement Δ_2 :

$$\begin{aligned} \mathcal{M}_{BC} = \mathcal{M}_{CB} = \mathcal{M}_{ML} = \mathcal{M}_{LM} = \mathcal{M}_{ON} = \mathcal{M}_{NO} \\ = \mathcal{M}_{IH} = \mathcal{M}_{HI} = \frac{6EI\Delta_2}{h^2} = 1 \end{aligned}$$



6) Déplacement Δ_3 :

$$\mathcal{M}_{BA} = \mathcal{M}_{LK} = \mathcal{M}_{OP} = \mathcal{M}_{IJ} = \frac{6EI\Delta_3}{h^2} = 1$$



f) Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire ($\Delta 1$) :

Nœud	B			C			D		E		
Barres	BA	BL	BC	CB	CM	CD	DC	DE	ED	EM	EF
Mij	0.0137	0.053	-0.064	-0.159	-0.571	0.710	-0.673	-0.678	-0.418	0.908	-0.496

Nœud	F			G		H			I		
Barres	FE	FN	FG	GF	GH	HG	HN	HI	IH	IJ	IO
Mij	-0.515	-0.935	-0.424	-0.671	0.667	0.693	-0.515	-0.177	-0.071	0.015	0.056

nœud	O				L				
barres	OI	ON	OP	OL	LO	LK	LB	LM	
Mij	0.025	-0.014	0.0001	-0.0105	-0.0055	0.0001	-0.026	-0.052	

nœud	M				N				
barres	ML	MC	ME	MN	NM	NO	NF	NH	
Mij	-0.106	-0.492	0.874	-0.994	-0.622	-0.026	0.951	-0.312	

1. Effort tranchant au niveau CMNH :

$$T_{CD} = \frac{0,710 + 0,673}{4} = 0,345 \quad ; \quad T_{ME} = \frac{0,908 + 0,874}{4} = 0,445$$

$$T_{NF} = \frac{0,935 + 0,951}{4} = 0,471 \quad ; \quad T_{HG} = \frac{0,670 + 0,693}{4} = 0,340$$

$$T_{CMNH} = T_{CD} + T_{ME} + T_{NF} + T_{HG} = 1,601$$

$$T_1 = 1,601$$

2. Effort tranchant du niveau BLOI :

$$T_{\text{BLOI}} = T_{\text{BC}} + T_{\text{LM}} + T_{\text{ON}} + T_{\text{IH}} = \frac{-0,223 - 0,158 - 0,012 - 0,248}{4} = -0,160$$

$$T'_1 = -0,160$$

3. Effort tranchant au niveau AKPJ :

$$T_{\text{AKPJ}} = T_{\text{BA}} + T_{\text{LK}} + T_{\text{OP}} + T_{\text{IJ}} = \frac{0,0137 + 0,0001 - 0,0001 + 0,015}{4,5} = 0,029$$

$$T''_1 = 0,029$$

g) Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire (Δ_2) :

Nœud	B			C			D		E		
Barres	BA	BL	BC	CB	CM	CD	DC	DE	ED	EM	EF
Mij	-0.134	-0.568	0.695	0.986	-0.599	-0.196	-0.089	0.075	0.033	-0.025	-0.017

Nœud	F			G		H			I		
Barres	FE	FN	FG	GF	GH	HG	HN	HI	IH	IJ	IO
Mij	-0.0102	-0.0216	0.031	0.068	-0.064	-0.166	-0.501	0.720	0.709	-0.134	-0.566

nœud	O				L			
barres	OI	ON	OP	OL	LO	LK	LB	LM
Mij	-0.364	0.935	-0.028	-0.507	-0.525	-0.030	-0.375	0.931

nœud	M				N			
	ML	MC	ME	MN	NM	NO	NF	NH
Mij	0.931	-0.388	-0.047	-0.504	-0.534	0.933	-0.045	-0.349

1) Effort tranchant au niveau CMNH :

$$T_{CD} = \frac{-0,196 - 0,089}{4} = -0,071 \quad ; \quad T_{ME} = \frac{-0,025 - 0,047}{4} = -0,018$$

$$T_{NF} = \frac{-0,021 - 0,045}{4} = -0,0165 \quad ; \quad T_{HG} = \frac{-0,064 - 0,166}{4} = -0,057$$

$$T_{CMNH} = T_{CD} + T_{ME} + T_{NF} + T_{HG} = -0,162$$

T₂ = -0,162

2) Effort tranchant au niveau BLOI :

$$T_{BLOI} = T_{BC} + T_{LM} + T_{ON} + T_{IH} = \frac{1,384 + 1,862 + 1,868 + 1,429}{4} = 1,635$$

T'₂ = 1,635

3) Effort tranchant au niveau AKPJ :

$$T_{AKPJ} = T_{BA} + T_{LK} + T_{OP} + T_{IJ} = \frac{-0,134 - 0,03 - 0,028 - 0,134}{4,5} = -0,072$$

T''₂ = 0,072

h) Moments sous l'effet d'un déplacement unitaire (Δ₃) :

Nœud	B			C			D		E		
	BA	BL	BC	CB	CM	CD	DC	DE	ED	EM	EF
Mij	0.840	-0.690	-0.227	-0.094	0.066	0.025	0.010	-0.009	-0.004	0.0003	0.002

Nœud	F			G		H			I		
	FE	FN	FG	GF	GH	HG	HN	HI	IH	IJ	IO
Mij	0.0004	-0.0004	-0.0001	-0.00003	0.00002	0.0000	-0.0010	-0.120	-0.240	0.840	-0.578

nœud	O				L			
	OI	ON	OP	OL	LO	LK	LB	LM
Mij	-0.240	0.024	0.017	-0.059	-0.0413	0.956	-0.475	-0.065

nœud	M				N			
	ML	MC	ME	MN	NM	NO	NF	NH
Mij	-0.033	0.032	0.0001	-0.0036	-0.0070	0.0116	-0.0009	-0.002

1. Effort tranchant au niveau CMNH :

$$T_{CD} = \frac{0,025 + 0,01}{4} = 0,008 \quad ; \quad T_{ME} = \frac{0,00039 + 0,00019}{4} = 0,00015$$

$$T_{NF} = \frac{-0,0009 - 0,00048}{4} = -0,00035 \quad ; \quad T_{HG} = \frac{0,000019 + 0,000008}{4} = 0,000007$$

$$T_{CMNH} = T_{CD} + T_{ME} + T_{NF} + T_{HG} = 0,0078$$

2. Effort tranchant au niveau BLOI :

$$T_3 = 0,0078$$

$$T_{bloi} = T_{BC} + T_{LM} + T_{ON} + T_{IH} = \frac{-0,321 - 0,099 + 0,036 - 0,36}{4} = -0,186$$

$$T'_3 = -0,186$$

3. Effort tranchant au niveau AKPJ :

$$T_{AKPJ} = T_{BA} + T_{LK} + T_{OP} + T_{IJ} = \frac{0,84 + 0,956 + 0,017 + 0,840}{4,5} = 0,59$$

$$T''_3 = 0,59$$

❖ Equations d'équilibre :

a) Au niveau CMNH :

$$\Rightarrow k_1 T_1 + k_2 T_2 + k_3 T_3 + H_{1ext} + T_{1int} = 0$$

✓ $H_{ext} = 0$ (dans ce cas puisque il n'y a pas de charge extérieure appliquée sur poteaux)✓ $T_{int} = 911,44 \text{ kg}$ ✓ $T_1 = 1,601$ ✓ $T_2 = -0,162$ ✓ $T_3 = 0,0078$

$$\Rightarrow k_1(0,601) + k_2(-0,162) + k_3(0,0078) + 0 + 911,44 = 0$$

$$\Rightarrow k_1(0,601) + k_2(-0,162) + k_3(0,0078) = -911,44 \dots\dots (1)$$

b) Au niveau BLOI :

$$\Rightarrow k_1 T'_1 + k_2 T'_2 + k_3 T'_3 + H'_{1ext} + T'_{1int} = 0$$

✓ $H'_{ext} = 0$ ✓ $T'_{int} = -199,29 \text{ kg}$ ✓ $T'_1 = -0,160$ ✓ $T'_2 = 1,635$ ✓ $T'_3 = -0,186$

$$\Rightarrow k_1(-0,16) + k_2(1,635) + k_3(-0,186) + 0 - 199,29 = 0$$

$$\Rightarrow k_1(-0,16) + k_2(1,635) + k_3(-0,186) = 199,29 \dots\dots (2)$$

c) Au niveau AKPJ :

$$\Rightarrow k_1 T''_1 + k_2 T''_2 + k_3 T''_3 + H''_{1ext} + T''_{1int} = 0$$

✓ $H''_{ext} = 0$ ✓ $T''_{int} = -9,68 \text{ kg}$ ✓ $T''_1 = 0,029$ ✓ $T''_2 = 0,072$ ✓ $T''_3 = 0,56$

$$\Rightarrow k_1(0,029) + k_2(0,072) + k_3(0,56) + 0 - 9,68 = 0$$

$$\Rightarrow k_1(0,029) + k_2(0,072) + k_3(0,56) = 9,68 \dots\dots (3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_1(0,601) + k_2(-0,162) + k_3(0,0078) = -911,44 \dots\dots (1) \\ k_1(-0,16) + k_2(1,635) + k_3(-0,186) = 199,29 \dots\dots (2) \\ k_1(0,029) + k_2(0,072) + k_3(0,56) = 9,68 \dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Après résolution du système on adopte les Valeurs de k_1 , k_2 et k_3

$$\mathbf{A} \times \mathbf{K} = \mathbf{B}$$

K1= -1444,70	K2= 269,807	K3= 57,466
--------------	-------------	------------

❖ **Remarque :**

Pour les autres cas de charges, le calcul de k_1 , k_2 et k_3 se fait de la même manière tout en gardant la matrice (A) qui ne change pas pour tout les autres cas, sauf le vecteur de chargement (B) qui changera avec chaque cas de charge.

Et finalement le moment final cherché sera alors :

$$\mathbf{M}_f = \mathbf{M}_0 \text{ (moment à nœuds fixes) } + k_1 \mathbf{M}_1 (\Delta_1) + k_2 \mathbf{M}_2 (\Delta_2) + k_3 \mathbf{M}_3 (\Delta_3)$$

Nœud	B			C			D		E		
	BA	BL	BC	CB	CM	CD	DC	DE	ED	EM	EF
\mathbf{M}_0	-1309,29	3888,01	-2598,86	-2101,04	3757,92	1659,31	-1466,17	1445,82	-2981,13	210,5	1948,82
$\mathbf{K}_1 \mathbf{M}_1$	-19,79	-76,56	92,46	229,70	824,92	-1025,73	772,28	979,50	603,88	-1311,78	716,57
$\mathbf{K}_2 \mathbf{M}_2$	-36,15	-153,24	187,51	266,02	-161,61	-52,88	-24,01	20,23	8,90	-6,74	-4,58
$\mathbf{K}_3 \mathbf{M}_3$	48,26	-39,64	-13,04	-5,40	3,79	1,43	0,57	-0,51	-0,22	0,017	0,11
\mathbf{M}_f	-1316,97	3618,57	-2331,93	-1610,72	4425,02	582,13	-717,26	2445,04	-2368,57	-1108,0	2660,92

Nœud	F			G		H			I		
	FE	FN	FG	GF	GH	HG	HN	HI	IH	IJ	IO
Mij	-2182.83	-710.6	2892.83	-1564.69	1568.33	1933.22	-4327.52	2340.28	2392.34	1077.6	-3460.06
K₁M₁	744,02	1350,73	612,55	969,39	-963,61	-1001,17	744,02	255,71	102,57	-21,67	-80,90
K₂M₂	-4,58	-5,82	8,36	18,34	-17,26	-44,78	-135,16	194,25	191,28	-36,15	-152,70
K₃M₃	0,022	-0,022	-0,005	-0,001	0,001	0	-0,057	-6,89	-13,79	48,26	33,21
Mf	-1443,37	634,29	3513,73	-576,96	587,46	887,27	-3718,67	2783,35	2672,4	1068,04	-3660,45

nœud	O				L			
	OI	ON	OP	OL	LO	LK	LB	LM
Mij	7800.5	-969.35	-481.20	-6370.3	5789.91	670.02	-5437.14	1058.25
K₁M₁	-36,11	20,22	-0,14	15,16	7,94	-0,14	37,56	75,12
K₃M₃	-152,70	252,26	-7,55	-136,78	-141,64	-8,09	-101,17	251,18
K₁M₁	-13,79	1,37	0,97	-3,39	-2,37	54,93	27,29	-3,7
Mf	7597,9	-695,5	-468,92	-6495,31	5653,84	716,72	-5473,36	1380,85

nœud	M				N			
	ML	MC	ME	MN	NM	NO	NF	NH
Mij	46.91	4805.77	-231.97	-4611.85	-6534.52	-966.88	-738.06	8238.96
K₁M₁	153,13	710,79	-1262,66	1436,03	898,60	37,56	-1373,90	450,74
K₂M₂	251,18	-104,68	-12,68	-135,97	-144,07	251,72	-12,14	-94,16
K₃M₃	-1,98	1,83	0,005	-0,20	-0,40	0,66	-0,05	-0,11
Mf	449,24	5413,71	-1507,3	-3311,99	-5780,39	-676,94	-2124,15	8595,43

On fait le calcul de la même manière pour les autres cas.

Nous donnons les sollicitations (M, N, T) pour chaque cas dans un tableau (voir annexe 2)

i) Combinaison des charges:

Les combinaisons des charges à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul (RPA99_V 2003):

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables on a utilisé les combinaisons suivantes :

✓ $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12} (Q + Nn)$

✓ $0,8G \pm E$

✓ $G + Q + 1,2E$

Pour les poutres :

✓ $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12} (Q + Nn)$

✓ $0,8G \pm E$

✓ $G + Q + E$

Concernant les résultats et les calculs de la combinaison des charges (voire l'annexe 2).

IX.4- Vérification du portique :

4.1- Vérification des poteaux :

- Poteau « AB » :

- ✓ $M_{max} = 22603,16 \text{ kg.m}$
- ✓ $N = 37369,5 \text{ kg}$
- ✓ $T_{max} = 5095,15 \text{ kg}$

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{9}{8} [K\sigma + K_d\sigma_{fx}] \leq \sigma_{en}$$

a) Longueur de flambement :

Lorsque la stabilité dans la direction du flambement n'est assurée que par l'encastrement des poutres sur les poteaux, alors le rapport L_f/L_0 est donné par la formule suivante :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_A + K_B) + 1,1K_AK_B}{K_A + K_B + 5,5K_AK_B}}$$

Puisque l'extrémité A est articulée ($K_A = 0$) alors cette formule se réduit à :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_B)}{K_B}}$$

$$K_B = \frac{R_{BL}}{R_{BL} + R_{BA} + R_{BC}} \quad ; \quad R = \frac{3}{4} \times \frac{I}{L} \quad ; \quad \Rightarrow K_B = \frac{53,55}{53,55 + 13,93 + 20,89} = 0,60$$

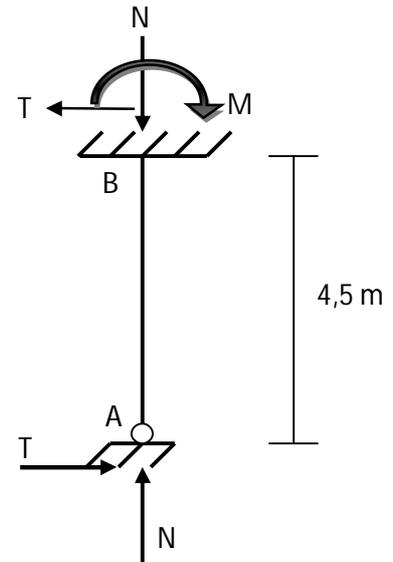
$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(0,60)}{0,60}} = 2,25 \quad ; \quad \Rightarrow L_f = 2,25 L_0 \quad ; \quad \Rightarrow L_f = 1012,5 \text{ cm}$$

$\lambda_{max} = \max(\lambda_x, \lambda_y)$ on vérifie un profilé IEP300.

$$\lambda_x = \frac{L_{fx}}{i_x} = \frac{1012,5}{12,46} = 81,26 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{450}{3,35} = 134,32$$

$\Rightarrow \lambda_y \geq \lambda_x$ risque de flambement dans le plan (x - x)

$$\lambda_{max} = 134,32 \Rightarrow K = 2,97$$



Vérification :

$$\frac{9}{8} [K\sigma + K_d\sigma_{fx}] \leq \sigma_{en} \quad ; \quad \text{avec} \quad Kd = 1$$

$$\frac{9}{8} \left[2,97 \frac{52507,38}{25,68} + \frac{12406,04 \times 10^2}{80,50} \right] = 24168 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{en}$$

⇒ **Donc la pièce est insuffisante.**

Le profilé du poteau IPE300 ne vérifie pas la stabilité, on peut dire que la pièce est insuffisante. Pour lever ce problème concernant uniquement les poteaux il faut qu'on fasse une réhabilitation de la structure ancienne. En même temps ce processus de vérification doit être conçu selon les nouveaux efforts (efforts normales, efforts tranchants, moments).

4.2- La réhabilitation des poteaux

Pour la réhabilitation, on a proposé des solutions techniques au niveau des poteaux d'après les efforts appliqués sur eux (RDC).

Ainsi, on choisira une solution qui sera réalisable et qui respecte la phase de l'économisation du cout avec la facilité et la rapidité de cette réalisation.

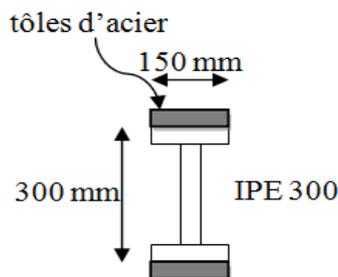
Les solutions proposées sont :

1) Le renforcement des poteaux :

D'après les vérifications des éléments (poteau) on a trouvé que les poteaux ne résistent pas les nouveaux efforts au point d'inertie et la section, donc on propose cette solution on peut renforcer les poteaux avec le béton ou l'acier ou bien les deux.

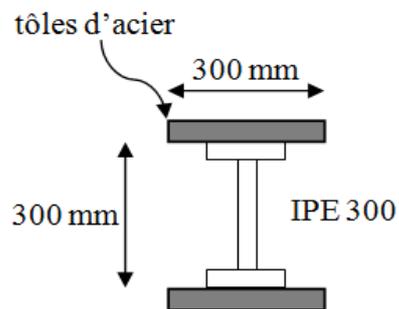
a) renforcement par des tôles acier :

On peut prendre les semelles des poteaux et les souder avec des tôles d'acier de même longueur et épaisseur que les semelles.



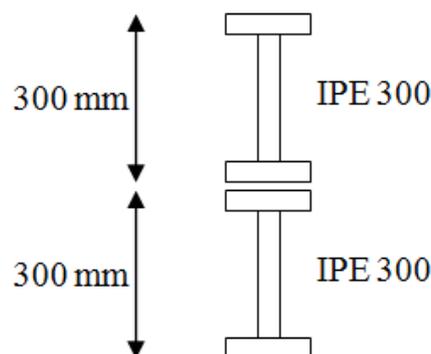
Par contre d'après les calculs et les vérifications on a constaté que cette solution ne vérifie pas.

D'autre part on essaie d'utiliser des tôles (300 mm), Celle-ci peut résoudre ce problème théoriquement passant au coté réalisation cette solution ne peut être réalisable pare ce que on face un problème de soudure.

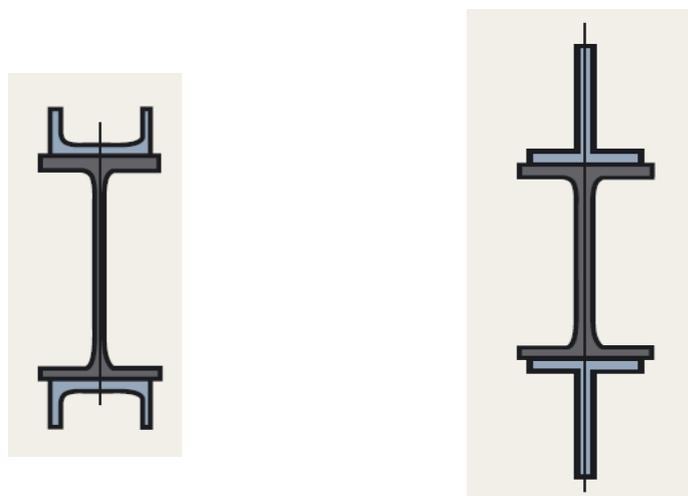


b) renforcement par profilé :

Dans cette proposition on a ajouté un nouveau profilé de même caractéristique de l'ancien profilé selon l'axe (y-y).



Autres exemples à cette méthode avec des profilés différent.



D'après les vérifications cette solution aussi ne vérifie pas.

2) Supporter l'ancienne structure par une nouvelle structure

L'ancienne structure représente des laboratoires qui contiennent des machines lourdes causent des problèmes en cas de déplacement, alors on propose d'ajouter des nouvelles fondations qui doivent être la bases de nouvelle construction et en parallèle on conserve l'ancienne structure.

Par contre cette solution n'est pas acceptable cause de la coté économique (plus cher).

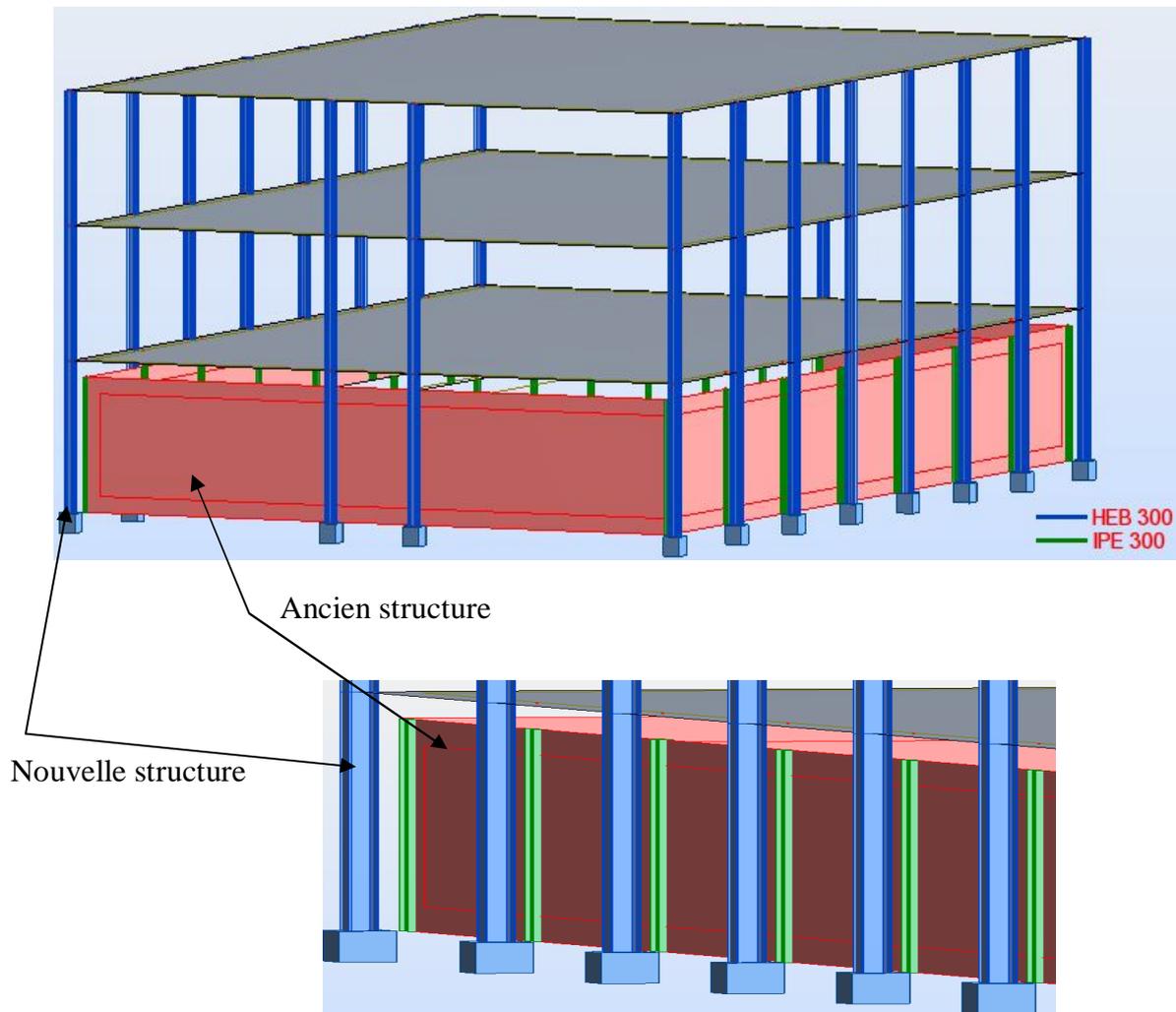


Figure IX.1 : Nouvelle structure supporter ancien structure

3) Changement directe de profilé (IPE) :

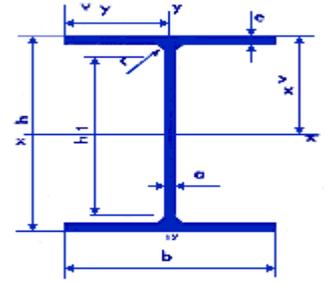
Concernant cette méthode on vise à changer le profilé IPE par HEB qui se distingue par sa résistance au flambement dans le plan (x-x) par-rapport à l'IPE, en plus on garde la même dimension de platine et les tiges d'ancrages avec l'aide d'angine.

D'autre part cette méthode est apparait plus économique que les autres et en plus facile à être réalisable.

4.3- Vérification des nouveaux poteaux:

4.3.1- Poteau « AB » :

On a choisi HEB 300



Désignation abrégée	Section	Dimension				Caractéristique					
	A cm ²	a mm	h mm	b mm	e mm	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
HEB300	149,1	11	300	300	19	25170	8563	1680	571	13	7,58

$$\frac{Lf}{L_0} = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4K_B}{K_B}} ; \quad R_{AB} = \frac{3}{4} \times \frac{l}{L} = \frac{3}{4} \times \frac{25170}{450} = 41,95$$

$$R_{AB} = \frac{l}{L} = \frac{25170}{450} = 55,93 ; \quad K_B = \frac{53,55}{53,55 + 55,93 + 41,95} = \mathbf{0,35}$$

$$\frac{Lf}{L_0} = 2,64 \quad \Rightarrow \quad Lf = 2,64 L_0 = 1188 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{Lf x}{i_x} = \frac{1188}{13} = 87,50 ; \quad \lambda_y = \frac{450}{7,58} = 57,1$$

$$\lambda_{max} = 91,38 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{K=1,659}$$

b) Le déversement :

La flexion est dans le plan de l'âme ; donc la vérification au déversement est nécessaire.

◇ Contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{Lf^2} (D - 1) \cdot B \cdot C$$

✓ C=1

✓ B=1

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{Lf^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{186}{8563} \cdot \frac{(1188)^2}{(30)^2}} = 2,51$$

$$\sigma_d = 40000 \times \frac{8563}{25170} \times \frac{(30)^2}{(1188)^2} (2,51 - 1) \times 1 \times 1 = 13,10 \text{ Kg/mm}^2$$

$\sigma_d < \sigma_{en}$ \Rightarrow Donc la vérification du déversement est nécessaire.

$$\lambda_0 = \frac{l}{h_0} \sqrt{\frac{4}{B.C} \cdot \frac{Ix}{Iy} \cdot \left(1 - \frac{\sigma d}{\sigma_{en}}\right)} = \frac{1188}{30} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1} \cdot \frac{25170}{8563} \cdot \left(1 - \frac{13,10}{24}\right)} = 91,49$$

$$\lambda_0 = 91,49 \quad \Longrightarrow \quad k_0 = 1,663$$

$$Kd = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma d}{\sigma_{en}}(k_0 - 1)} = \frac{1,663}{1 + \frac{13,10}{24}(1,663 - 1)} = 1,22$$

$$\Longrightarrow Kd = 1,19$$

◇ Vérification :

$$\frac{9}{8}(K\sigma + Kd \cdot \sigma f_x) \leq \sigma_{en}$$

$$\frac{9}{8} \left(1,663 \times \frac{52507}{149,1} + 1,22 \times \frac{1240604}{1680} \right) = 1672,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Longrightarrow 1672,36 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Cisaillement :

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{T}{Aa} \quad \text{si } A_s \geq 0,15 A_T$$

$$A_s = b \times e = 30 \times 1,9 = 57 \text{ cm}^2$$

$$0,15 A_T = 0,15 \times 149,1 = 22,36 \text{ cm}^2$$

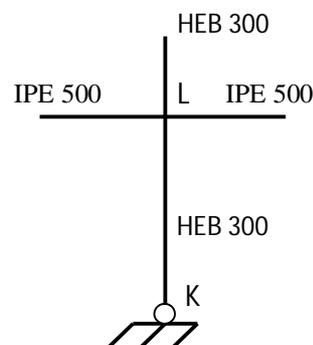
$$A_s > 0,15 A_T \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{âme}} = (h - 2e) \times a = 28,82 \text{ cm}^2$$

$$\tau = \frac{4563,12}{28,82} = 158,33 \text{ Kg/cm}^2 \leq \bar{\tau} = \frac{\sigma_{en}}{1,54} = 1558,4 \text{ Kg/cm}^2$$

4.3.2- Poteau « LK » :

- ✓ M = 18467,52 Kg.m
- ✓ N = 71786,11 Kg
- ✓ T = 7869,08 Kg



a) Longueur de flambement :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1,6 + 2,4(K_H)}{K_H}} \quad ; \quad \Rightarrow K_H = \frac{53,55 + 160,33}{53,55 + 160,33 + 41,95 + 55,93} = 0,68$$

$$\frac{L_f}{L_0} = 2,18 \Rightarrow L_f = 2,18 L_0 = 981 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{L_f x}{i_x} = \frac{981}{13} = 75,13 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{450}{7,58} = 59,36$$

$$\lambda_{max} = 75,13 \quad \Rightarrow \quad k = 1,365$$

b) Déversement

Contrainte de non déversement

$$\checkmark C = 1$$

$$\checkmark B = 1$$

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{186}{8563} \cdot \frac{(981)^2}{(30)^2}} = 2,15$$

$$\sigma_d = 40000 \times \frac{8563}{25170} \times \frac{(30)^2}{(981)^2} (2,15 - 1) \times 1 \times 1 = 14,88 \text{ Kg/mm}^2$$

$$14,88 \text{ Kg/mm}^2 < \sigma_{en} \quad \Rightarrow \quad \text{Il y a un risque de déversement}$$

$$\lambda_0 = \frac{981}{30} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1} \cdot \frac{25170}{8563} \cdot \left(1 - \frac{14,44}{24}\right)} = 69,12$$

$$\lambda_0 = 69,12 \quad \Rightarrow \quad K_0 = 1,292$$

$$K_d = \frac{1,292}{1 + \frac{14,44}{24} (1,292 - 1)} = 1,09$$

$$\Rightarrow \quad K_d = 1,09$$

Vérification :

$$\frac{9}{8} \left(1,365 \cdot \frac{71786,11}{149,1} + 1,09 \times \frac{1846752}{1680} \right) = 2087,30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2087,30 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.4- Vérification des poutres :

On vérifie la poutre la plus sollicitée de l'étage « BL » et celle de la terrasse « DE ». Les poutres sont calculées en flexion composée sous (M, N, T).

Toutes les poutres sont des IPE 500.

4.4.1- Poutre « BL » (étage) :

$$✓ M = 24396,09 \text{ Kg.m}$$

$$✓ N = 2511,66 \text{ Kg}$$

$$✓ T = 17183,43 \text{ Kg}$$

On doit vérifier que :

$$\implies (\sigma + \sigma_f) \leq \sigma_{en} \implies \left(\frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \right) \leq \sigma_{en}$$

Remarque :

Il n'y a pas de risque de flambement car les solives qui s'accrochent de part et d'autre à l'âme de la poutre empêchent tout déplacement de cette dernière.

Ainsi que pour le déversement, il n'y a pas de risque du moment que les semelles comprimées (supérieures) sont entretoisées par la dalle.

a) Vérification de résistance :

$$\left(\frac{2511,66}{115,5} + \frac{24396,23}{1928} \right) = 1290,23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\implies 1290,23 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

La flèche est donnée par la formule :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \left(\frac{qL^4}{EI_x} \right) \quad ; \quad q = (G + Q) = 2742,75 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{27,42 \times (900)^4}{21 \times 10^5 \times 48200} = 2,31 \text{ cm}$$

On doit limiter cette flèche à la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{300}$ (pour étage)

$$f_{max} = 2,31 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{900}{300} = 3 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{Aa} \leq \frac{\sigma_{en}}{1,54} = \frac{2400}{1,54} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Avec } Aa = (h - 2e) \times a = 47,73$$

$$\tau = \frac{17182,42}{47,73} = 359,99 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{adm} = 1558,44 \text{ Kg/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

4.4.2- Poutre « DE » :

✓ $M = 27618,70 \text{ Kg.m}$

✓ $N = 15268,53 \text{ Kg}$

✓ $T = 19872,71 \text{ Kg}$

a) Vérification de résistance :

$$\left(\frac{15268,53}{115,5} + \frac{2496270}{1928} \right) = \mathbf{1564,69 \text{ Kg/cm}^2} < \sigma_{en} = \mathbf{2400 \text{ Kg/cm}^2}$$

b) Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EIx} \quad ; \quad q = (G + Q) = 3102,34 \text{ Kg/ml}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{31,02 \times 900^4}{21 \times 10^5 \times 48200} = 2,61 \text{ cm} \quad ; \quad f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{900}{200} = 4,5 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \mathbf{2,61 \text{ cm}} < f_{adm} = \mathbf{4,5 \text{ cm}} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

c) Vérification de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau = \frac{T}{Aa} = \frac{19872,71}{47,73} = 416,35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau = \mathbf{416,35 \text{ Kg/cm}^2} < \bar{\tau}_{adm} = \mathbf{1558,44 \text{ Kg/cm}^2} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

IX.5- Vérifications des déplacements :

Les règles ne visent que les flèches admissibles des éléments porteurs des planchers et des couvertures.

Pour les déformations horizontales des ouvrages, il faut les limiter afin d'éviter des désordres dans les éléments du remplissage .

Les règles parasismiques algériennes (99 version 2003) limitent ces déformations horizontales. Pour les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser $0,0075h$ (h = hauteur d'étage).

$$\frac{1}{2B} \times \Delta \leq \Delta_{adm} = 0,0075 h$$

$$B = \text{facteur de comportement de la structure} \quad (B = \frac{1}{4})$$

5.1- Calcul :

On tient compte que des déformations dues aux séismes car les déformations dues aux charges verticales sont très faibles.

Le déplacement d'un niveau est donné par la formule :

$$\Delta_j = \frac{T_j}{R_j} \quad ; \quad R_j = \sum_{i=1}^3 a_i \times \frac{12EI_i}{hj^3}$$

Puisque on a des poteaux de même inertie

$$\Sigma I_i = 4I \quad ; \quad R_j = \frac{48 \cdot E \cdot I}{h^3} \cdot \sum_{i=1}^3 a_i$$

- ✓ a = coefficient correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant au poteau.
- ✓ T_j = effort tranchant au niveau (j).

5.1.1-Terrasse :

$$T_1 = 18290 \text{ Kg} \quad ; \quad a_j = \Sigma a_i = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 \Rightarrow a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$\bar{k}_1 = \bar{k}_3 = \frac{k_1 + k_1}{2kp} = \frac{k_3 + k_3}{2kp} = \frac{2 \left[\frac{48200}{900} \right]}{2 \times \frac{25170}{400}} = 0,85$$

$$\Rightarrow a_1 = a_3 = 0,3$$

$$\bar{k}_2 = \bar{k}_4 = \frac{2k_1 + 2k_2}{2kp} = \frac{2k_2 + 2k_3}{2kp} = \frac{2 \left[\frac{48200}{900} \right] + 2 \left[\frac{48200}{300} \right]}{2 \times \frac{25170}{400}} = 3,40$$

$$\Rightarrow a_2 = a_4 = 0,63$$

$$R_1 = \frac{48EI}{h^3} \sum_{i=1}^4 a_i = \frac{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 25170}{400^3} (0,3 + 0,63 + 0,3 + 0,63) = 73735,5 \text{ Kg/cm}$$

Le déplacement du niveau (Terrasse) est :

$$\Delta_1 = \frac{T_1}{R_1} = \frac{18290}{73735,5} = 0,24 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = 0,24 \text{ cm}$$

5.1.2- Etage 1 :

$$T_2 = H_1 + H_2 = 18290 + 9060 = 27350 \text{ Kg}$$

$$a_j = \sum a_i = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 \quad \Rightarrow \quad a = \frac{\bar{k}}{2+\bar{k}}$$

$$\bar{k}_1 = \bar{k}_3 = \frac{k_1 + k_1}{2kp} = \frac{k_3 + k_3}{2kp} = \frac{2 \left[\frac{48200}{900} \right]}{2 \times \frac{25170}{400}} = 0,85$$

$$\Rightarrow a_1 = a_3 = 0,3$$

$$\bar{k}_2 = \bar{k}_3 = \frac{2k_1 + 2k_2}{2kp} = \frac{2k_2 + 2k_3}{2kp} = \frac{2 \left[\frac{48200}{900} \right] + 2 \left[\frac{48200}{300} \right]}{2 \times \frac{25170}{400}} = 3,40$$

$$\Rightarrow a_2 = a_4 = 0,63$$

$$R_2 = \frac{48EI}{h^3} \sum_{i=1}^4 a_i = \frac{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 25170}{400^3} (0,3 + 0,63 + 0,3 + 0,63) = 73735,5 \text{ Kg/cm}$$

Le déplacement du niveau (ETAGE 1) est :

$$\Delta_2 = \frac{T_2}{R_2} = \frac{27350}{73735,5} = 0,37 \text{ cm}$$

$$\Delta_2 = 0,37 \text{ cm}$$

5.1.3- RDC :

$$T_3 = H_1 + H_2 + H_3 = 18290 + 9060 + 4800 = 32150 \text{ Kg}$$

$$a_j = \sum a_i$$

$$a = \frac{0,5\bar{K}}{1 + 2\bar{K}} \text{ (Poteau articulé)}$$

$$\bar{k}_1 = \bar{k}_3 = \frac{k_1}{kp} = \frac{k_3}{kp} = \frac{\left[\frac{48200}{900} \right]}{\frac{25170}{450}} = 0,95$$

$$\Rightarrow a_1 = a_3 = 0,16$$

$$\bar{k}_2 = \bar{k}_3 = \frac{k_1 + k_2}{kp} = \frac{k_2 + k_3}{kp} = \frac{\left[\frac{48200}{900} \right] + \left[\frac{48200}{300} \right]}{\frac{25170}{450}} = 3,83$$

$$\Rightarrow a_2 = a_4 = 0,22$$

$$R_3 = \frac{48EI}{h^3} \sum_{i=1}^4 a_i = \frac{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 25170}{450^3} (0,16 + 0,22 + 0,16 + 0,22) = 21160,2 \text{ Kg/cm}$$

Le déplacement du niveau (etage) est :

$$\Delta_3 = \frac{T_3}{R_3} = \frac{32150}{21160,2} = 1,52 \text{ cm}$$

$$\Delta_3 = 1,52 \text{ cm}$$

5.2- Vérification :

Le déplacement admissible est :

$$\Delta_{adm} = 0,0075h = 0,0075 \times 400 = 3 \text{ cm}$$

✓ Pour la terrasse : on a

$$\frac{1}{2B} \Delta_1 = \frac{1}{2 \times \frac{1}{4}} (0,24) = 0,48 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 3 \text{ cm}$$

⇒ **Condition vérifiée**

✓ Pour l'étage 1:

$$\frac{1}{2B} \Delta_2 = \frac{1}{2 \times \frac{1}{4}} (0,37) = 0,74 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 3 \text{ cm}$$

⇒ **Condition vérifiée**

$$\Delta_{adm} = 0,0075h = 0,0075 \times 450 = 3,37 \text{ cm}$$

✓ Pour RDC :

$$\frac{1}{2B} \Delta_2 = \frac{1}{2 \times \frac{1}{4}} (1,52) = 3,04 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 3,37 \text{ cm}$$

⇒ **Condition vérifiée**

Chapitre X

Etudes des Assemblages

CHAPITRE X

X- ETUDEDES ASSEMBLAGES

X.1- Introduction:

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligés pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels; en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites, notamment de torsion.

On distingue parmi les assemblages:

- ✓ Les assemblages articulés.
- ✓ Les assemblages encastrés (rigides).

Les principaux modes d'assemblages sont :

- ✓ le rivetage.
- ✓ Le boulonnage.
- ✓ Le soudage.
- ✓ Le collage.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas on aura à utiliser :

CM66 additif 80.

X.2- Assemblage des diagonales de la stabilité :

L'effort de traction dans les diagonales est : $N_{D1} = 22736,91 \text{ kg}$.

L'assemblage diagonale gousset est soumis au cisaillement, alors on doit vérifier que :

$$1.54 \frac{N_{D1}}{A} \leq \sigma_{en}$$

On choisit des boulons ordinaires de classe (6-6) $\Rightarrow \sigma_{en} = 3500 \text{ kg/m}^2$

$$A \geq 1.54 \frac{N_{D1}}{\sigma_{en}} = \frac{1,54 \times 22736,91}{3500} = 10,00 \text{ cm}^2$$

On choisit 3 boulons de diamètre 22

$$3\phi 22 \quad (A = 11,4 \text{ cm}^2)$$

2.1-Vérifications des pinces :

Diamètre des trous

$$d' = d + 2\text{mm}$$

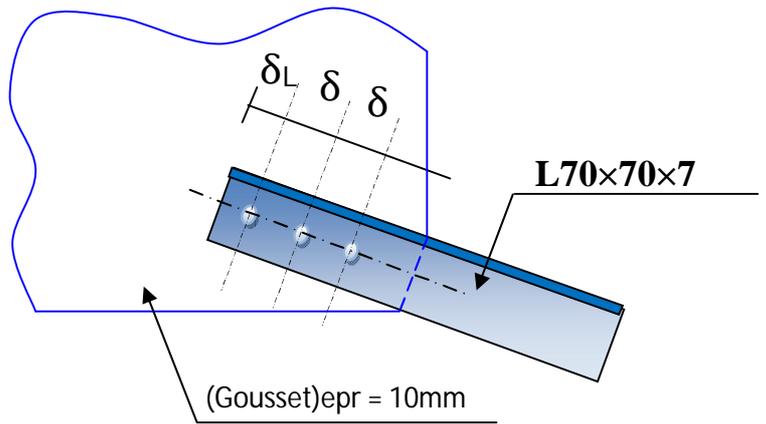
$$d' = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

« δ » : $3d' \leq \delta \leq 10 d'$

$$3 \times 24 \leq \delta \leq 10 \times 24$$

$$72 \leq \delta \leq 240$$

on prend $\delta = 80 \text{ mm}$



« δ_L » :

$\delta_L = \max$

$$1,5 d' = 1,5 \times 24 = 36\text{mm}$$

$$\frac{0,8T}{\sigma_{en} \times e} = \frac{0,8 \times 22736,91}{24 \times 10 \times 3} = 25,26\text{mm}$$

$$\leq 4 \times d' = 96 \text{ mm}$$

On prend $\delta_L = 50 \text{ mm}$

$\delta = 80 \text{ mm}$

$\delta_L = 50 \text{ mm}$

X.3- Assemblage poteau-poutre :

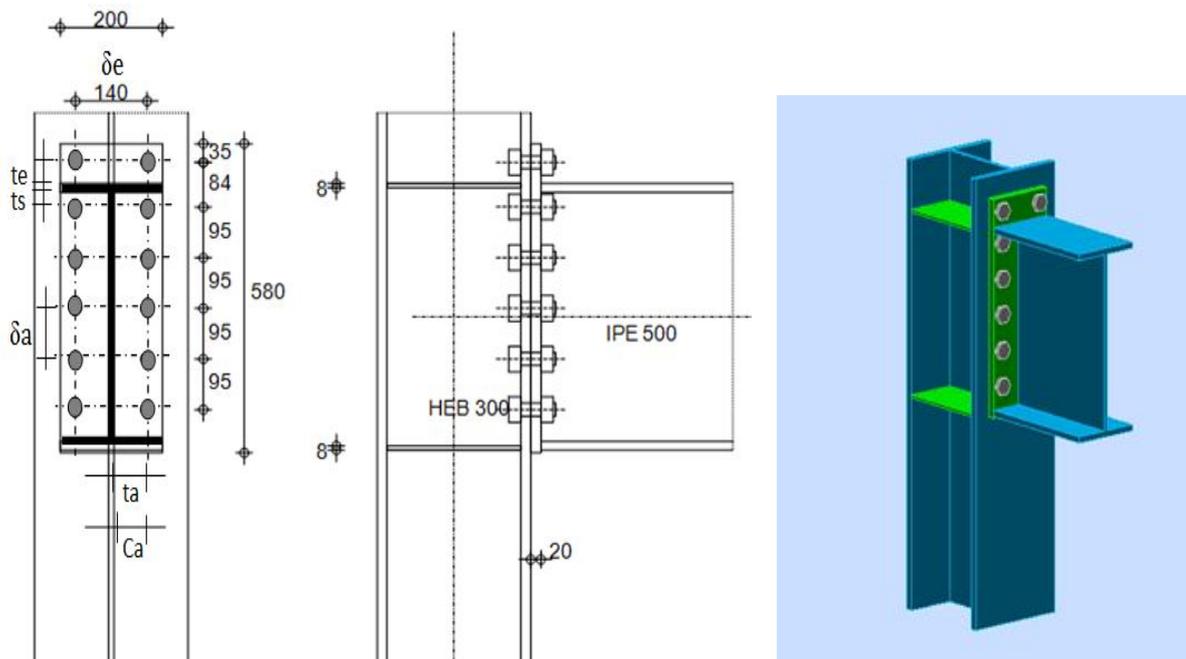


Figure X.1 : Assemblage poteau-poutre

L'assemblage est sollicité par (M, N, T) soudure ep : a = 8mm

$$M = 27618,70 \text{ kg.m}$$

$$N = 13268,53 \text{ kg}$$

$$T = 19872,71 \text{ kg}$$

3.1-Pré dimensionnement

La force de traction F dans les boulons situés dans l'angle intérieur tendu est donnée par la formule suivante :

$$F = \alpha \cdot \frac{M}{1,8(h - 2 \ell_s)}$$

On envisage a priori la possibilité de placer 5 boulons par file à l'intérieur des semelles.

Le tableau correspondant aux platines avec boulons extérieurs nous donne

Pour n = 5

$$\alpha = \frac{9,2 + n}{8 + 4 \times n} = \frac{9,2 + 5}{8 + 4 \times 5} = 0,51$$

$$F = \frac{\alpha M}{1,8(h - 2 \ell_s)} = \frac{0,51 \times 27618,70}{1,8(0,5 - 2 \times 0,016)} = 16720,72 \text{ Kg}$$

Nous choisirons des boulons HR 8-8 Ø24

Avec : $\sigma_{en} = 64 \text{ kg/mm}^2$

L'effort de précontrainte du boulon : (CM66 art4.131-p125)

$$N_o = 0,8 \sigma_{en} \times A_r = 18073 \text{ Kg} > 16720,72 \quad \Rightarrow \text{Le choix est bon.}$$

3.2-Etude de la tache :

$$3d \leq \delta \leq 7d \quad 72 \leq \delta_e \leq 168 \quad \delta_e = 140 \text{ mm}$$

$$72 \leq \delta_a \leq 168 \quad \delta_a = 95 \text{ mm}$$

$$t_a = \frac{140 - 10,2}{2} = 64,9 \text{ mm} \quad ; \quad t'_a = \frac{140 - 11}{2} = 64,5 \text{ mm}$$

$$C_a = t_a - r = 55,9 \text{ mm}$$

$$C'_a = t'_a - r = 37,5 \text{ mm}$$

$$t_s = t'_s = 44 \text{ mm}$$

$$t_e = 40 \text{ mm}$$

$$C_s = C'_s = t_s - e_s = 28 \text{ mm}$$

$$C_e = 31 \text{ mm}$$

3.3-Épaisseur de la platine :

$$e = \frac{F}{375 \left(\frac{t_a}{C_a} + \frac{t_s}{C_s} \right)} = \frac{16720,72}{375 \left(\frac{64,9}{55,9} + \frac{44}{28} \right)} = 16,33\text{mm}$$

⇒ On choisit une platine D'épaisseur $e = 20$ mm

3.4-Vérification de l'assemblage :

Nous allons faire la vérification de la résistance de la platine ainsi que de la semelle du poteau.

3.5-Resistance locale :

3.5.1-boulons extérieurs :

a) Platine :

$$F = 375e \times \frac{t_e \cdot \delta_e}{C_e(\delta_e + t_e)} = 375 \times 20 \times \frac{40}{31} \times \frac{140}{140 + 40} = 7996,22\text{kg}$$

⇒ $F = 7996,22$ kg

b) Semelle du poteau :

$$F = 375e' \times \frac{t'_e}{C'_e} \times \frac{\delta'_e}{\delta'_e + t'_e} = 6021,50 \text{ kg}$$

⇒ $F = 6021,50$ kg

La résistance sera limitée à 6021,50 kg pour les boulons extérieurs.

3.5.2-Boulons centraux :

a) Platine :

$$F = 375e \times \frac{t_a \cdot \delta_a}{C_a(\delta_a + t_a)} = 375 \times 20 \times \frac{64,9}{55,9} \times \frac{95}{95 + 64,9} = 5047,06 \text{ kg}$$

b) Semelle du poteau :

$$F = 375e' \times \frac{t'_a}{C'_a} \times \frac{\delta'_a}{\delta'_a + t'_a} = 7065,03 \text{ kg}$$

c) Effort admissible apporté par l'âme :

$$F_a = 0.5 \sigma_e \cdot e_a \cdot \delta_a = 0.5 \times 24 \times 11 \times 95 = 12570 \text{ kg}$$

La résistance sera limitée à **5047,06** kg pour les boulons centraux.

3.5.3-Boulons d'angle :

a) Platine :

$$F = 375e \times \left(\frac{ta}{ca} + \frac{ts}{cs} \right) = 20475 \text{ kg}$$

b) Semelle du poteau

$$F = 375e' \left(\frac{t'a}{c'a} + \frac{t's}{c's} \right) = 19740 \text{ kg}$$

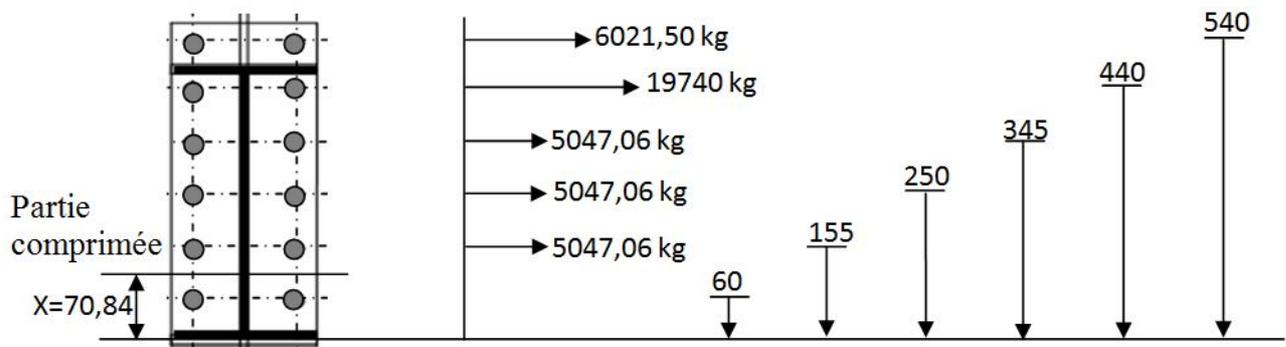
La résistance sera limitée à **19740 kg** pour les boulons d'angles.

3.6-Calcul du moment résistant :

La position de l'axe neutre est de :

$$x = es \sqrt{\frac{b}{ea}} = 16 \sqrt{\frac{200}{10,2}} = 70,84 \text{ mm}$$

Le 1^{er} boulons du bas se trouve dans la partie comprimée, alors il n'intervient pas dans les calculs du moment résistant.



$$\begin{aligned} M_r &= 2[(6021,5 \times 0,54) + (19740 \times 0,44) + 5047,06(0,345 + 0,25 + 0,155)] \\ &= 31445,01 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Le moment résistant est : $M_r = 31445,01 \text{ kg.m} > M = 276180,70 \text{ kg.m}$

⇒ **L'assemblage est bon**

3.7-Vérification de l'effort normal :

L'effort max est : $N = 13268,53 \text{ kg}$

Si $N_{\max} \leq 0,05A \cdot \sigma_e$ on néglige la vérification de l'assemblage à l'effort normal.

$$N_{\max} = \mathbf{13268,53} < 0,05 \times 2400 \times 115,5 = \mathbf{13860} \text{kg}$$

 **La vérification n'est pas nécessaire**

3.8-Vérification de l'effort tranchant :

$T_{\max} = 19872,71 \text{ kg}$

On doit vérifier que : $T_b = \frac{T_{\max}}{n} \leq T_a = 1,1(N_0 - N_i)\emptyset$

Avec : $\emptyset = 0,3$ pour un mode de préparation par simple brossage.

$$N_i = \frac{N}{n} = \frac{13268,53}{12} = \mathbf{1105,7} \text{kg}$$

$$T_i = \frac{T}{n} = \frac{19872,71}{12} = \mathbf{1656,05} \text{kg}$$

$$T_i = \mathbf{1656,05} < 1,1(13268,53 - 1105,7) \times 0,3 = \mathbf{4013,7} \text{kg}$$

 **Les conditions sont vérifiées**

Couple de serrage $M_s = 0,18 N_0 \cdot d = 0,18 \times 13268,53 \times 0,024 = \mathbf{57,32} \text{kg.m}$

6 boulons H.R 8.8 Ø 24 par file ; couple de serrage **57,32 kg**

X.4- Assemblage poutre – solive :

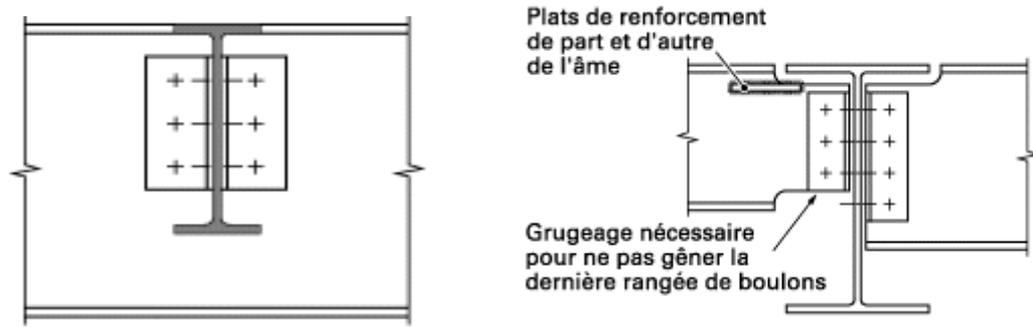


Figure X.2 : Assemblage poutre-solive

On utilisera des boulons ordinaires calculés vis-à-vis de l'effort tranchant max du niveau terrasse.

$$T = \frac{ql}{2}$$

Avec $q = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}(Q + Nn) = 946 \text{ kg/m}^2$ entre axes des solives 1m

Alors $q = 946 \text{ kg/ml} \implies T = 946 \times \frac{4,5}{2} = 2128 \text{ kg}$

4.1-Cisaillement des boulons :

a) Coté poutre portée :

On choisit deux boulons, l'effort qui revient à chaque boulon est $T'_1 = T/2$.

En plus le moment M dû à l'excentrement « e ». Ce moment sera équilibré par des réactions horizontales sur les boulons.

D'après lever (C.T.C) :

$$T''_1 = T \cdot e \frac{\alpha}{n \cdot \delta}$$

δ = étant la distance entre 2 boulons

α = coefficient en fonction du nombre des boulons ($\alpha = 2$)

n = le nombre des boulons ($n = 2$)

L'effort dans le boulon le plus sollicité est $T_1 = \sqrt{T_1'^2 + T_1''^2}$

$$T_1 = \frac{T}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{e^2 \alpha^2}{\delta^2}} \right) = \frac{T}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4e^2}{\delta^2}} \right)$$

L'effort T_1 doit être inférieur à $T_1 \leq 1,3Ab \cdot \sigma_{eb}$

Ab = section du boulon

σ_{eb} = limite d'élasticité du boulon.

$$\frac{T}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4e^2}{\delta^2}} \right) \leq 1,3 A_b \cdot \sigma_{eb} \Rightarrow A_b \geq \frac{\frac{T}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4e^2}{\delta^2}} \right)}{1,3 \sigma_{eb}}$$

On choisit des cornières à ailes égales **L50×50×5**

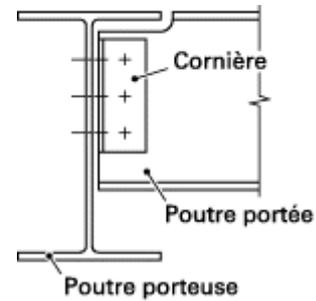
$$\delta = 60 \text{ mm}$$

$$\delta L = 25 \text{ mm} ; \delta t = 25 \text{ mm}$$

$$e = 25 + 5,1 = 30,1 \text{ mm}$$

$$\sigma_{eb} = 3500 \text{ kg/cm}^2 \quad [\text{boulons de classe (6-6)}]$$

$$A_b \geq \frac{2128/2 \left(\sqrt{1 + \frac{4(30,1)^2}{(60)^2}} \right)}{1,3 \times 3500} = \mathbf{0,331 \text{ cm}^2}$$



On prend des boulons de diamètre $d = 10 \text{ mm}$ (diamètre du Trou $d' = 12 \text{ mm}$)

b) Coté poutre porteuse :

On vérifie que : $T \leq 1,3 \cdot n' \cdot A' \cdot b \cdot \sigma_{eb}$ avec $n' = 4$ boulons

$$A' \cdot b \geq \frac{T}{1,3 n' \cdot \sigma_{eb}} = \frac{2128}{1,3 \times 4 \times 3500} = \mathbf{0,116 \text{ cm}^2}$$

Pour des raisons constructives et d'exécution, on choisit des boulons de diamètre ($d = 10 \text{ mm}$).

$$\Rightarrow (d' = 10 + 2 = 12 \text{ mm})$$

4.2-Vérification des profils :

4.2.1- Pression diamétrale :

a) Poutre portée :

On doit vérifier que :

$$T \leq \frac{3n \cdot d' \cdot ea}{\sqrt{1 + \frac{e^2 \cdot \alpha^2}{\delta^2}}} \sigma_{en}$$

Avec $ea =$ épaisseur de l'âme

$d' =$ diamètre du trou

$\sigma_{en} =$ limite élastique du profilé ($\sigma_{en} = 24 \text{ kg/mm}^2$).

$$2128 \leq \frac{3 \times 2 \times 12 \times 5,3}{\sqrt{1 + \frac{4(30,1)^2}{(60)^2}}} \times 24 \Rightarrow \mathbf{2128 < 6467,79 \text{ kg}} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

b) Poutre porteuse :

On vérifie que : $T \leq 6n'd'e'a\sigma_{en}$

❖ $e'a =$ épaisseur de l'âme

❖ $n' =$ nombre des boulons.

$$2128 \leq 6 \times 4 \times 12 \times 10,2 \times 24 \Rightarrow \mathbf{2128 < 70502,4 \text{ kg}} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

4.2.2-Conditions des pinces :

$$\left. \begin{array}{l} 3 d' \leq \delta \leq 10 d' \\ 3 \times 12 \leq \delta \leq 10 \times 12 \\ 36 \leq \delta \leq 120 \end{array} \right\} \text{ On a } \delta = 60\text{mm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1,5 d \leq \delta t \leq 2,5 d' \\ 1,5 \times 12 \leq \delta t \leq 2,5 \times 12 \\ 18 \leq \delta t \leq 30 \end{array} \right\} \text{ On a } \delta t = 25\text{mm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$\delta_L = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1,5d' = 1,5 \times 12 = 18\text{mm} \\ \frac{0,8T}{e \cdot \delta en} = \frac{0,8 \times 2838}{5,3 \times 24} = 17,84\text{mm} \end{array} \right\} \leq 4d' = 4 \times 12 = 48\text{mm}$$

$$\text{On a } \delta_L = 25 \text{ mm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

4.2.3- Effort tranchant dans la poutre portée :

On doit vérifier l'effort tranchant au droit de la section des boulons :

$$T \leq 0,65(h_a - d'n)ea \cdot \delta en$$

ha = hauteur de l'âme ; pour notre cas ; la hauteur de l'âme sera.

$$\implies ha = h'a - h''ah''a = \text{la partie grugée de l'âme}$$

$$ha = 164 - 15 = 149\text{mm}$$

$$T = 2838 \leq 0,65(149 - 12 \times 2) \times 5,3 \times 24 = 10335 \text{ kg}$$

$$2128 \text{ kg} < 10335\text{kg} \implies \text{Condition vérifiée}$$

4.2.4- Moment fléchissant dans la poutre portée :

On doit vérifier dans la section (Σ) située au bord de l'aile grugée :

$$\sigma \leq \sigma en \text{ Tel que } \sigma = \frac{M}{W} \text{ avec } M = T \cdot f \quad \text{et} \quad f = 54,7 \text{ mm}$$

$$W = \frac{I}{V}$$

Est donné par la formule suivante (pour aile supérieure grugée).

$$\frac{I}{V} = \frac{[Aa^2 \cdot ha^2 + As^2 \cdot es^2 + Aa \cdot As(4ha^2 + 6ha^2 + 6ha \cdot es + 4es^2)]}{[6As(2ha + es) + 6Aa \cdot ha]}$$

Avec ha = hauteur de l'âme ($ha = 149$ mm)
 es = épaisseur de la semelle ($es = 8$ mm)
 Aa = Aire de l'âme ($Aa = 7897$ mm²)
 As = aire de la semelle inférieure ($As = 728$ mm²)

$$\frac{I}{V} = \frac{(789,7)^2 \cdot (149)^2 + (728)^2 \cdot (8)^2 + (728) \cdot (789,7) [4(149)^2 + 6(149)(8) + 4(8)^2]}{[6(728)[2(149) + 8] + 6(789,7) \cdot (149)]}$$

$$\frac{I}{V} = 25523,40 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{T \cdot f}{W} = \frac{2128 \times 5,47}{25,523} = 456,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$456,06 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

4.3-Vérifications des cornières d'attaches :

4.3.1- Pression diamétrale :

a) Poutre portée : On vérifie que

$$T \leq \frac{6n \cdot d' \cdot ec}{\sqrt{1 + \frac{e^2 \alpha^2}{\delta^2}}} \times \sigma_{en}$$

Avec ec = épaisseur des cornières d'attache.

$n = 2$ boulons

$$2128 \leq \frac{6 \times 2 \times 12 \times 5,3 \times 24}{\sqrt{1 + \frac{4 \times (30,1)^2}{(60)^2}}} = 12935,59 \text{ kg}$$

$$2128 \text{ kg} < 12280,50 \text{ k} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Poutre porteuse :

$$T \leq 6n' \cdot d' \cdot ec \cdot \sigma_{enn'} = 4 \text{ boulons}$$

$$2128 \leq 6 \times 4 \times 12 \times 5,3 \times 24 = 8640 \text{ kg}$$

$$2128 \text{ kg} < 8640 \text{ kg} \implies \text{Condition vérifiée}$$

4.3.2- Condition des pinces :

Mêmes vérifications qu'avant :

$$\delta = 60 \text{ mm}$$

$$\delta_t = 25 \text{ mm}$$

$$\delta_L = 25 \text{ mm}$$

4.3.3- Effort tranchant dans les attaches :**a) Poutre portée :**

$$T \leq 0.866 ec(hc - nd') \cdot \sigma_{en}$$

$$2128 \leq 0.866 \times 5 (110 - 2 \times 12) \times 24$$

$$2128 \text{ kg} < 8937,12 \text{ kg} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Poutre portée :

$$T \leq 0.866 ec(hc - n'd') \cdot \sigma_{en}$$

$$2128 \leq 0.866 \times 5 (110 - 4 \times 12) \times 24$$

$$2128 \text{ kg} < 6443,04 \text{ kg} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.3.4- Moment fléchissant dans les attaches :**a) Poutre portée :**

$$T \leq \frac{2}{e} \left(\frac{I}{V} \right)_c \cdot \sigma_{en}$$

$\left(\frac{I}{V} \right)_c$ = module des résistances des attaches dans la section des boulons.

$$\left(\frac{I}{V} \right)_c = ec \left(\frac{h_c^2}{6} - \frac{n \cdot d' \cdot \delta \cdot r_1}{\alpha \cdot hc} \right)$$

r_1 = distance entre le boulon d'extrémité et l'axe des boulons.

$$\left(\frac{I}{V} \right)_c = 5.3 \left(\frac{(110)^2}{6} - \frac{2 \times 12 \times 60 \times 30}{2 \times 110} \right) = 9101,52 \text{ mm}^2$$

$$T \leq \frac{2}{30,1} (9101,52) \times 24 = 14514,05 \text{ kg}$$

$$T = 2128 \text{ kg} < 14709,52 \text{ kg} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Poutre porteuse :

On doit vérifier que :

$$T \leq \frac{ec \cdot hc^2}{3e'} \cdot \sigma_{en}$$

$$e' = e - 5 = 30,1 - 5 = 25,1 \text{ mm}$$

$$T = 2128 \leq \frac{5 \times (110)^2}{3 \times 25,1} \times 24$$

$$T = 2128 \text{ kg} < 19282,86 \text{ kg} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Longrightarrow **L'assemblage est bon**

BOULONS d = 10 ; CORNIERES L 50×50×5

X.5- Assemblage poutre palière poteau :

La poutre palière est en UAP 200 assemblée au poteau par deux cornières 50×50×5.

L'effort tranchant max sollicitant l'assemblage

$$T_{\max} = 3105,7 \text{ kg}$$

L'effort de cisaillement par boulon est :

$$T' = \frac{T}{4} = \frac{3105,7}{4} = 776,42 \text{ kg}$$

$$A_r \geq \frac{1,54T}{\phi e b} = \frac{1,54 \times 776,42}{3500} = 0,341 \text{ cm}^2$$

On choisit des boulons de diamètre $d = 10 \text{ mm}$ de classe (6-6).

X.6-Assemblage limon poutre palière :

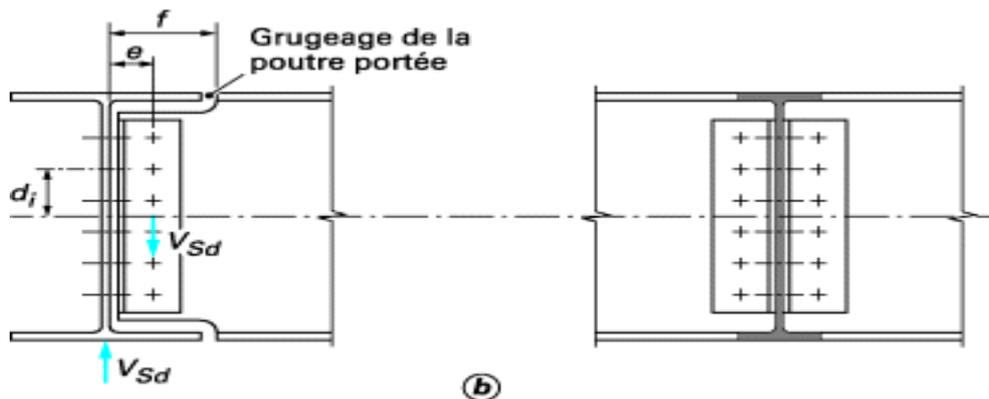


Figure X.3 : Assemblage limon-poutre palière

L'effort tranchant max sollicitant l'assemblage : $T_{\max} = 1552,85 \text{ kg}$

On choisit 2 boulons ordinaires de classe (6-6)

L'effort de cisaillement par boulon :

$$T' = \frac{T}{4} = \frac{1552,85}{4} = 388,21 \text{ kg}$$

$$A_r \geq 1,54 \frac{T}{\phi e b} = 1,54 \frac{388,21}{3500} = 0,17 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructives et sécuritaires on choisit des boulons de diamètre :

$d = 10 \text{ mm.}$

X.7-Base des poteaux

7.1- Platine sous poteaux

7.1.1-Dimensionnement :

Les dimensions en plan de la platine A, B se terminent en posant la condition qu'en aucun point la contrainte admissible de la pression localisée sur le matériau de fondation ne soit pas dépassée.

Et l'autre condition c'est les dimensions des poteaux.

On a la contrainte dans le béton qui est :

$$\sigma_b = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 150\text{kg/cm}^2$$

N = effort de compression max égal à l'effort transmis par le portique ($N = 76744,40$ kg) et l'effort transmis par la stabilité.

$$N' = \pm \frac{H_1 \times 12,5 + H_2 \times 8,5 + H_1 \times 4,5}{4,5} = \pm 72710 \text{ kg}$$

$$N_T = N + N' = 76744,40 + 72710 = 149454,4 \text{ kg} \quad ; \quad N_T = 149454,4 \text{ kg}$$

$$\frac{N_T}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow AB \geq \frac{N_T}{\bar{\sigma}_b} = \frac{149454,4}{150} = 996,36 \text{ cm}^2$$

Puisqu'on a des poteaux en HEB 300 ; alors les dimensions des poteaux sont $30 \times 30 \text{ cm}^2$, on choisit donc des platines de dimensions ($A = B = 35 \text{ cm}$)

$$A \times B = 35 \times 35 = 1225\text{cm}^2 > 996,36\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

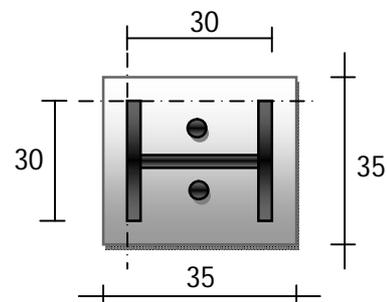
7.1.2-Epaisseur de la platine :

On considère une bande de 1 cm de largeur.

L'inertie de la platine :

$$I = \frac{be^3}{12} = \frac{1e^3}{12} \quad ; \quad W = \frac{I}{V} = \frac{e^3/12}{e/2} = \frac{e^2}{6}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_p} \leq \sigma_{en} \Rightarrow \frac{M}{\frac{e^2}{6}} \leq \sigma_{en} \Rightarrow e^2 \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_{en}}}$$



$$M = \frac{qm^2}{2} ; \quad q = \frac{N}{A \cdot B} \times 1\text{cm} = \frac{149454,4 \times 1}{1225} = \mathbf{122 \text{ kg/cm}}$$

$$M = 119,21 \times \frac{(2,5)^2}{2} = \mathbf{381,25\text{cm}} ; \quad e \geq \sqrt{\frac{6 \times 381,25}{2400}} = \mathbf{0,97\text{cm}}$$

On choisit une platine d'épaisseur :

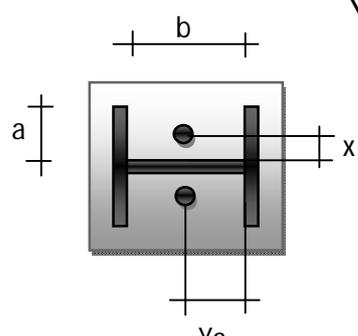
$$e = 10 \text{ mm}$$

7.1.3-Vérification de la platine aux efforts d'arrachement :

L'effort max qui peut sollicitée la platine sous l'effort d'un arrachement de la tige d'ancrage est : $N_T = N_G - N^?$

$$N_T = 76744,4 - 72710 = \mathbf{4034,4 \text{ kg}}$$

L'épaisseur de la platine en tenant compte de l'effort d'arrachement est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \sqrt{\frac{2N_T}{\sigma_{en} \left(\frac{a}{y_1} + \frac{2a}{b} + \frac{b}{x} \right)}}$$


$$\left. \begin{array}{l} a = 144,5 \text{ mm} \\ x = 80 \text{ mm} \\ b = 262 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$Y_A = 131 \text{ mm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{2 \times 4034,4}{24 \left(\frac{144,5}{131} + \frac{2 \times 144,5}{262} + \frac{262}{80} \right)}} = 7,83 \text{ mm}$$

⇒ On choisit des platines D'épaisseur : $e = 10 \text{ mm}$

Platines sous poteaux $A = B = 350 \text{ mm}$

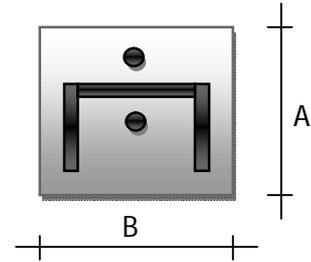
Epaisseur $e = 10 \text{ mm}$

7.2-Platine sous limon :

Le limon est articulé à sa base.

L'effort normal sollicitant la platine $N = 1552,85$ kg

$$\frac{N}{AB} \leq 6b \Rightarrow AB \geq \frac{1552,85}{150} = 10,35 \text{ cm}^2$$



Puisque l'effort sollicitant de la platine a donné des dimensions faibles alors on choisit une platine en fonction des dimensions de limon.

$$A = 150 \text{ mm} \quad B = 250 \text{ mm}$$

On choisit une épaisseur de 10 mm et on prévoit 2 boulons de $\phi 14$ ancrés à 20 cm

Platines sous limon $A = 150 \text{ mm}$; $B = 250 \text{ mm}$

Epaisseur $e = 10 \text{ mm}$

X.8- Tiges d'ancrages

Les efforts de traction sont transmis aux fondations au moyen d'ancrages constitués de tiges à extrémité filetées.

8.1-Diamètres des boulons d'ancrages :

La section nette du boulon est calculée par l'effort d'arrachement de la tête du boulon.

$$Ar \geq \frac{1,25N_T}{\sigma_{en}} \quad ; \quad N_T = 4034,4 \text{ kg}$$

Puisque on a 2 boulons ; donc l'effort qui revient à chaque boulon est de

$$N_b = \frac{4034,4}{2} = 2017,2 \text{ kg}$$

$$Ar \geq \frac{1,25 \times 2017,2}{24} = 105,06 \text{ mm}^2 \quad ; \quad A = \frac{Ar}{0,8} = 131,33 \text{ mm}^2$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} = 12,93 \text{ mm}$$

⇒ On choisit des boulons de diamètre $\phi 18$

8.2- Longueur d'ancrage :

Dans le cas d'ancrage des boulons dans le béton ; on vérifie la résistance de la liaison acier béton.

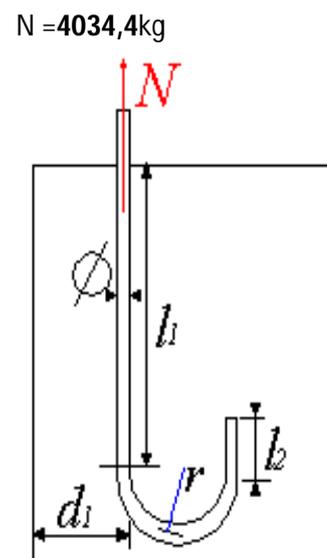


Figure X.4 : Tige d'ancrage

Pour une tige lisse à crochet on doit vérifier que :

$$L = L_1 + 6,4 r + 3,5 L_2 = \frac{N \left(1 + \frac{\varnothing}{d}\right)^2}{\alpha \cdot \varnothing}$$

$$d = \min(d_1, d_2, d_3) = 160 \text{ mm}$$

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow gc = 350 \text{ kg/m}^2 \alpha = 0,345$$

$$L = \frac{4034,4 \left(1 + \frac{18}{160}\right)^2}{0,345 \times 18} = 804,06 \text{ mm}$$

$$L_1 = L - 26 \varnothing = 804,06 - 26 \times 18 = 336,06 \text{ mm}$$

Le crochet doit respecter les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_2 = 2 \varnothing = 36 \text{ mm} \\ r = 3 \varnothing = 54 \text{ mm} \end{array} \right.$$

On prend une tige dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\varnothing = 18 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = 336,06 \text{ mm} \\ L_2 = 36 \text{ mm} \\ r = 54 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Calcul de l'effort admissible dans le boulon d'ancrage

$$N_{adm} = \frac{(L_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 L_2) \alpha \cdot \varnothing}{\left(1 + \frac{\varnothing}{d}\right)^2} = \frac{[(336,06 + 6,4 \times 54 + 3,5 \times 36) \times 0,345 \times 18]}{\left(1 + \frac{18}{160}\right)^2}$$

$$N_{adm} = \mathbf{4052,47 \text{ kg}}$$

$$N_{adm} = \mathbf{4052,47 \text{ kg}} > N = \mathbf{4034,4 \text{ kg}}$$

\Rightarrow **Le choix est bon**

REMARQUE :

Pour l'ensemble on utilise des contres écrous pour empêcher les écrous de se desserrer.

Tige d'ancrage $\varnothing 18$

$L_1 = 400 \text{ mm}$

$L_2 = 40 \text{ mm}$

Chapitre XI

Protection de la Structure

CHAPITRE XI

XI- PROTECTION DE LA STRUCTURE

XI.1- Introduction :

Pour les bâtiments en charpente métallique, la protection incendie est nécessaire pour respecter les exigences réglementaire et pour ainsi prévenir l'effondrement du bâtiment lors d'un incendie, un choix important de systèmes de protection incendie est possible. Les matériaux habituels tels que le béton, la maçonnerie, les plaques de plâtre sont bien connus les matériaux utilisables incluent aussi les matériaux projetés, les produits secs sous la forme de plaques et de feutres, les produits intumescents qui développent une mousse carbonée protectrice appelée meringue lorsqu'ils sont exposés à la chaleur, ainsi que certains produits qui absorbent la chaleur et subissent des changements chimiques sous incendie.

L'épaisseur de la protection doit être telle que la température de l'acier (prenant en compte son facteur de massivité), à la durée d'incendie requise, ne dépasse pas la température critique de l'élément de structure. Des méthodologies d'essais au feu permettent aux laboratoires agréés de vérifier l'efficacité des systèmes de protection passifs et intumescents sur des éléments de structure représentatifs. Ces essais sont définis pour déterminer à la fois les caractéristiques d'adhérence et de cohésion de la protection en cas de température élevée et de déformation du support et les performances d'isolation thermique pour des facteurs de massivité et des épaisseurs de protection différentes.

La protection incendie peut être appliquée sur un élément de structure en acier sous différentes formes.

1.1- Définition :

La résistance au feu est la propriété qu'ont les éléments de construction continué de remplir leur fonction malgré l'action de l'incendie.

On distingue **3** critères d'évaluation de performance :

La durée pendant laquelle l'élément résistera mécaniquement.

La durée pendant laquelle l'élément sera étanche aux flammes, aux gaz et aux fumées.

La durée pendant laquelle en plus des critères précédents, l'élément assurera une isolation thermique suffisante.

Les classements sont basés sur ces trois critères.

1.2- Le feu :

Le principe de développement de la feu repose sur la présence de trois éléments selon un processus en trois étapes.

Les trois éléments sont :

Le combustible (matériaux, produits).

Le comburant (oxygène).

La source de chaleur.

Les trois étapes du processus sont successivement :

L'inflammation.

La combustion, puis

La propagation.

Le feu utilise les trois modes de transmission de la chaleur :

Convection.

Conduction.

Rayonnement.

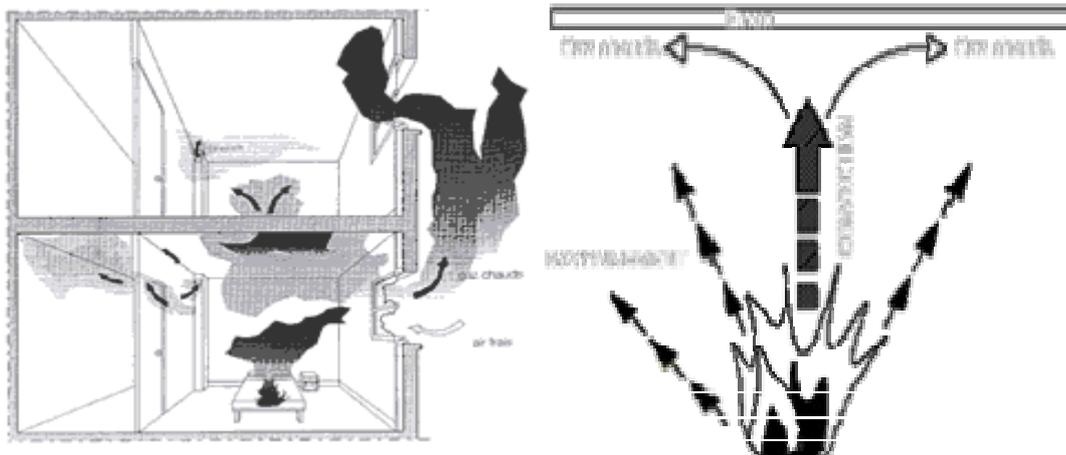


Figure XI.1 : Schémas de la propagation du feu dans un bâtiment

XI.2- Aspects réglementaires :

2.1- La massivité:

Matériau incombustible, l'acier n'en est pas moins un bon conducteur de chaleur, non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie et la température atteinte par les profils dépend de leur massivité. cette notion désigne le quotient de la masse linéique par la surface exposée linéique , on exprime aussi de façon pratique cette grandeur par le facteur de massivité défini comme le quotient du périmètre exposé au feu p (m) par la section A (cm^2), soit :

Facteur de massivité : p/A (en m^{-1})

Le facteur de massivité dépend donc du profil utilisé et de sa surface exposée.

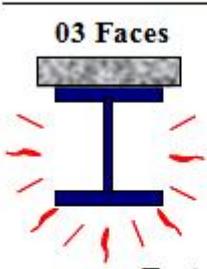
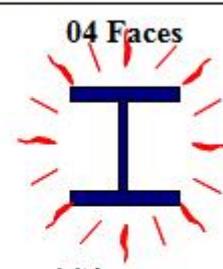
		Exposition au Feu	
		03 Faces	04 Faces
			
		Facteur de massivité	
IPE 180 :		188	226
HEB 300 :		603	804

Figure XI.2

2.2- Le type de protection :

2.2.1- Protection de feu

La durée de stabilité au feu d'un profilé métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante.

Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier.

La première solution est basée sur la mise en œuvre d'un élément entre l'acier et la zone de feu.

Cet élément de protection thermique interposé peut être de nature diverse et en contact ou non avec l'acier conduisant à une famille de trois systèmes :

La protection par écran, horizontal ou vertical.

Le refroidissement par eau.

Protection par matériel contre incendies.

a) La protection par écran :

C'est le principe le plus couramment utilisé. La notion de protection rapportée est associée à l'utilisation du facteur de massivité pour la détermination des températures atteintes par les profils et par conséquent pour la composition des éléments de protection.

On distingue trois types de produits :

1. Les produits projetés ou flocages :

Peuvent être fibreux ou pâteux. Ils sont généralement composés de fibres minérales, de vermiculite, de laitier ou de plâtre accompagnés d'un liant.

Effectuée à l'aide d'un appareillage spécial, la projection a lieu en milieu humide. Plusieurs couches peuvent être nécessaires allongeant alors les temps de séchage. Les durées de stabilité au feu obtenues peuvent atteindre 6 heures. (Figure XI.3)

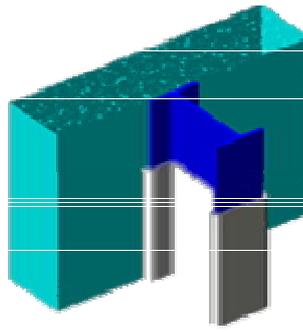


Figure XI.3 : Protection projeté

2. Les peintures intumescentes :

Se sont des produits dont la particularité réside dans la transformation à la chaleur. a froid, l'épaisseur du film varie de 0,5 à 4 mm d'épaisseur. Porté à une température entre 100°C et 200°C, le produit gonfle et se transforme en mousse, atteignant des épaisseurs de 30 à 40 mm, qui assure la protection de l'élément métallique.

Ces peintures sont mises en œuvre selon un mode traditionnel : pistolet ou brosse, mais nécessitent une grande rigueur dans leur phase d'application afin de s'assurer de l'homogénéité de la protection.

La conservation de l'esthétique de l'acier constitue le principal intérêt de ce type de protection qui peut atteindre des degrés de résistance de 1h voire pour certaines solutions 1h½ à 2h. (Figure XI.4)

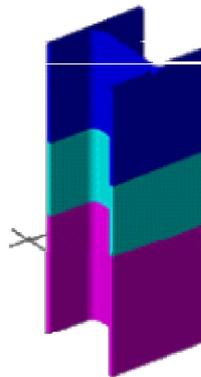


Figure XI.4 : Système intumescent

3. Les produits en plaques :

Se sont à base de plâtre, de vermiculite, de fibres minérales ou de composés silico-calcaires. Le principe consiste à former un caisson autour de l'élément métallique. Les modes de fixation sont mécaniques (vis, agrafes) ou par collage.

Les risques de passage de gaz chauds au droit des joints requièrent une attention particulière lors de l'exécution. (Figure XI.5).

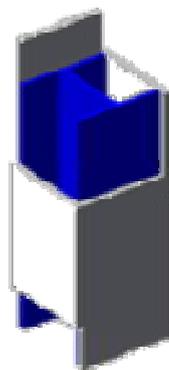


Figure XI.5 : Protection en plaque

b) Les systèmes irrigués :

Ce procédé est employé avec des profils creux remplis en permanence d'eau, amenée ou non à circuler selon les systèmes. Il repose sur le maintien contrôlé de la température.

Dans les cas de circulation d'eau, il y a échauffement au niveau du foyer d'incendie puis déplacement de l'eau chauffée et remplacement par de l'eau froide grâce à un principe de thermosiphon au sein du circuit. Sans circulation, chaque poteau est rempli d'eau et possède un dispositif autonome de régulation.

$$T_{\text{eau}} < 110^{\circ}\text{C} \rightarrow T_{\text{acier}} < 250^{\circ}\text{C}$$

Complexe à mettre en œuvre, ce type de procédé nécessite un entretien régulier.

c) Protection par matériel contre incendies :

Pour ce type de protection, il faut utiliser des extincteurs à anhydride carbonique liquéfié placés dans différents endroits accessibles de la structure et des systèmes sprinkler à déclenchement automatique liés à une alarme anti-incendie.

2.2.2- Protection contre la corrosion :

Les métaux sont en général peu stables à l'état naturel. Presque tous tendent à se combiner à d'autres éléments chimiques pour former des sulfures, des oxydes ou des carbonates.

La corrosion est la conséquence de cette évolution vers des sels métalliques.

Ainsi le fer métal tend à retourner sous forme d'oxyde de fer qui est un produit de corrosion, les processus de corrosion peuvent être des phénomènes : Chimique, Electrochimique ou Biochimique.

Chimique	par réaction entre le métal et une phase gazeuse ou liquide.
Électrochimique	par formation de pile électrique et oxydation de l'anode.
Biochimique	par attaque de bactéries.

La vitesse de corrosion dépend de l'agressivité de l'atmosphère et du comportement du film d'oxyde en surface. C'est par la progression du film d'oxyde ou la diminution d'épaisseur du métal que l'on mesure cette vitesse.

La rouille, produit de la corrosion de l'acier est essentiellement composée d'oxydes de fer et hydroxyde de fer qui se développent en présence de l'humidité et de l'oxygène contenus dans l'atmosphère.

Les couches d'oxydes sont généralement non adhérentes et l'oxydation se propage de façon continue. Les pièces perdent du poids selon une fonction du temps qui est presque linéaire.

Le produit de corrosion ne protège pas l'acier.

Pour des raisons de sécurité et d'économie il est nécessaire de protéger l'acier contre la corrosion.

Le tableau suivant présente quelques moyens de protection contre la corrosion en fonction des différents milieux agressifs :

Conditions d'emploi	Revêtement antirouille traditionnel	Produits sidérurgiques revêtus
Éléments incorporés en planchers et façades, protégés et en l'absence d'humidité	1 ou 2 couches de peinture primaire antirouille. 40 à 50 microns d'épaisseur	•Produits grenailés et peints 15-20 microns d'épaisseur
Éléments à l'intérieur de locaux sans humidité persistante	1 couche de peinture primaire antirouille, 1 couche de peinture de finition. 60 à 80 microns d'épaisseur	•Produits grenailés et peints 1 couche de peinture de finition. 60 microns d'épaisseur
Éléments situés à l'intérieur de locaux non chauffés ou dont l'humidité est notable	2 couches de peinture primaire antirouille. 1 couche de peinture intermédiaire, 1 couche de peinture de finition, 80 à 120 microns d'épaisseur	• Produits grenailés et peints 1 à 2 couches de peinture de finition 80 à 100 microns d'épaisseur ou produits galvanisés ou prélaqués
Éléments au contact d'une atmosphère extérieure agressive : climats humides, régions urbaines ou industrielles	2 couches de peinture primaire antirouille, 1 couche de peinture intermédiaire antirouille, 1 couche de peinture de finition, 120 à 200 microns d'épaisseur	• Produits grenailés et peints + 2 couches de peinture de finition 100-120 microns d'épaisseur • produits galvanisés ou prélaqués
Éléments au contact d'atmosphères marines	2 couches de peinture primaire antirouille ou 1 couche de zinc par galvanisation/métallisation 1 couche de peinture intermédiaire antirouille, 1 couche de peinture de finition, plus de 150 microns d'épaisseur	• Produits grenailés et peints + 2 couches de peinture à haute teneur en zinc • Galvanisation ou métallisation + peinture à haute teneur en zinc • produits prélaqués

Tableau XI.1 : Protection contre la corrosion

N.B :

Les zones endommagées sont reconditionnées après montage des éléments.

Le choix d'une technique de protection dépend de la nature et de l'état du support, de l'ambiance et du climat d'implantation.

Parmi les moyens de protection couramment appliqués, on distingue donc les revêtements de peinture et les revêtements métalliques plus oxydables que le fer (**zinc**) ou moins oxydables (**nickel**).

CONCLUSION

Arrivant à la fin de ce modeste travail, qui nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de formation d'ingénieur.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Notre construction (R+2), 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.

Ce travail s'arête pas a l'étude de la structure et le dimensionnement des éléments de cette dernier, mais il nous a ramenée aussi a faire une réhabilitation de RDC pour comporter les autres étages et proposée des solutions technique, et ainsi que une protection de la structure contre l'incendie pour maître les usagée dans une situation plus sécurisée.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans un domaine très vaste, il nous acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans la vie professionnelle.

➤ **Sites internet consultés:**

- www. Google .com
- www. Acier construction.com
- Page facebook ingénieur G.C.

➤ **Livres consultés**

- La méthode de cross et le calcul pratique des constructions hyperstatiques, P. Charon, 1958.
- Construction métallique et mixte acier- béton, série constructions métallique, éditions Eyrolles 1996, tomes II.
- Conception et calcul des structures métalliques, Jean Morel, 1998.
- le calcul pratique des structures métalliques, Centre nationale de recherche appliquée en genie parasismique, 2008.
- Mémoires d'étudiants , université 8 mai 54 de Guelma, 2010.

➤ **Cour**

- Résistance des matériaux M. nafa.
- Charpente métallique M. benouis.

➤ **Logiciel**

- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010..... Analyse la structure.
 - Autocad 2015 Dessin.
 - Word 2010 Traitement de texte et dessin les éléments.
 - Excel 2010.....Calcul
-

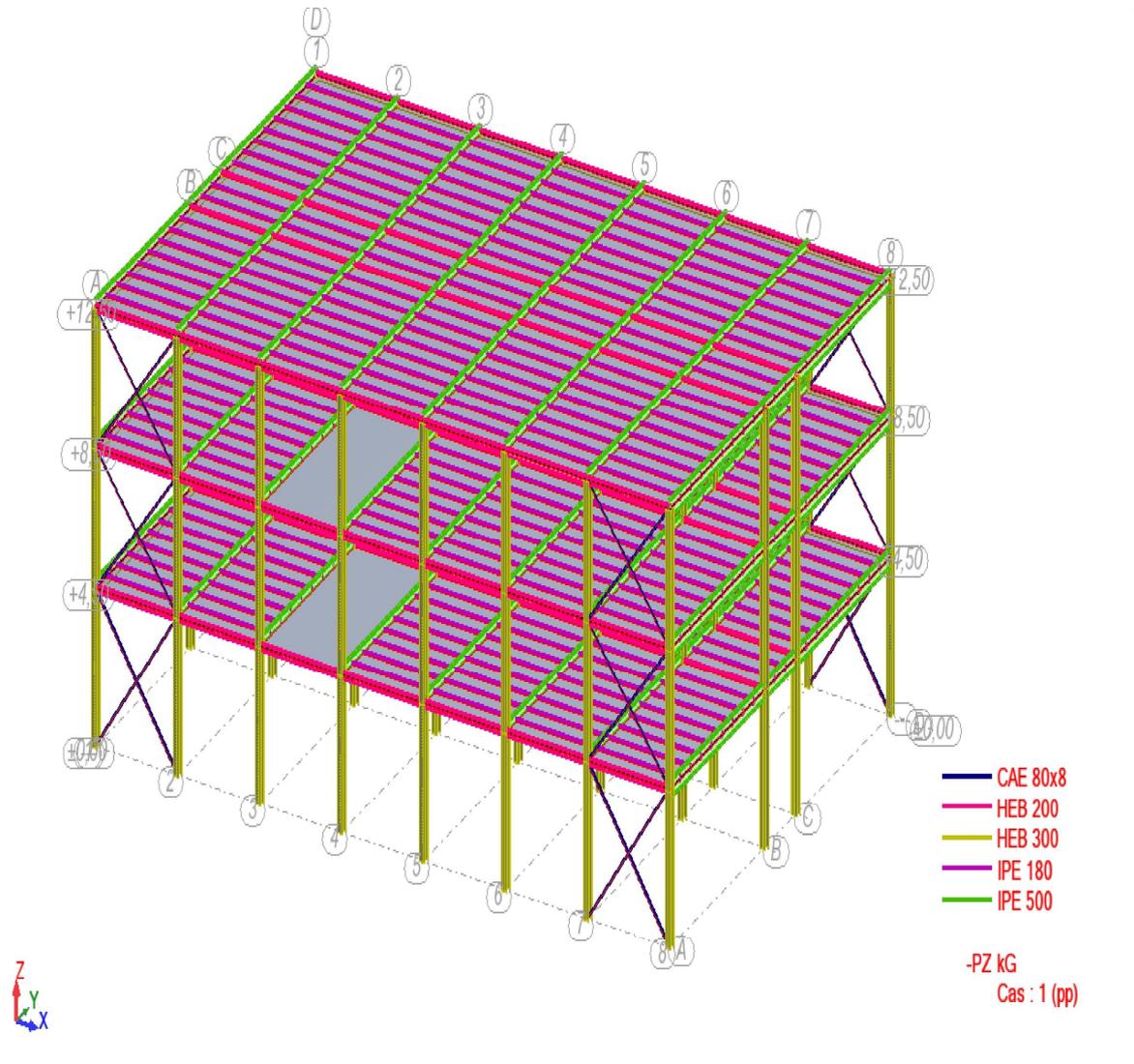
Annexe 01

Dessin

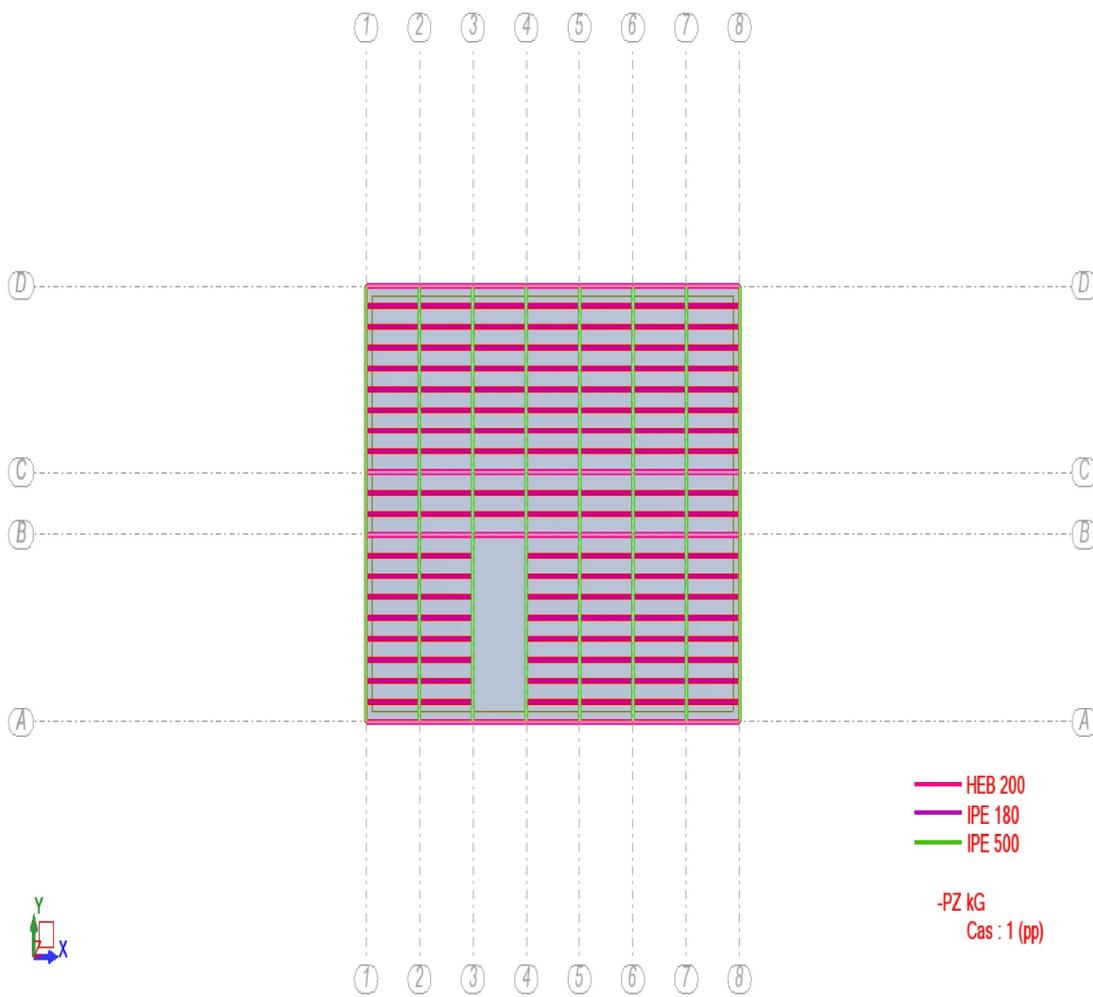
Projet: hall technologie

Auteur: Derghoum et Hambli

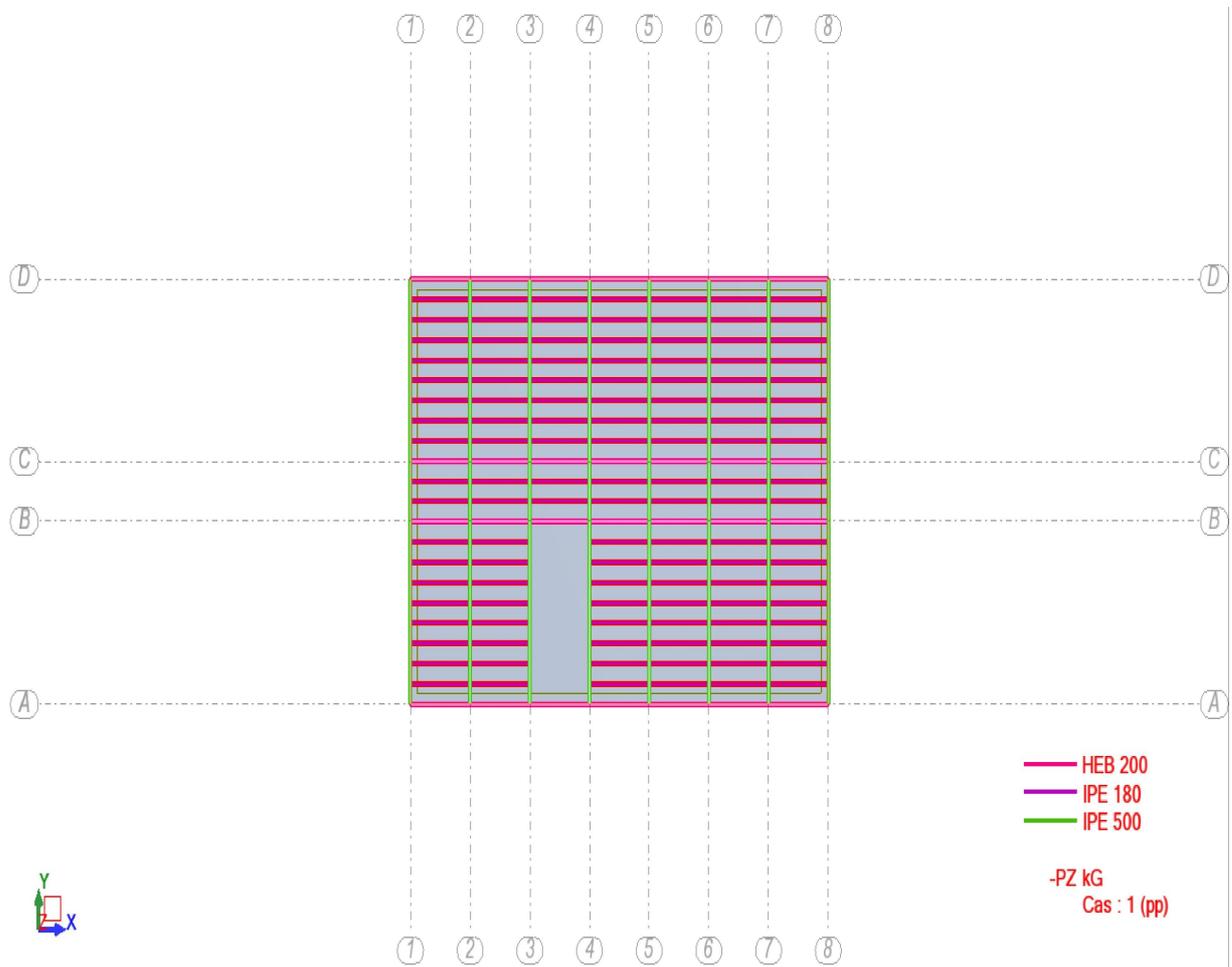
Vue 3D



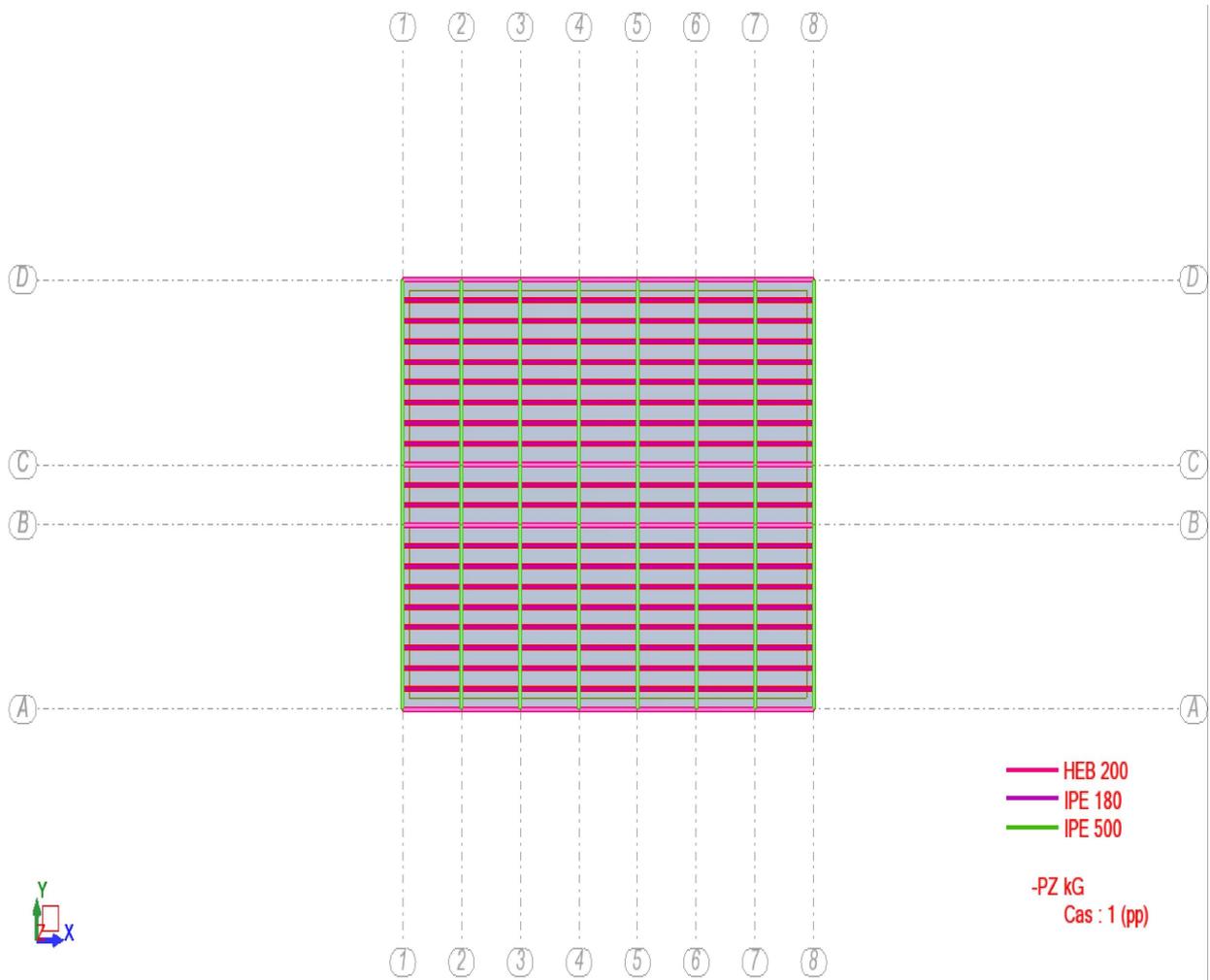
vue plancher RDC (+4.50m)



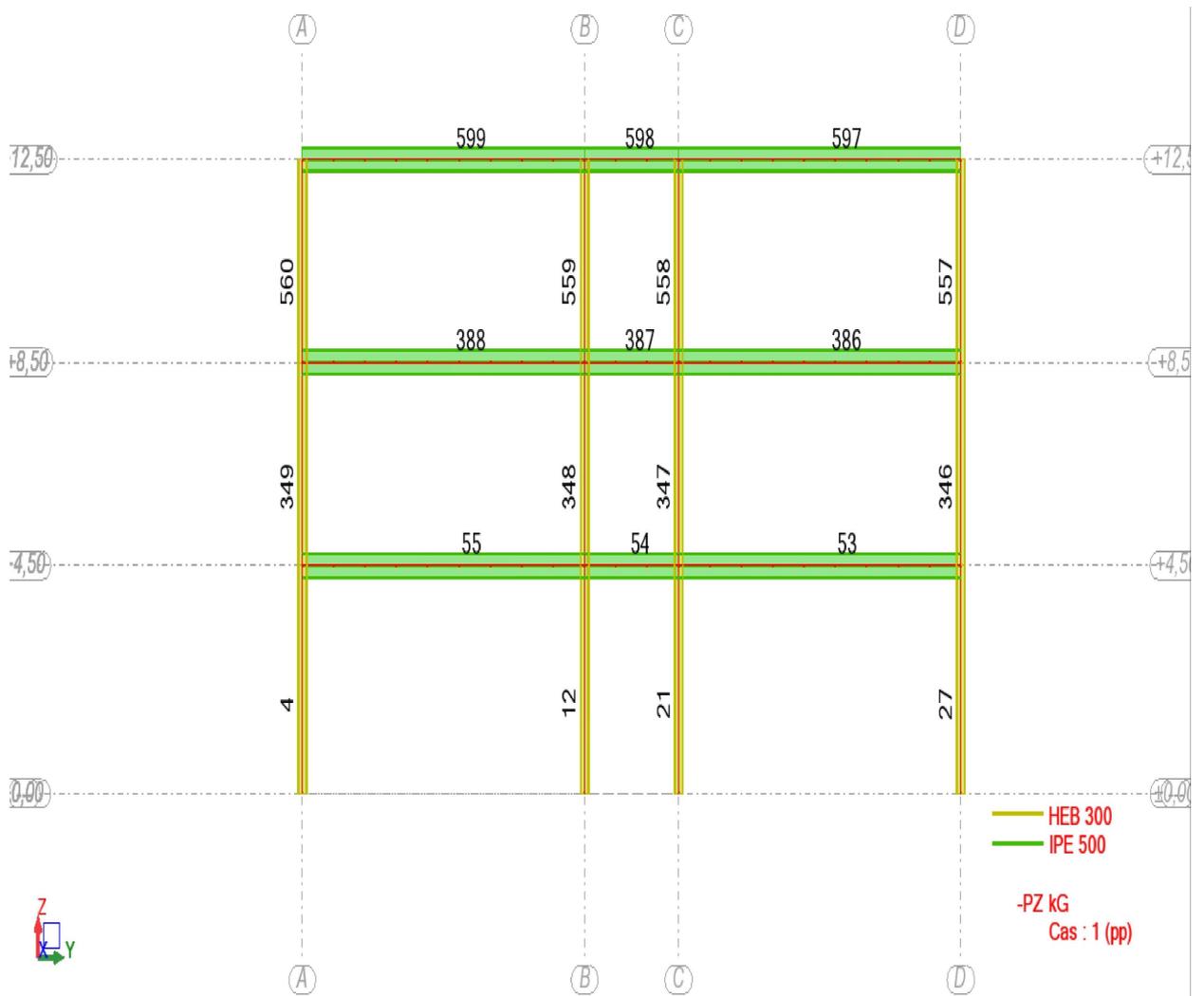
vue plancher étage 1 (+8.50m)



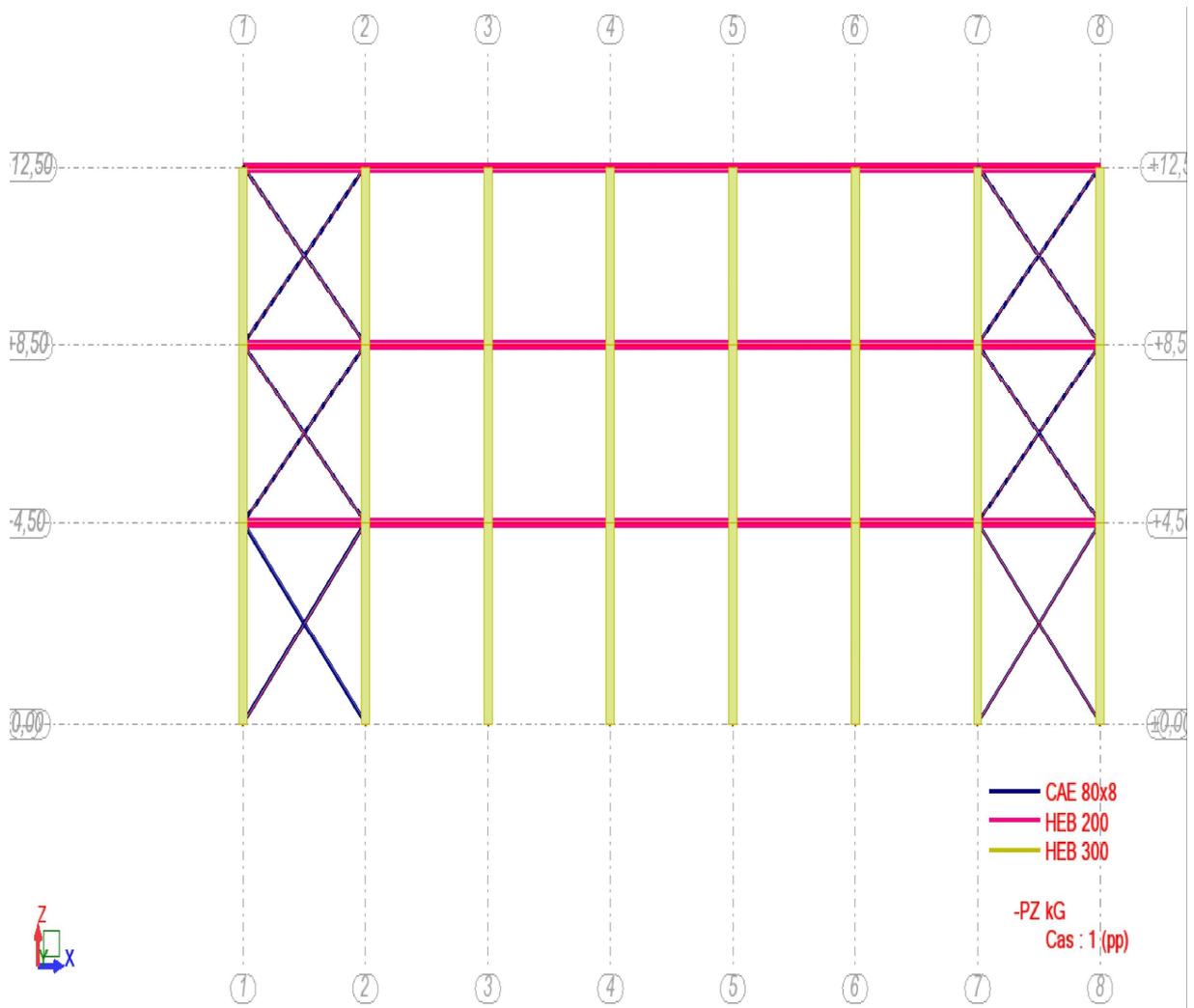
vue plancher terrass (+12.50m)



vue pourtique transversal



Vue palée longitudinal



Annexe 02

Effort dans les barres

Projet: hall technologie

Auteur: Derghoum et Hambli

Efforts - Cas: 2 (G): Valeurs: 1**- Cas: 2 (G)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 2	28025,07	-1359,16	2060,27
4/ 8/ 2	28025,07	-1359,16	-4055,93
12/ 23/ 2	37675,29	868,92	-1303,38
12/ 24/ 2	37675,29	868,92	2606,77
21/ 41/ 2	35739,16	-794,86	1190,80
21/ 42/ 2	35739,16	-794,86	-2386,06
27/ 53/ 2	26635,11	1223,90	-1855,91
27/ 54/ 2	26635,11	1223,90	3651,62
53/ 54/ 2	-959,30	6407,77	-8630,12
53/ 42/ 2	-958,86	-6746,65	-10158,06
54/ 42/ 2	-231,52	1532,78	-4415,27
54/ 24/ 2	-231,39	-1903,50	-4971,51
55/ 24/ 2	-1112,25	7532,78	-11390,07
55/ 8/ 2	-1111,96	-7134,88	-9606,90
346/ 54/ 2	19194,51	2183,65	-4978,49
346/ 367/ 2	19194,51	2183,65	3756,13
347/ 42/ 2	26021,95	-1521,08	3356,69
347/ 368/ 2	26021,95	-1521,08	-2727,62
348/ 24/ 2	26849,37	1750,75	-3811,57
348/ 369/ 2	26849,37	1750,75	3191,45
349/ 8/ 2	19898,60	-2469,64	5550,62
349/ 370/ 2	19898,60	-2469,64	-4327,94
386/ 367/ 2	-2212,23	6593,47	-10246,06
386/ 368/ 2	-2209,77	-6565,66	-10127,16
387/ 368/ 2	-864,78	1556,33	-2856,55
387/ 369/ 2	-864,14	-1877,44	-3338,53
388/ 369/ 2	-2075,24	7346,68	-11339,22
388/ 370/ 2	-2072,49	-7322,20	-11229,84
557/ 367/ 2	11566,50	4400,94	-6489,93
557/ 543/ 2	11566,50	4400,94	11113,85
558/ 368/ 2	16463,21	-2860,35	4542,96
558/ 544/ 2	16463,21	-2860,35	-6898,44
559/ 369/ 2	16242,10	2967,46	-4809,02
559/ 545/ 2	16242,10	2967,46	7060,82
560/ 370/ 2	11587,48	-4535,41	6901,56
560/ 546/ 2	11587,48	-4535,41	-11240,09
597/ 543/ 2	4408,40	10023,07	-11113,87
597/ 544/ 2	4410,96	-11265,99	-16698,50
598/ 544/ 2	1556,00	2870,75	-9800,08
598/ 545/ 2	1556,61	-2687,54	-9525,77
599/ 545/ 2	4529,58	11233,07	-16586,60
599/ 546/ 2	4531,96	-10046,54	-11240,03

Efforts - Cas: 3 (Q): Valeurs: 2**- Cas: 3 (Q)**

Barre/Noeud/Cas			FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/	7/	3	12892,33	-902,74	1375,62
4/	8/	3	12892,33	-902,74	-2686,72
12/	23/	3	17667,73	578,24	-867,04
12/	24/	3	17667,73	578,24	1735,04
21/	41/	3	16321,23	-526,65	788,56
21/	42/	3	16321,23	-526,65	-1581,35
27/	53/	3	11925,92	808,72	-1233,62
27/	54/	3	11925,92	808,72	2405,62
53/	54/	3	-987,91	4463,91	-6091,32
53/	42/	3	-987,57	-4684,57	-7085,61
54/	42/	3	-268,51	1066,10	-2960,21
54/	24/	3	-268,42	-1323,97	-3347,12
55/	24/	3	-1094,07	5231,42	-7942,60
55/	8/	3	-1093,89	-4969,63	-6770,61
346/	54/	3	6962,51	1797,16	-3685,70
346/	367/	3	6962,51	1797,16	3502,96
347/	42/	3	9570,15	-1244,90	2544,02
347/	368/	3	9570,15	-1244,90	-2435,56
348/	24/	3	10145,39	1404,58	-2860,30
348/	369/	3	10145,39	1404,58	2758,02
349/	8/	3	7451,89	-1996,03	4083,65
349/	370/	3	7451,89	-1996,03	-3900,48
386/	367/	3	510,88	4490,76	-6335,56
386/	368/	3	512,58	-4658,11	-7090,13
387/	368/	3	134,59	1082,93	-2716,73
387/	369/	3	135,03	-1306,13	-3051,77
388/	369/	3	606,27	5201,13	-7932,65
388/	370/	3	608,20	-4997,27	-7019,41
557/	367/	3	1971,41	1289,88	-2832,60
557/	543/	3	1971,41	1289,88	2326,94
558/	368/	3	2828,70	-862,93	1937,81
558/	544/	3	2828,70	-862,93	-1513,92
559/	369/	3	2674,98	937,36	-2122,71
559/	545/	3	2674,98	937,36	1626,74
560/	370/	3	1986,00	-1383,36	3118,70
560/	546/	3	1986,00	-1383,36	-2414,73
597/	543/	3	1294,40	1771,33	-2326,94
597/	544/	3	1296,14	-1889,64	-2857,38
598/	544/	3	436,98	540,02	-1343,49
598/	545/	3	437,40	-412,67	-1152,81
599/	545/	3	1378,58	1866,74	-2779,54
599/	546/	3	1380,28	-1787,65	-2414,67

Efforts - Cas: 4 (Nn): Valeurs: 3**- Cas: 4 (Nn)**

Barre/Noeud/Cas			FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/	7/	4	387,18	-2,82	3,80
4/	8/	4	387,18	-2,82	-8,89
12/	23/	4	559,56	1,68	-2,54
12/	24/	4	559,56	1,68	5,01
21/	41/	4	559,57	-1,68	2,55
21/	42/	4	559,57	-1,68	-5,02
27/	53/	4	387,18	2,82	-3,80
27/	54/	4	387,18	2,82	8,89
53/	54/	4	20,99	-0,46	5,59
53/	42/	4	20,98	-0,37	1,81
54/	42/	4	6,93	-0,01	-7,10
54/	24/	4	6,93	0,02	-7,09
55/	24/	4	20,97	0,35	1,84
55/	8/	4	20,98	0,47	5,60
346/	54/	4	387,66	-18,18	14,48
346/	367/	4	387,66	-18,18	-58,25
347/	42/	4	559,26	12,37	-13,94
347/	368/	4	559,26	12,37	35,55
348/	24/	4	559,26	-12,37	13,94
348/	369/	4	559,26	-12,37	-35,55
349/	8/	4	387,68	18,18	-14,49
349/	370/	4	387,68	18,18	58,25
386/	367/	4	-134,59	6,31	-52,38
386/	368/	4	-134,59	6,21	3,76
387/	368/	4	-48,45	-0,04	48,11
387/	369/	4	-48,45	0,04	48,11
388/	369/	4	-134,60	-6,21	3,75
388/	370/	4	-134,60	-6,32	-52,39
557/	367/	4	381,35	116,40	-110,63
557/	543/	4	381,35	116,40	354,98
558/	368/	4	565,59	-73,77	79,90
558/	544/	4	565,59	-73,77	-215,18
559/	369/	4	565,59	73,77	-79,91
559/	545/	4	565,59	73,77	215,18
560/	370/	4	381,35	-116,40	110,64
560/	546/	4	381,35	-116,40	-354,98
597/	543/	4	116,45	341,30	-354,98
597/	544/	4	116,45	-390,02	-573,97
598/	544/	4	42,68	95,58	-358,79
598/	545/	4	42,68	-95,58	-358,79
599/	545/	4	116,45	390,02	-573,98
599/	546/	4	116,45	-341,30	-354,98

Efforts - Cas: 8 (1.35G+1.42(Q+Nn)): Valeurs: 4**- Cas: 8 (1.35G+1.42(Q+Nn))**

Barre/Noeud/Cas			FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/	7/	8 (C)	56690,76	-3120,76	4740,15
4/	8/	8 (C)	56690,76	-3120,76	-9303,28
12/	23/	8 (C)	76744,40	1996,53	-2994,36
12/	24/	8 (C)	76744,40	1996,53	5990,01
21/	41/	8 (C)	72218,61	-1823,28	2730,94
21/	42/	8 (C)	72218,61	-1823,28	-5473,83
27/	53/	8 (C)	53442,00	2804,64	-4262,60
27/	54/	8 (C)	53442,00	2804,64	8358,29
53/	54/	8 (C)	-2668,09	14988,59	-20292,40
53/	42/	8 (C)	-2667,01	-15760,59	-23772,37
54/	42/	8 (C)	-684,00	3583,11	-10174,20
54/	24/	8 (C)	-683,71	-4449,73	-11474,53
55/	24/	8 (C)	-3025,34	17598,36	-26652,48
55/	8/	8 (C)	-3024,68	-16688,29	-22575,63
346/	54/	8 (C)	36349,83	5474,09	-11934,10
346/	367/	8 (C)	36349,83	5474,09	9962,25
347/	42/	8 (C)	49513,39	-3803,64	8124,24
347/	368/	8 (C)	49513,39	-3803,64	-7090,30
348/	24/	8 (C)	51447,26	4340,45	-9187,46
348/	369/	8 (C)	51447,26	4340,45	8174,36
349/	8/	8 (C)	37995,30	-6142,56	13271,56
349/	370/	8 (C)	37995,30	-6142,56	-11298,69
386/	367/	8 (C)	-2452,18	15287,03	-22903,04
386/	368/	8 (C)	-2446,43	-15469,34	-23734,31
387/	368/	8 (C)	-1045,13	3638,75	-7645,79
387/	369/	8 (C)	-1043,63	-4389,20	-8772,22
388/	369/	8 (C)	-2131,81	17294,80	-26566,98
388/	370/	8 (C)	-2125,35	-16990,08	-25202,24
557/	367/	8 (C)	18955,69	7938,20	-12940,78
557/	543/	8 (C)	18955,69	7938,20	18812,02
558/	368/	8 (C)	27045,23	-5191,59	8998,14
558/	544/	8 (C)	27045,23	-5191,59	-11768,21
559/	369/	8 (C)	26528,44	5441,88	-9619,90
559/	545/	8 (C)	26528,44	5441,88	12147,64
560/	370/	8 (C)	19004,74	-8252,47	13902,76
560/	546/	8 (C)	19004,74	-8252,47	-19107,10
597/	543/	8 (C)	7954,75	16531,07	-18812,05
597/	544/	8 (C)	7960,67	-18446,21	-27415,49
598/	544/	8 (C)	2781,71	4778,07	-15647,35
598/	545/	8 (C)	2783,12	-4349,89	-15006,26
599/	545/	8 (C)	8237,87	18369,24	-27153,90
599/	546/	8 (C)	8243,50	-16585,94	-19106,93

Efforts - Cas: 9 (G+Q+1.67Nn): Valeurs: 5**- Cas: 9 (G+Q+1.67Nn)**

Barre/Noeud/Cas			FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/	7/	9 (C)	41564,00	-2266,61	3442,25
4/	8/	9 (C)	41564,00	-2266,61	-6757,50
12/	23/	9 (C)	56277,49	1449,96	-2174,65
12/	24/	9 (C)	56277,49	1449,96	4350,17
21/	41/	9 (C)	52994,88	-1324,31	1983,61
21/	42/	9 (C)	52994,88	-1324,31	-3975,80
27/	53/	9 (C)	39207,62	2037,32	-3095,86
27/	54/	9 (C)	39207,62	2037,32	6072,08
53/	54/	9 (C)	-1912,16	10870,91	-14712,11
53/	42/	9 (C)	-1911,39	-11431,83	-17240,64
54/	42/	9 (C)	-488,46	2598,87	-7387,34
54/	24/	9 (C)	-488,25	-3227,43	-8330,48
55/	24/	9 (C)	-2171,30	12764,78	-19329,60
55/	8/	9 (C)	-2170,81	-12103,72	-16368,16
346/	54/	9 (C)	26804,41	3950,45	-8640,02
346/	367/	9 (C)	26804,41	3950,45	7161,80
347/	42/	9 (C)	36526,06	-2745,31	5877,43
347/	368/	9 (C)	36526,06	-2745,31	-5103,81
348/	24/	9 (C)	37928,73	3134,67	-6648,59
348/	369/	9 (C)	37928,73	3134,67	5890,10
349/	8/	9 (C)	27997,91	-4435,31	9610,08
349/	370/	9 (C)	27997,91	-4435,31	-8131,15
386/	367/	9 (C)	-1926,11	11094,77	-16669,08
386/	368/	9 (C)	-1921,95	-11213,40	-17211,01
387/	368/	9 (C)	-811,09	2639,19	-5492,94
387/	369/	9 (C)	-810,01	-3183,51	-6309,97
388/	369/	9 (C)	-1693,76	12537,44	-19265,61
388/	370/	9 (C)	-1689,07	-12330,03	-18336,74
557/	367/	9 (C)	14174,76	5885,22	-9507,28
557/	543/	9 (C)	14174,76	5885,22	14033,60
558/	368/	9 (C)	20236,45	-3846,48	6614,20
558/	544/	9 (C)	20236,45	-3846,48	-8771,70
559/	369/	9 (C)	19861,61	4028,02	-7065,18
559/	545/	9 (C)	19861,61	4028,02	9046,92
560/	370/	9 (C)	14210,34	-6113,16	10205,02
560/	546/	9 (C)	14210,34	-6113,16	-14247,63
597/	543/	9 (C)	5897,27	12364,36	-14033,62
597/	544/	9 (C)	5901,57	-13806,97	-20514,41
598/	544/	9 (C)	2064,25	3570,39	-11742,76
598/	545/	9 (C)	2065,27	-3259,82	-11277,76
599/	545/	9 (C)	6102,63	13751,14	-20324,68
599/	546/	9 (C)	6106,71	-12404,16	-14247,51

Efforts - Cas: 10 (08G+EX): Valeurs: 6**- Cas: 10 (08G+EX)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 10 (C) (CQC)	22443,78	-1063,82	1581,41
4/ 8/ 10 (C) (CQC)	22443,78	-1063,82	-3283,71
12/ 23/ 10 (C) (CQC)	30211,88	730,13	-1126,83
12/ 24/ 10 (C) (CQC)	30211,88	730,13	2012,09
21/ 41/ 10 (C) (CQC)	28680,01	-601,87	869,97
21/ 42/ 10 (C) (CQC)	28680,01	-601,87	-1979,27
27/ 53/ 10 (C) (CQC)	21373,86	1004,16	-1553,84
27/ 54/ 10 (C) (CQC)	21373,86	1004,16	2877,73
53/ 54/ 10 (C) (CQC)	-760,55	5143,48	-6972,07
53/ 42/ 10 (C) (CQC)	-764,75	-5387,52	-8170,16
54/ 42/ 10 (C) (CQC)	-183,54	1282,15	-3618,18
54/ 24/ 10 (C) (CQC)	-183,87	-1466,86	-4059,09
55/ 24/ 10 (C) (CQC)	-887,92	6044,04	-9167,90
55/ 8/ 10 (C) (CQC)	-881,69	-5701,25	-7741,03
346/ 54/ 10 (C) (CQC)	15400,86	1762,18	-4007,32
346/ 367/ 10 (C) (CQC)	15400,86	1762,18	2968,34
347/ 42/ 10 (C) (CQC)	20862,34	-1186,60	2626,00
347/ 368/ 10 (C) (CQC)	20862,34	-1186,60	-2243,80
348/ 24/ 10 (C) (CQC)	21511,50	1433,47	-3113,67
348/ 369/ 10 (C) (CQC)	21511,50	1433,47	2486,09
349/ 8/ 10 (C) (CQC)	15941,13	-1964,50	4423,60
349/ 370/ 10 (C) (CQC)	15941,13	-1964,50	-3490,45
386/ 367/ 10 (C) (CQC)	-1766,01	5293,02	-8249,14
386/ 368/ 10 (C) (CQC)	-1758,08	-5247,50	-8128,50
387/ 368/ 10 (C) (CQC)	-688,70	1284,01	-2345,93
387/ 369/ 10 (C) (CQC)	-689,02	-1463,19	-2726,73
388/ 369/ 10 (C) (CQC)	-1648,69	5891,68	-9114,48
388/ 370/ 10 (C) (CQC)	-1652,04	-5852,85	-9016,78

557/ 367/ 10 (C) (CQC)	9276,56	3531,72	-5207,83
557/ 543/ 10 (C) (CQC)	9276,56	3531,72	8863,08
558/ 368/ 10 (C) (CQC)	13180,82	-2274,16	3608,39
558/ 544/ 10 (C) (CQC)	13180,82	-2274,16	-5549,27
559/ 369/ 10 (C) (CQC)	13001,02	2391,35	-3879,19
559/ 545/ 10 (C) (CQC)	13001,02	2391,35	5611,11
560/ 370/ 10 (C) (CQC)	9285,59	-3622,97	5513,84
560/ 546/ 10 (C) (CQC)	9285,59	-3622,97	-9006,69
597/ 543/ 10 (C) (CQC)	3537,98	8032,65	-8919,09
597/ 544/ 10 (C) (CQC)	3537,90	-9009,23	-13369,95
598/ 544/ 10 (C) (CQC)	1251,53	2308,64	-7861,62
598/ 545/ 10 (C) (CQC)	1249,87	-2138,25	-7635,35
599/ 545/ 10 (C) (CQC)	3641,42	8994,23	-13293,14
599/ 546/ 10 (C) (CQC)	3634,33	-8030,58	-9006,63

Efforts - Cas: 11 (0.8G-EX): Valeurs: 7**- Cas: 11 (0.8G-EX)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 11 (C) (CQC)	22396,33	-1110,83	1715,03
4/ 8/ 11 (C) (CQC)	22396,33	-1110,83	-3205,79
12/ 23/ 11 (C) (CQC)	30068,60	660,15	-958,58
12/ 24/ 11 (C) (CQC)	30068,60	660,15	2158,74
21/ 41/ 11 (C) (CQC)	28502,64	-669,90	1035,30
21/ 42/ 11 (C) (CQC)	28502,64	-669,90	-1838,43
27/ 53/ 11 (C) (CQC)	21242,32	954,08	-1415,61
27/ 54/ 11 (C) (CQC)	21242,32	954,08	2964,87
53/ 54/ 11 (C) (CQC)	-774,34	5108,96	-6836,13
53/ 42/ 11 (C) (CQC)	-769,43	-5407,12	-8082,74
54/ 42/ 11 (C) (CQC)	-186,89	1170,30	-3446,25
54/ 24/ 11 (C) (CQC)	-186,36	-1578,74	-3895,34
55/ 24/ 11 (C) (CQC)	-891,69	6008,41	-9056,21
55/ 8/ 11 (C) (CQC)	-897,44	-5714,57	-7630,01
346/ 54/ 11 (C) (CQC)	15310,35	1731,66	-3958,27
346/ 367/ 11 (C) (CQC)	15310,35	1731,66	3041,46
347/ 42/ 11 (C) (CQC)	20772,79	-1247,12	2744,70
347/ 368/ 11 (C) (CQC)	20772,79	-1247,12	-2120,39
348/ 24/ 11 (C) (CQC)	21447,50	1367,74	-2984,85
348/ 369/ 11 (C) (CQC)	21447,50	1367,74	2620,22
349/ 8/ 11 (C) (CQC)	15896,63	-1986,93	4457,40
349/ 370/ 11 (C) (CQC)	15896,63	-1986,93	-3434,25
386/ 367/ 11 (C) (CQC)	-1773,55	5256,54	-8144,55
386/ 368/ 11 (C) (CQC)	-1777,54	-5257,56	-8074,96
387/ 368/ 11 (C) (CQC)	-694,95	1206,12	-2224,56
387/ 369/ 11 (C) (CQC)	-693,61	-1540,71	-2614,92
388/ 369/ 11 (C) (CQC)	-1671,70	5863,01	-9028,26
388/ 370/ 11 (C) (CQC)	-1663,95	-5862,68	-8950,97

557/ 367/ 11 (C) (CQC)	9229,84	3509,79	-5176,06
557/ 543/ 11 (C) (CQC)	9229,84	3509,79	8919,07
558/ 368/ 11 (C) (CQC)	13160,31	-2302,40	3660,34
558/ 544/ 11 (C) (CQC)	13160,31	-2302,40	-5488,23
559/ 369/ 11 (C) (CQC)	12986,34	2356,59	-3815,24
559/ 545/ 11 (C) (CQC)	12986,34	2356,59	5686,20
560/ 370/ 11 (C) (CQC)	9254,38	-3633,69	5528,66
560/ 546/ 11 (C) (CQC)	9254,38	-3633,69	-8977,46
597/ 543/ 11 (C) (CQC)	3515,47	8004,25	-8863,10
597/ 544/ 11 (C) (CQC)	3519,64	-9016,36	-13347,64
598/ 544/ 11 (C) (CQC)	1238,07	2284,56	-7818,51
598/ 545/ 11 (C) (CQC)	1240,70	-2161,82	-7605,88
599/ 545/ 11 (C) (CQC)	3605,91	8978,68	-13245,41
599/ 546/ 11 (C) (CQC)	3616,80	-8043,88	-8977,42

Efforts - Cas: 12 (0.8G-EY): Valeurs: 8**- Cas: 12 (0.8G-EY)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 12 (C) (CQC)	17939,40	-5043,73	12825,02
4/ 8/ 12 (C) (CQC)	17939,40	-5043,73	3382,28
12/ 23/ 12 (C) (CQC)	15060,65	-4966,83	12709,52
12/ 24/ 12 (C) (CQC)	15060,65	-4966,83	13812,05
21/ 41/ 12 (C) (CQC)	13513,13	-6298,13	14705,30
21/ 42/ 12 (C) (CQC)	13513,13	-6298,13	9818,58
27/ 53/ 12 (C) (CQC)	16834,09	-2976,73	9691,41
27/ 54/ 12 (C) (CQC)	16834,09	-2976,73	9546,50
53/ 54/ 12 (C) (CQC)	-2223,78	3083,30	3743,73
53/ 42/ 12 (C) (CQC)	-1062,09	-7531,23	271,28
54/ 42/ 12 (C) (CQC)	-326,17	-8460,59	10998,14
54/ 24/ 12 (C) (CQC)	-335,05	-11209,61	10554,16
55/ 24/ 12 (C) (CQC)	-1191,76	3892,96	-716,99
55/ 8/ 12 (C) (CQC)	-2353,15	-7754,60	2966,35
346/ 54/ 12 (C) (CQC)	12922,77	-640,42	40,15
346/ 367/ 12 (C) (CQC)	12922,77	-640,42	8531,34
347/ 42/ 12 (C) (CQC)	13293,68	-6883,38	13886,17
347/ 368/ 12 (C) (CQC)	13293,68	-6883,38	9283,18
348/ 24/ 12 (C) (CQC)	13954,35	-4265,60	8150,70
348/ 369/ 12 (C) (CQC)	13954,35	-4265,60	14018,00
349/ 8/ 12 (C) (CQC)	13483,96	-4363,87	8465,67
349/ 370/ 12 (C) (CQC)	13483,96	-4363,87	2065,13
386/ 367/ 12 (C) (CQC)	-2288,66	3687,38	-227,05
386/ 368/ 12 (C) (CQC)	-3452,85	-6875,68	-1426,93
387/ 368/ 12 (C) (CQC)	-957,97	-6225,54	8920,85
387/ 369/ 12 (C) (CQC)	-974,32	-8972,57	8535,19
388/ 369/ 12 (C) (CQC)	-3331,38	4253,73	-2397,01
388/ 370/ 12 (C) (CQC)	-2191,18	-7447,34	-1011,37

557/ 367/ 12 (C) (CQC)	8406,60	1856,97	-2748,09
557/ 543/ 12 (C) (CQC)	8406,60	1856,97	13102,40
558/ 368/ 12 (C) (CQC)	11495,85	-5729,26	10050,33
558/ 544/ 12 (C) (CQC)	11495,85	-5729,26	1829,22
559/ 369/ 12 (C) (CQC)	11317,47	-1066,88	2568,66
559/ 545/ 12 (C) (CQC)	11317,47	-1066,88	12996,16
560/ 370/ 12 (C) (CQC)	8423,12	-5292,95	7966,77
560/ 546/ 12 (C) (CQC)	8423,12	-5292,95	-4779,05
597/ 543/ 12 (C) (CQC)	2162,44	7172,19	-4679,88
597/ 544/ 12 (C) (CQC)	1012,35	-9862,22	-9789,09
598/ 544/ 12 (C) (CQC)	761,50	-222,96	-4061,85
598/ 545/ 12 (C) (CQC)	760,90	-4669,60	-3841,52
599/ 545/ 12 (C) (CQC)	1108,46	8137,90	-9700,91
599/ 546/ 12 (C) (CQC)	2260,08	-8884,53	-4779,11

Efforts - Cas: 13 (0.8G+EY): Valeurs: 9**- Cas: 13 (0.8G+EY)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 13 (C) (CQC)	26900,71	2869,08	-9528,58
4/ 8/ 13 (C) (CQC)	26900,71	2869,08	-9871,78
12/ 23/ 13 (C) (CQC)	45219,82	6357,11	-14794,93
12/ 24/ 13 (C) (CQC)	45219,82	6357,11	-9641,22
21/ 41/ 13 (C) (CQC)	43669,53	5026,36	-12800,03
21/ 42/ 13 (C) (CQC)	43669,53	5026,36	-13636,28
27/ 53/ 13 (C) (CQC)	25782,10	4934,97	-12660,86
27/ 54/ 13 (C) (CQC)	25782,10	4934,97	-3703,90
53/ 54/ 13 (C) (CQC)	688,89	7169,13	-17551,92
53/ 42/ 13 (C) (CQC)	-472,09	-3263,41	-16524,18
54/ 42/ 13 (C) (CQC)	-44,26	10913,05	-18062,58
54/ 24/ 13 (C) (CQC)	-35,18	8164,01	-18508,58
55/ 24/ 13 (C) (CQC)	-587,84	8159,48	-17507,12
55/ 8/ 13 (C) (CQC)	574,02	-3661,21	-18337,39
346/ 54/ 13 (C) (CQC)	17788,44	4134,26	-8005,74
346/ 367/ 13 (C) (CQC)	17788,44	4134,26	-2521,54
347/ 42/ 13 (C) (CQC)	28341,44	4449,66	-8515,47
347/ 368/ 13 (C) (CQC)	28341,44	4449,66	-13647,37
348/ 24/ 13 (C) (CQC)	29004,65	7066,81	-14249,22
348/ 369/ 13 (C) (CQC)	29004,65	7066,81	-8911,69
349/ 8/ 13 (C) (CQC)	18353,81	412,44	415,33
349/ 370/ 13 (C) (CQC)	18353,81	412,44	-8989,84
386/ 367/ 13 (C) (CQC)	-1250,90	6862,18	-16166,65
386/ 368/ 13 (C) (CQC)	-82,78	-3629,38	-14776,53
387/ 368/ 13 (C) (CQC)	-425,68	8715,67	-13491,34
387/ 369/ 13 (C) (CQC)	-408,30	5968,67	-13876,84
388/ 369/ 13 (C) (CQC)	10,99	7500,96	-15745,74
388/ 370/ 13 (C) (CQC)	-1124,81	-4268,19	-16956,38

557/ 367/ 13 (C) (CQC)	10099,79	5184,54	-7635,80
557/ 543/ 13 (C) (CQC)	10099,79	5184,54	4679,75
558/ 368/ 13 (C) (CQC)	14845,29	1152,70	-2781,60
558/ 544/ 13 (C) (CQC)	14845,29	1152,70	-12866,72
559/ 369/ 13 (C) (CQC)	14669,89	5814,81	-10263,09
559/ 545/ 13 (C) (CQC)	14669,89	5814,81	-1698,85
560/ 370/ 13 (C) (CQC)	10116,86	-1963,71	3075,73
560/ 546/ 13 (C) (CQC)	10116,86	-1963,71	-13205,09
597/ 543/ 13 (C) (CQC)	4891,01	8864,72	-13102,32
597/ 544/ 13 (C) (CQC)	6045,19	-8163,37	-16928,50
598/ 544/ 13 (C) (CQC)	1728,10	4816,16	-11618,28
598/ 545/ 13 (C) (CQC)	1729,66	369,53	-11399,71
599/ 545/ 13 (C) (CQC)	6138,86	9835,01	-16837,64
599/ 546/ 13 (C) (CQC)	4991,06	-7189,93	-13204,94

Efforts - Cas: 14 (G+Q+1.2EX): Valeurs: 10**- Cas: 14 (G+Q+1.2EX)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 14 (C) (CQC)	40945,88	-2233,69	3355,72
4/ 8/ 14 (C) (CQC)	40945,88	-2233,69	-6789,41
12/ 23/ 14 (C) (CQC)	55428,99	1489,15	-2271,36
12/ 24/ 14 (C) (CQC)	55428,99	1489,15	4253,82
21/ 41/ 14 (C) (CQC)	52166,82	-1280,68	1880,16
21/ 42/ 14 (C) (CQC)	52166,82	-1280,68	-4051,91
27/ 53/ 14 (C) (CQC)	38639,95	2062,66	-3172,47
27/ 54/ 14 (C) (CQC)	38639,95	2062,66	6004,96
53/ 54/ 14 (C) (CQC)	-1938,94	10892,39	-14803,01
53/ 42/ 14 (C) (CQC)	-1943,62	-11419,46	-17296,12
54/ 42/ 14 (C) (CQC)	-498,02	2666,00	-7478,64
54/ 24/ 14 (C) (CQC)	-498,32	-3160,33	-8416,88
55/ 24/ 14 (C) (CQC)	-2204,06	12785,58	-19399,68
55/ 8/ 14 (C) (CQC)	-2196,40	-12096,52	-16444,13
346/ 54/ 14 (C) (CQC)	26211,33	3999,13	-8693,62
346/ 367/ 14 (C) (CQC)	26211,33	3999,13	7215,21
347/ 42/ 14 (C) (CQC)	35645,83	-2729,66	5829,49
347/ 368/ 14 (C) (CQC)	35645,83	-2729,66	-5237,23
348/ 24/ 14 (C) (CQC)	37033,16	3194,78	-6749,16
348/ 369/ 14 (C) (CQC)	37033,16	3194,78	5868,98
349/ 8/ 14 (C) (CQC)	27377,19	-4452,22	9614,00
349/ 370/ 14 (C) (CQC)	27377,19	-4452,22	-8262,14
386/ 367/ 14 (C) (CQC)	-1696,82	11106,13	-16644,37
386/ 368/ 14 (C) (CQC)	-1685,51	-11217,74	-17249,41
387/ 368/ 14 (C) (CQC)	-726,44	2686,00	-5646,11
387/ 369/ 14 (C) (CQC)	-726,35	-3137,06	-6457,39
388/ 369/ 14 (C) (CQC)	-1455,17	12565,01	-19323,60
388/ 370/ 14 (C) (CQC)	-1457,14	-12313,58	-18288,74

557/ 367/ 14 (C) (CQC)	13565,94	5703,98	-9341,58
557/ 543/ 14 (C) (CQC)	13565,94	5703,98	13407,20
558/ 368/ 14 (C) (CQC)	19304,21	-3706,33	6449,60
558/ 544/ 14 (C) (CQC)	19304,21	-3706,33	-8448,98
559/ 369/ 14 (C) (CQC)	18925,88	3925,68	-6970,10
559/ 545/ 14 (C) (CQC)	18925,88	3925,68	8642,50
560/ 370/ 14 (C) (CQC)	13592,21	-5912,34	10011,37
560/ 546/ 14 (C) (CQC)	13592,21	-5912,34	-13672,35
597/ 543/ 14 (C) (CQC)	5716,32	11811,44	-13474,40
597/ 544/ 14 (C) (CQC)	5718,05	-13151,36	-19569,26
598/ 544/ 14 (C) (CQC)	2001,06	3425,22	-11169,44
598/ 545/ 14 (C) (CQC)	1999,50	-3086,07	-10696,26
599/ 545/ 14 (C) (CQC)	5929,46	13109,14	-19394,78
599/ 546/ 14 (C) (CQC)	5922,76	-11826,21	-13672,22

Efforts - Cas: 15 (G+Q-1.2EX): Valeurs: 11**- Cas: 15 (G+Q-1.2EX)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 15 (C) (CQC)	40888,93	-2290,11	3516,07
4/ 8/ 15 (C) (CQC)	40888,93	-2290,11	-6695,91
12/ 23/ 15 (C) (CQC)	55257,06	1405,18	-2069,47
12/ 24/ 15 (C) (CQC)	55257,06	1405,18	4429,80
21/ 41/ 15 (C) (CQC)	51953,97	-1362,32	2078,55
21/ 42/ 15 (C) (CQC)	51953,97	-1362,32	-3882,91
27/ 53/ 15 (C) (CQC)	38482,11	2002,57	-3006,58
27/ 54/ 15 (C) (CQC)	38482,11	2002,57	6109,52
53/ 54/ 15 (C) (CQC)	-1955,49	10850,97	-14639,88
53/ 42/ 15 (C) (CQC)	-1949,24	-11442,98	-17191,22
54/ 42/ 15 (C) (CQC)	-502,04	2531,78	-7272,32
54/ 24/ 15 (C) (CQC)	-501,31	-3294,59	-8220,38
55/ 24/ 15 (C) (CQC)	-2208,59	12742,82	-19265,66
55/ 8/ 15 (C) (CQC)	-2215,29	-12112,50	-16310,90
346/ 54/ 15 (C) (CQC)	26102,71	3962,51	-8634,77
346/ 367/ 15 (C) (CQC)	26102,71	3962,51	7302,95
347/ 42/ 15 (C) (CQC)	35538,37	-2802,29	5971,93
347/ 368/ 15 (C) (CQC)	35538,37	-2802,29	-5089,13
348/ 24/ 15 (C) (CQC)	36956,37	3115,89	-6594,58
348/ 369/ 15 (C) (CQC)	36956,37	3115,89	6029,95
349/ 8/ 15 (C) (CQC)	27323,79	-4479,13	9654,56
349/ 370/ 15 (C) (CQC)	27323,79	-4479,13	-8194,70
386/ 367/ 15 (C) (CQC)	-1705,87	11062,35	-16518,86
386/ 368/ 15 (C) (CQC)	-1708,86	-11229,80	-17185,17
387/ 368/ 15 (C) (CQC)	-733,94	2592,52	-5500,46
387/ 369/ 15 (C) (CQC)	-731,86	-3230,08	-6323,22
388/ 369/ 15 (C) (CQC)	-1482,78	12530,60	-19220,13
388/ 370/ 15 (C) (CQC)	-1471,44	-12325,37	-18209,76

557/ 367/ 15 (C) (CQC)	13509,87	5677,67	-9303,46
557/ 543/ 15 (C) (CQC)	13509,87	5677,67	13474,38
558/ 368/ 15 (C) (CQC)	19279,61	-3740,23	6511,94
558/ 544/ 15 (C) (CQC)	19279,61	-3740,23	-8375,73
559/ 369/ 15 (C) (CQC)	18908,27	3883,97	-6893,36
559/ 545/ 15 (C) (CQC)	18908,27	3883,97	8732,61
560/ 370/ 15 (C) (CQC)	13554,75	-5925,20	10029,15
560/ 546/ 15 (C) (CQC)	13554,75	-5925,20	-13637,28
597/ 543/ 15 (C) (CQC)	5689,30	11777,35	-13407,22
597/ 544/ 15 (C) (CQC)	5696,15	-13159,91	-19542,49
598/ 544/ 15 (C) (CQC)	1984,90	3396,33	-11117,71
598/ 545/ 15 (C) (CQC)	1988,51	-3114,35	-10660,90
599/ 545/ 15 (C) (CQC)	5886,85	13090,48	-19337,50
599/ 546/ 15 (C) (CQC)	5901,72	-11842,17	-13637,17

Efforts - Cas: 16 (G+Q+1.2EY): Valeurs: 12**- Cas: 16 (G+Q+1.2EY)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 16 (C) (CQC)	46294,19	2485,79	-9976,26
4/ 8/ 16 (C) (CQC)	46294,19	2485,79	-14695,10
12/ 23/ 16 (C) (CQC)	73438,53	8241,52	-18673,09
12/ 24/ 16 (C) (CQC)	73438,53	8241,52	-9730,15
21/ 41/ 16 (C) (CQC)	70154,24	5473,19	-14523,84
21/ 42/ 16 (C) (CQC)	70154,24	5473,19	-18040,33
27/ 53/ 16 (C) (CQC)	43929,84	6779,64	-16500,88
27/ 54/ 16 (C) (CQC)	43929,84	6779,64	-1893,00
53/ 54/ 16 (C) (CQC)	-199,61	13323,19	-27498,84
53/ 42/ 16 (C) (CQC)	-1592,43	-8870,54	-27320,95
54/ 42/ 16 (C) (CQC)	-330,89	14223,07	-24811,91
54/ 24/ 16 (C) (CQC)	-319,90	8396,71	-25756,28
55/ 24/ 16 (C) (CQC)	-1843,98	15324,11	-29406,75
55/ 8/ 16 (C) (CQC)	-449,54	-9648,48	-29159,76
346/ 54/ 16 (C) (CQC)	29076,41	6845,63	-13491,74
346/ 367/ 16 (C) (CQC)	29076,41	6845,63	627,36
347/ 42/ 16 (C) (CQC)	44620,76	4033,85	-7540,28
347/ 368/ 16 (C) (CQC)	44620,76	4033,85	-18921,51
348/ 24/ 16 (C) (CQC)	46024,94	9954,78	-20111,83
348/ 369/ 16 (C) (CQC)	46024,94	9954,78	-7808,35
349/ 8/ 16 (C) (CQC)	30272,40	-1599,89	4804,08
349/ 370/ 16 (C) (CQC)	30272,40	-1599,89	-14861,41
386/ 367/ 16 (C) (CQC)	-1078,69	12989,12	-26145,38
386/ 368/ 16 (C) (CQC)	324,86	-9275,99	-25227,05
387/ 368/ 16 (C) (CQC)	-410,82	11603,99	-19020,60
387/ 369/ 16 (C) (CQC)	-389,49	5781,17	-19837,52
388/ 369/ 16 (C) (CQC)	536,44	14496,14	-27281,10
388/ 370/ 16 (C) (CQC)	-824,47	-10411,98	-27816,26

557/ 367/ 16 (C) (CQC)	14553,82	7687,37	-12255,15
557/ 543/ 16 (C) (CQC)	14553,82	7687,37	8387,20
558/ 368/ 16 (C) (CQC)	21301,57	405,90	-1218,39
558/ 544/ 16 (C) (CQC)	21301,57	405,90	-17229,92
559/ 369/ 16 (C) (CQC)	20928,53	8033,84	-14630,78
559/ 545/ 16 (C) (CQC)	20928,53	8033,84	-129,45
560/ 370/ 16 (C) (CQC)	14589,73	-3921,22	7085,63
560/ 546/ 16 (C) (CQC)	14589,73	-3921,22	-18710,44
597/ 543/ 16 (C) (CQC)	7339,95	12809,92	-18494,27
597/ 544/ 16 (C) (CQC)	8726,80	-12136,33	-23839,52
598/ 544/ 16 (C) (CQC)	2572,94	6434,25	-15677,43
598/ 545/ 16 (C) (CQC)	2575,26	-76,73	-15213,49
599/ 545/ 16 (C) (CQC)	8926,39	14118,07	-23648,18
599/ 546/ 16 (C) (CQC)	7550,83	-10817,43	-18710,19

Efforts - Cas: 17 (G+Q-1.2EY): Valeurs: 13**- Cas: 17 (G+Q-1.2EY)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 17 (C) (CQC)	35540,62	-7009,59	16848,05
4/ 8/ 17 (C) (CQC)	35540,62	-7009,59	1209,78
12/ 23/ 17 (C) (CQC)	37247,52	-5347,20	14332,25
12/ 24/ 17 (C) (CQC)	37247,52	-5347,20	18413,77
21/ 41/ 17 (C) (CQC)	33966,55	-8116,19	18482,55
21/ 42/ 17 (C) (CQC)	33966,55	-8116,19	10105,51
27/ 53/ 17 (C) (CQC)	33192,23	-2714,41	10321,83
27/ 54/ 17 (C) (CQC)	33192,23	-2714,41	14007,48
53/ 54/ 17 (C) (CQC)	-3694,82	8420,18	-1944,05
53/ 42/ 17 (C) (CQC)	-2300,43	-13991,91	-7166,39
54/ 42/ 17 (C) (CQC)	-669,18	-9025,29	10060,95
54/ 24/ 17 (C) (CQC)	-679,73	-14851,63	9119,01
55/ 24/ 17 (C) (CQC)	-2568,68	10204,28	-9258,59
55/ 8/ 17 (C) (CQC)	-3962,15	-14560,54	-3595,27
346/ 54/ 17 (C) (CQC)	23237,62	1116,01	-3836,66
346/ 367/ 17 (C) (CQC)	23237,62	1116,01	13890,81
347/ 42/ 17 (C) (CQC)	26563,45	-9565,80	19341,69
347/ 368/ 17 (C) (CQC)	26563,45	-9565,80	8595,15
348/ 24/ 17 (C) (CQC)	27964,59	-3644,11	6768,08
348/ 369/ 17 (C) (CQC)	27964,59	-3644,11	19707,28
349/ 8/ 17 (C) (CQC)	24428,58	-7331,46	14464,48
349/ 370/ 17 (C) (CQC)	24428,58	-7331,46	-1595,44
386/ 367/ 17 (C) (CQC)	-2324,00	9179,35	-7017,85
386/ 368/ 17 (C) (CQC)	-3719,23	-13171,55	-9207,53
387/ 368/ 17 (C) (CQC)	-1049,56	-6325,47	7874,02
387/ 369/ 17 (C) (CQC)	-1068,72	-12148,32	7056,92
388/ 369/ 17 (C) (CQC)	-3474,39	10599,47	-11262,63
388/ 370/ 17 (C) (CQC)	-2104,11	-14226,97	-8682,25

557/ 367/ 17 (C) (CQC)	12521,99	3694,29	-6389,90
557/ 543/ 17 (C) (CQC)	12521,99	3694,29	18494,38
558/ 368/ 17 (C) (CQC)	17282,25	-7852,46	14179,92
558/ 544/ 17 (C) (CQC)	17282,25	-7852,46	405,21
559/ 369/ 17 (C) (CQC)	16905,62	-224,19	767,32
559/ 545/ 17 (C) (CQC)	16905,62	-224,19	17504,57
560/ 370/ 17 (C) (CQC)	12557,24	-7916,31	12954,88
560/ 546/ 17 (C) (CQC)	12557,24	-7916,31	-8599,19
597/ 543/ 17 (C) (CQC)	4065,67	10778,88	-8387,35
597/ 544/ 17 (C) (CQC)	2687,40	-14174,95	-15272,23
598/ 544/ 17 (C) (CQC)	1413,02	387,30	-6609,72
598/ 545/ 17 (C) (CQC)	1412,75	-6123,69	-6143,67
599/ 545/ 17 (C) (CQC)	2889,92	12081,54	-15084,10
599/ 546/ 17 (C) (CQC)	4273,65	-12850,95	-8599,20

Efforts - Cas: 18 (G+Q+EX): Valeurs: 14**- Cas: 18 (G+Q+EX)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 18 (C) (CQC)	40941,13	-2238,40	3369,08
4/ 8/ 18 (C) (CQC)	40941,13	-2238,40	-6781,62
12/ 23/ 18 (C) (CQC)	55414,66	1482,15	-2254,54
12/ 24/ 18 (C) (CQC)	55414,66	1482,15	4268,48
21/ 41/ 18 (C) (CQC)	52149,08	-1287,49	1896,69
21/ 42/ 18 (C) (CQC)	52149,08	-1287,49	-4037,83
27/ 53/ 18 (C) (CQC)	38626,80	2057,65	-3158,64
27/ 54/ 18 (C) (CQC)	38626,80	2057,65	6013,68
53/ 54/ 18 (C) (CQC)	-1940,31	10888,94	-14789,41
53/ 42/ 18 (C) (CQC)	-1944,09	-11421,42	-17287,37
54/ 42/ 18 (C) (CQC)	-498,35	2654,81	-7461,45
54/ 24/ 18 (C) (CQC)	-498,57	-3171,52	-8400,51
55/ 24/ 18 (C) (CQC)	-2204,44	12782,01	-19388,51
55/ 8/ 18 (C) (CQC)	-2197,97	-12097,85	-16433,02
346/ 54/ 18 (C) (CQC)	26202,27	3996,08	-8688,72
346/ 367/ 18 (C) (CQC)	26202,27	3996,08	7222,53
347/ 42/ 18 (C) (CQC)	35636,88	-2735,71	5841,36
347/ 368/ 18 (C) (CQC)	35636,88	-2735,71	-5224,89
348/ 24/ 18 (C) (CQC)	37026,76	3188,20	-6736,28
348/ 369/ 18 (C) (CQC)	37026,76	3188,20	5882,40
349/ 8/ 18 (C) (CQC)	27372,74	-4454,46	9617,38
349/ 370/ 18 (C) (CQC)	27372,74	-4454,46	-8256,52
386/ 367/ 18 (C) (CQC)	-1697,58	11102,48	-16633,91
386/ 368/ 18 (C) (CQC)	-1687,45	-11218,74	-17244,06
387/ 368/ 18 (C) (CQC)	-727,06	2678,21	-5633,98
387/ 369/ 18 (C) (CQC)	-726,81	-3144,81	-6446,21
388/ 369/ 18 (C) (CQC)	-1457,47	12562,14	-19314,97
388/ 370/ 18 (C) (CQC)	-1458,33	-12314,56	-18282,16

557/ 367/ 18 (C) (CQC)	13561,27	5701,79	-9338,41
557/ 543/ 18 (C) (CQC)	13561,27	5701,79	13412,80
558/ 368/ 18 (C) (CQC)	19302,16	-3709,16	6454,79
558/ 544/ 18 (C) (CQC)	19302,16	-3709,16	-8442,87
559/ 369/ 18 (C) (CQC)	18924,42	3922,20	-6963,71
559/ 545/ 18 (C) (CQC)	18924,42	3922,20	8650,01
560/ 370/ 18 (C) (CQC)	13589,09	-5913,41	10012,85
560/ 546/ 18 (C) (CQC)	13589,09	-5913,41	-13669,43
597/ 543/ 18 (C) (CQC)	5714,06	11808,60	-13468,80
597/ 544/ 18 (C) (CQC)	5716,23	-13152,07	-19567,03
598/ 544/ 18 (C) (CQC)	1999,71	3422,81	-11165,13
598/ 545/ 18 (C) (CQC)	1998,58	-3088,42	-10693,31
599/ 545/ 18 (C) (CQC)	5925,91	13107,58	-19390,00
599/ 546/ 18 (C) (CQC)	5921,01	-11827,54	-13669,30

Efforts - Cas: 19 (G+Q-EX): Valeurs: 15**- Cas: 19 (G+Q-EX)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 19 (C) (CQC)	40893,68	-2285,40	3502,71
4/ 8/ 19 (C) (CQC)	40893,68	-2285,40	-6703,70
12/ 23/ 19 (C) (CQC)	55271,38	1412,17	-2086,30
12/ 24/ 19 (C) (CQC)	55271,38	1412,17	4415,14
21/ 41/ 19 (C) (CQC)	51971,71	-1355,52	2062,01
21/ 42/ 19 (C) (CQC)	51971,71	-1355,52	-3896,99
27/ 53/ 19 (C) (CQC)	38495,26	2007,58	-3020,40
27/ 54/ 19 (C) (CQC)	38495,26	2007,58	6100,81
53/ 54/ 19 (C) (CQC)	-1954,11	10854,42	-14653,48
53/ 42/ 19 (C) (CQC)	-1948,77	-11441,02	-17199,96
54/ 42/ 19 (C) (CQC)	-501,71	2542,96	-7289,52
54/ 24/ 19 (C) (CQC)	-501,06	-3283,40	-8236,76
55/ 24/ 19 (C) (CQC)	-2208,21	12746,38	-19276,83
55/ 8/ 19 (C) (CQC)	-2213,71	-12111,17	-16322,00
346/ 54/ 19 (C) (CQC)	26111,76	3965,56	-8639,67
346/ 367/ 19 (C) (CQC)	26111,76	3965,56	7295,64
347/ 42/ 19 (C) (CQC)	35547,33	-2796,24	5960,06
347/ 368/ 19 (C) (CQC)	35547,33	-2796,24	-5101,48
348/ 24/ 19 (C) (CQC)	36962,77	3122,47	-6607,46
348/ 369/ 19 (C) (CQC)	36962,77	3122,47	6016,53
349/ 8/ 19 (C) (CQC)	27328,24	-4476,89	9651,18
349/ 370/ 19 (C) (CQC)	27328,24	-4476,89	-8200,32
386/ 367/ 19 (C) (CQC)	-1705,12	11066,00	-16529,32
386/ 368/ 19 (C) (CQC)	-1706,91	-11228,80	-17190,52
387/ 368/ 19 (C) (CQC)	-733,32	2600,31	-5512,60
387/ 369/ 19 (C) (CQC)	-731,40	-3222,33	-6334,40
388/ 369/ 19 (C) (CQC)	-1480,48	12533,47	-19228,75
388/ 370/ 19 (C) (CQC)	-1470,25	-12324,39	-18216,35

557/ 367/ 19 (C) (CQC)	13514,54	5679,87	-9306,64
557/ 543/ 19 (C) (CQC)	13514,54	5679,87	13468,78
558/ 368/ 19 (C) (CQC)	19281,66	-3737,40	6506,74
558/ 544/ 19 (C) (CQC)	19281,66	-3737,40	-8381,84
559/ 369/ 19 (C) (CQC)	18909,73	3887,44	-6899,76
559/ 545/ 19 (C) (CQC)	18909,73	3887,44	8725,11
560/ 370/ 19 (C) (CQC)	13557,88	-5924,13	10027,67
560/ 546/ 19 (C) (CQC)	13557,88	-5924,13	-13640,20
597/ 543/ 19 (C) (CQC)	5691,55	11780,19	-13412,82
597/ 544/ 19 (C) (CQC)	5697,97	-13159,20	-19544,72
598/ 544/ 19 (C) (CQC)	1986,25	3398,73	-11122,02
598/ 545/ 19 (C) (CQC)	1989,42	-3112,00	-10663,84
599/ 545/ 19 (C) (CQC)	5890,40	13092,03	-19342,28
599/ 546/ 19 (C) (CQC)	5903,47	-11840,84	-13640,09

Efforts - Cas: 20 (G+Q+EY): Valeurs: 16**- Cas: 20 (G+Q+EY)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 20 (C) (CQC)	45398,06	1694,51	-7740,90
4/ 8/ 20 (C) (CQC)	45398,06	1694,51	-13369,69
12/ 23/ 20 (C) (CQC)	70422,61	7109,13	-15922,64
12/ 24/ 20 (C) (CQC)	70422,61	7109,13	-7384,83
21/ 41/ 20 (C) (CQC)	67138,60	4340,74	-11773,31
21/ 42/ 20 (C) (CQC)	67138,60	4340,74	-15694,84
27/ 53/ 20 (C) (CQC)	43035,04	5988,47	-14265,65
27/ 54/ 20 (C) (CQC)	43035,04	5988,47	-567,96
53/ 54/ 20 (C) (CQC)	-490,88	12914,60	-25369,27
53/ 42/ 20 (C) (CQC)	-1651,43	-9297,32	-25641,40
54/ 42/ 20 (C) (CQC)	-359,08	12285,71	-21905,84
54/ 24/ 20 (C) (CQC)	-349,88	6459,35	-22850,00
55/ 24/ 20 (C) (CQC)	-1904,37	14897,46	-27727,74
55/ 8/ 20 (C) (CQC)	-742,25	-10057,82	-27029,38
346/ 54/ 20 (C) (CQC)	28589,85	6368,16	-12687,15
346/ 367/ 20 (C) (CQC)	28589,85	6368,16	1732,65
347/ 42/ 20 (C) (CQC)	43115,98	2900,55	-5300,11
347/ 368/ 20 (C) (CQC)	43115,98	2900,55	-16628,46
348/ 24/ 20 (C) (CQC)	44519,91	8821,54	-17871,83
348/ 369/ 20 (C) (CQC)	44519,91	8821,54	-5515,38
349/ 8/ 20 (C) (CQC)	29785,42	-2077,52	5609,11
349/ 370/ 20 (C) (CQC)	29785,42	-2077,52	-13755,91
386/ 367/ 20 (C) (CQC)	-1182,47	12671,64	-24551,42
386/ 368/ 20 (C) (CQC)	-12,15	-9600,62	-23892,09
387/ 368/ 20 (C) (CQC)	-464,04	10109,87	-16779,38
387/ 369/ 20 (C) (CQC)	-446,09	4287,05	-17596,32
388/ 369/ 20 (C) (CQC)	202,21	14171,42	-25946,23
388/ 370/ 20 (C) (CQC)	-931,11	-10729,90	-26221,76

557/ 367/ 20 (C) (CQC)	14384,50	7354,61	-11766,38
557/ 543/ 20 (C) (CQC)	14384,50	7354,61	9229,46
558/ 368/ 20 (C) (CQC)	20966,63	-282,30	64,80
558/ 544/ 20 (C) (CQC)	20966,63	-282,30	-15760,32
559/ 369/ 20 (C) (CQC)	20593,28	7345,67	-13347,61
559/ 545/ 20 (C) (CQC)	20593,28	7345,67	1340,05
560/ 370/ 20 (C) (CQC)	14420,35	-4254,15	7574,74
560/ 546/ 20 (C) (CQC)	14420,35	-4254,15	-17867,83
597/ 543/ 20 (C) (CQC)	7067,09	12640,66	-17652,03
597/ 544/ 20 (C) (CQC)	8223,52	-12306,21	-23125,58
598/ 544/ 20 (C) (CQC)	2476,28	5930,33	-14921,79
598/ 545/ 20 (C) (CQC)	2478,38	-580,64	-14457,67
599/ 545/ 20 (C) (CQC)	8423,35	13948,36	-22934,50
599/ 546/ 20 (C) (CQC)	7277,73	-10986,89	-17867,61

Efforts - Cas: 21 (G+Q-EY): Valeurs: 18**- Cas: 21 (G+Q-EY)**

Barre/Noeud/Cas	FX [kG]	FZ [kG]	MY [kGm]
4/ 7/ 21 (C) (CQC)	36436,75	-6218,31	14612,69
4/ 8/ 21 (C) (CQC)	36436,75	-6218,31	-115,63
12/ 23/ 21 (C) (CQC)	40263,44	-4214,81	11581,81
12/ 24/ 21 (C) (CQC)	40263,44	-4214,81	16068,45
21/ 41/ 21 (C) (CQC)	36982,19	-6983,75	15732,02
21/ 42/ 21 (C) (CQC)	36982,19	-6983,75	7760,02
27/ 53/ 21 (C) (CQC)	34087,03	-1923,24	8086,61
27/ 54/ 21 (C) (CQC)	34087,03	-1923,24	12682,44
53/ 54/ 21 (C) (CQC)	-3403,55	8828,77	-4073,62
53/ 42/ 21 (C) (CQC)	-2241,43	-13565,13	-8845,93
54/ 42/ 21 (C) (CQC)	-640,98	-7087,93	7154,88
54/ 24/ 21 (C) (CQC)	-649,75	-12914,27	6212,74
55/ 24/ 21 (C) (CQC)	-2508,29	10630,94	-10937,60
55/ 8/ 21 (C) (CQC)	-3669,43	-14151,20	-5725,64
346/ 54/ 21 (C) (CQC)	23724,18	1593,48	-4641,25
346/ 367/ 21 (C) (CQC)	23724,18	1593,48	12785,52
347/ 42/ 21 (C) (CQC)	28068,22	-8432,50	17101,53
347/ 368/ 21 (C) (CQC)	28068,22	-8432,50	6302,09
348/ 24/ 21 (C) (CQC)	29469,62	-2510,87	4528,09
348/ 369/ 21 (C) (CQC)	29469,62	-2510,87	17414,31
349/ 8/ 21 (C) (CQC)	24915,57	-6853,83	13659,45
349/ 370/ 21 (C) (CQC)	24915,57	-6853,83	-2700,93
386/ 367/ 21 (C) (CQC)	-2220,23	9496,83	-8611,81
386/ 368/ 21 (C) (CQC)	-3382,22	-12846,92	-10542,49
387/ 368/ 21 (C) (CQC)	-996,33	-4831,35	5632,80
387/ 369/ 21 (C) (CQC)	-1012,12	-10654,19	4815,71
388/ 369/ 21 (C) (CQC)	-3140,16	10924,19	-12597,50
388/ 370/ 21 (C) (CQC)	-1997,47	-13909,05	-10276,75

557/ 367/ 21 (C) (CQC)	12691,31	4027,05	-6878,67
557/ 543/ 21 (C) (CQC)	12691,31	4027,05	17652,11
558/ 368/ 21 (C) (CQC)	17617,19	-7164,26	12896,73
558/ 544/ 21 (C) (CQC)	17617,19	-7164,26	-1064,38
559/ 369/ 21 (C) (CQC)	17240,87	463,98	-515,86
559/ 545/ 21 (C) (CQC)	17240,87	463,98	16035,07
560/ 370/ 21 (C) (CQC)	12726,61	-7583,39	12465,78
560/ 546/ 21 (C) (CQC)	12726,61	-7583,39	-9441,80
597/ 543/ 21 (C) (CQC)	4338,52	10948,13	-9229,59
597/ 544/ 21 (C) (CQC)	3190,68	-14005,06	-15986,17
598/ 544/ 21 (C) (CQC)	1509,68	891,21	-7365,36
598/ 545/ 21 (C) (CQC)	1509,62	-5619,77	-6899,49
599/ 545/ 21 (C) (CQC)	3392,96	12251,25	-15797,78
599/ 546/ 21 (C) (CQC)	4546,75	-12681,49	-9441,78

Annexe 03

Méthode de cross

Nœuds	B			C			D		E			F			G		H		
Barres	BA	BL	BC	CB	CM	CD	DC	DE	ED	EM	EF	FE	FN	FG	GF	GH	HG	HN	HI
μij	-0.16	-0.61	-0.24	-0.219	-0.561	-0.219	-0.280	-0.719	-0.227	-0.088	-0.683	-0.683	-0.088	-0.227	-0.719	-0.280	-0.219	-0.561	-0.219
M ij		7593.75			7593.75			3037.5	-3037.5		337.5	-337.5		3037.5	-3037.5				-7593.75
B	-1215	-4632.19	-1822.5	-759.375															
C			-748.36	-1496.72	-3834.08	-1496.72	-748.36												
D						-320.47	-640.95	-1645.89	-822.94										
E								399.85	799.70	310.01	2406.16	1203.08							
F											-1332.9	-2665.80	-343.47	-885.99	-442.99				
G														1251.23	2502.47	974.53	487.26		
H																778.16	1556.32	3986.74	1556.32
I																			817.87
O																			
L		1281.005																	
M					-748.32					-290.01									
N													-237.37					-612.47	
B	-73.07	-278.59	-109.61	-54.80															
C			122.28	244.56	626.48	244.56	122.28												
D						-73.42	-146.84	-377.06	-188.53										
E								112.99	225.99	87.61	679.97	339.89							
F											-465	-930.01	-119.82	-309.09	-154.54				
G														-221.69	-43.38	-172.66	-86.33		
H																-18.17	-36.34	-93.10	-36.34
I																			-5.99
O																			
L		7.48																	
M					152.9					59.25									
N													-15.14					-9.07	
B	-20.03	-76.36	-30.04	-15.02															
C			-6.93	-13.87	-35.53	-13.87	-6.93												
D						-14.92	-29.84	-76.64	-38.32										
E								50.62	101.25	39.25	304.66	152.33							
F											27.92	55.84	7.19	18.56	9.28				
G														2.97	5.94	2.31	1.15		
H																4.78	9.75	24.53	9.57
I																			-3.65
O																			
L		-2.33																	
M					12.48					4.83									
N													-2.19					-5.65	

Nœuds	B			C			D		E			F			G		H		
Barres	BA	BL	BC	CB	CM	CD	DC	DE	ED	EM	EF	FE	FN	FG	GF	GH	HG	HN	HI
μ_{ij}	-0.16	-0.61	-0.24	-0.219	-0.561	-0.219	-0.280	-0.719	-0.227	-0.088	-0.683	-0.683	-0.088	-0.227	-0.719	-0.280	-0.219	-0.561	-0.219
B	-1.68	-6.40	-2.52	-1.26															
C			-2.68	-5.73	-14.69	-5.73	-2.86												
D						-6.70	-13.40	-34.41	-17.20										
E								-1.66	-3.32	-1.28	-9.99	-4.99							
F											1.49	2.98	0.38	0.99	0.49				
G														-1.88	-3.77	-1.47	-0.73		
H																1.1	2.2	5.6	2.2
I																			-0.12
O																			
L		-0.15																	
M					2.62					1.01									
N													-0.43					-1.11	
B	0.49	1.89	0.74	0.37															
C			0.40	0.80	2.05	0.80	0.40												
D						0.16	0.33	0.86	0.43										
E								-0.34	-0.69	-0.27	-2.09	-1.04							
F											1.10	2.30	0.29	0.76	0.38				
G														-0.53	-1.07	-0.41	-0.20		
H																0.16	0.32	0.82	0.32
I																			0.1
O																			
L		-0.09																	
M					0.26					0.1									
N													-0.044					-0.011	
M_{II}	-1309.29	3888.015	-2598.86	-2101.04	3757.92	1659.31	-1466.17	1445.82	-2981.13	210.5	1948.82	-2182.83	-710.6	2892.83	-1564.69	1568.33	1933.22	-4327.52	2340.28

I			O				L				M				N			
IH	IJ	IO	OI	ON	OP	OL	LO	LK	LB	LM	ML	MC	ME	MN	NM	NO	NF	NH
-0.240	-0.160	-0.610	-0.215	-0.083	-0.056	-0.645	-0.645	-0.056	-0.215	-0.083	-0.081	-0.209	-0.081	-0.627	-0.627	-0.081	-0.081	-0.209
		-7593.75	7593.75			-843.75	843.75		-7593.75			7593.75		834.75	-843.75			7593.75
									-2316.09									
													-1917.04					
													155.00					
																	-171.73	
778.16																		1993.37
1635.74	1090.49	4157.5	2078.75															
			-1898.18	-732.78	-494.41	-5694.45	-2847.27											
							7686.05	667.31	2562.01	989.05	494.52						-466.39	
											-580.03	-1496.64	-580.03	-4489.93	-2244.96			
				-237.37										-1837.43	-3674.87	-474.74	-474.74	-1224.95
									-139.29									
												313.24						
													43.80					
																	-59.91	
-18.17																		-46.55
-11.99	-7.99	-30.48	-15.24															
		26.19	52.9	20.22	13.64	157.17	78.58											
						22.46	44.92	3.90	14.97	5.78	2.89					10.11		
										59.25	118.51	305.80	118.51	917.39	458.69			
				-15.14										-117.22	-234.44	-30.28	-30.28	-78.14
									-38.18									
													-17.76					
														19.62				
																	3.59	
4.78																		12.26
-7.31	-4.87	-18.59	-9.29															
		0.24	0.48	0.18	0.12	1.44	0.72									0.09		
						-7.00	-14.00	-1.21	-4.66	-1.80	-0.9							
										4.83	9.67	24.96	9.67	74.87	37.43			
				-2.19										-16.97	-33.94	-4.38	-4.38	-11.31

I			O				L				M				N			
IH	IJ	IO	OI	ON	OP	OL	LO	LK	LB	LM	ML	MC	ME	MN	NM	NO	NF	NH
-0.240	-0.160	-0.610	-0.215	-0.083	-0.056	-0.645	-0.645	-0.056	-0.215	-0.083	-0.081	-0.209	-0.081	-0.627	-0.627	-0.081	-0.081	-0.209
									-3.20									
												-7.34						
													-0.64					
																	0.19	
1.1																		2.82
-0.25	-0.16	-0.64	-0.32															
		-1.02	-2.04	-0.77	-0.53	-6.14	-3.07											
						0.45	0.90	0.07	0.30	0.11	0.05						-0.38	
				-0.43														
									0.94									
													1.02					
													-0.13					
																	0.14	
0.16																		0.16
0.20	0.13	0.52	0.26															
		-0.03	-0.06	-0.026	-0.017	-0.20	-0.10											
						-0.28	-0.57	-0.049	-0.19	-0.073	-0.03						-0.013	
										0.10	0.20	0.53	0.20	1.60	0.80			
				-0.04										-0.34	-0.69	-0.089	-0.089	-0.23
2392.34	1077.6	-3460.06	7800.5	-968.35	-481.20	-6370.3	5789.91	670.021	-5437.14	1058.25	46.91	4805.77	-231.97	-4611.85	-6534.52	-966.88	-738.06	8238.96

Nœuds	B			C			D		E			F			G		H		
Barres	BA	BL	BC	CB	CM	CD	DC	DE	ED	EM	EF	FE	FN	FG	GF	GH	HG	HN	HI
μij	-0.16	-0.61	-0.24	-0.219	-0.561	-0.219	-0.280	-0.719	-0.227	-0.088	-0.683	-0.683	-0.088	-0.227	-0.719	-0.280	-0.219	-0.561	-0.219
M ij						1.00	1.00			1.00			1.00			1.00	1.00		
B			-0.109	-0.219	-0.561	-0.219	-0.109												
C						-0.124	-0.249	-0.640	-0.320										
D								-0.077	-0.154	-0.059	-0.464	-0.232							
E											-0.262	-0.524	-0.067	-0.174	-0.087				
F														-0.328	-0.656	-0.255	-0.127		
G																-0.095	-0.191	-0.489	-0.191
H																			0.011
I																			
O																			
L		0.001																	
M					-0.072					-0.027									
N													-0.020					-0.052	
B	0.0017	0.006	0.002	0.001															
C			0.021	0.042	0.108	0.042	0.021												
D						0.007	0.015	0.038	0.019										
E								0.030	0.060	0.023	0.182	0.091							
F											0.086	0.173	0.022	0.057	0.028				
G														0.023	0.046	0.018	0.009		
H																0.004	0.008	0.015	0.006
I																			0.0001
O																			
L		-0.0005																	
M					-0.054					-0.02									
N													0.005				0.013		
B	0.012	0.047	0.018	0.009															
C			0.004	0.008	0.022	0.008	0.004												
D						-0.004	-0.009	-0.023	-0.011										
E								-0.006	-0.012	-0.004	-0.036	-0.018							
F											-0.002	-0.005	-0.0007	-0.002	-0.001				
G														-0.0005	-0.001	-0.0005	-0.0002		
H																-0.0015	-0.003	-0.008	-0.003
I																			-0.0005
O																			
L		-0.0005																	
M					-0.014					-0.005									
N													0.002				0.005		
M_{Ij}	0.0137	0.053	-0.064	-0.159	-0.571	0.710	0.673	-0.678	-0.418	0.906	-0.496	-0.515	0.935	-0.424	-0.671	0.670	0.693	-0.515	-0.177

I			O				L				M				N			
IH	IJ	IO	OI	ON	OP	OL	LO	LK	LB	LM	ML	MC	ME	MN	NM	NO	NF	NH
-0.240	-0.160	-0.610	-0.215	-0.083	-0.056	-0.645	-0.645	-0.056	-0.215	-0.083	-0.081	-0.209	-0.081	-0.627	-0.627	-0.081	-0.081	-0.209
									0.000				1,00					
											-2.80							
												-0.029						
																	-0.033	
-0.095																		-0.244
0.022	0.015	0.057	0.028															
		-0.003	-0.006	-0.002	-0.001	-0.018	-0.009										-0.001	
						0.0025	0.005	0.0005	0.002	0.0007	0.0003							
				-0.020							-0.027	-0.055	-0.144	-0.055	-0.433	-0.216		
									0.003					-0.158	-0.317	-0.040	-0.040	-0.105
													0.054					
															0.011			
																	0.011	
0.003																		0.011
0.0002	0.0001	0.0006	0.0003															
		0.002	0.004	0.001	0.001	0.012	0.006									0.0005		
						-0.002	-0.004	-0.0004	-0.001	-0.0006	-0.0003							
										-0.020	-0.040	--0.104	-0.040	-0.314	-0.157			
				0.005										0.040	0.081	0.010	0.010	0.027
									0.023									
													0.011					
														-0.002				
																	-0.0003	
-0.0015																		-0.004
-0.0001	-0.00008	-0.0003	-0.0001															
		-0.0002	-0.0004	-0.0001	-0.0001	-0.001	-0.0005										-0.00005	
						-0.0015	-0.003	-0.0002	-0.001	-0.0003	-0.0001							
										-0.005	-0.011	-0.029	-0.011	-0.089	-0.044			
				0.002										0.015	0.031	0.004	0.004	0.010
-0.071	0.015	0.0561	0.0258	-0.0141	-0.0001	-0.0105	-0.0055	0.0001	0.026	-0.0522	-0.106	-0.492	0.874	-0.939	-0.622	-0.026	0.951	-0.312

Nœuds	B			C			D		E			F			G		H		
Barres	BA	BL	BC	CB	CM	CD	DC	DE	ED	EM	EF	FE	FN	FG	GF	GH	HG	HN	HI
μij	-0.16	-0.61	-0.24	-0.219	-0.561	-0.219	-0.280	-0.719	-0.227	-0.088	-0.683	-0.683	-0.088	-0.227	-0.719	-0.280	-0.219	-0.561	-0.219
M ij			1.00	1.00															
B	-0.16	-0.61	-0.24	-0.12															
C			-0.096	-0.192	-0.493	-0.192	-0.096												
D						0.013	0.026	0.069	0.034										
E								-0.0038	-0.0077	-0.003	-0.023	-0.011							
F											0.003	0.007	0.0009	0.002	0.001				
G														-0.0003	-0.0007	-0.0002	-0.0001		
H																-0.109	-0.218	-0.560	-0.218
I																			-0.106
O																			
L		-0.049																	
M					-0.076					-0.029									
N													-0.018					-0.048	
B	0.024	0.094	0.037	0.018															
C			-0.007	-0.014	-0.037	-0.014	-0.007												
D						0.001	0.003	0.008	0.004										
E								0.002	0.004	0.001	0.014	0.007							
F											0.004	0.008	0.001	0.002	0.001				
G														0.038	0.077	0.030	0.015		
H																0.014	0.029	0.075	0.029
I																			0.008
O																			
L		-0.006																	
M					0.016					0.006									
N													-0.003					0.009	
B	0.002	0.007	0.003	0.001															
C			-0.002	-0.004	-0.01	-0.004	-0.027												
D						0.0001	0.0002	0.0005	0.0002										
E								-0.0005	-0.001	-0.0006	-0.005	-0.002							
F											-0.010	-0.021	-0.002	-0.007	-0.003				
G														-0.003	-0.007	-0.003	-0.001		
H																0.004	0.009	0.024	0.009
I																			-0.002
O																			
L		-0.004																	
M					0.0005					0.0003									
N													-0.0005					-0.001	
M_{Ij}	-0.134	-0.568	0.695	0.689	-0.599	-0.196	-0.089	0.075	0.033	-0.025	-0.017	-0.0102	-0.0216	0.0317	0.0683	-0.0642	-0.166	-0.501	0.72

II			O				L				M				N			
IH	IJ	IO	OI	ON	OP	OL	LO	LK	LB	LM	ML	MC	ME	MN	NM	NO	NF	NH
-0.240	-0.160	-0.610	-0.215	-0.083	-0.056	-0.645	-0.645	-0.056	-0.215	-0.083	-0.081	-0.209	-0.081	-0.627	-0.627	-0.081	-0.081	-0.209
1.00				1.00						1.00	1.00							
									-0.305									
												-0.246						
													-0.001					
																	0.0004	
-0.109																		-0.280
-0.213	-0.142	-0.543	-0.271															
		-0.078	-0.156	-0.060	-0.040	-0.470	-0.235										-0.030	
						-0.148	-0.296	-0.025	-0.099	-0.038	-0.019							
				-0.018								-0.153	-0.059	-0.460	-0.230			
														-0.144	-0.288	-0.037	-0.037	-0.096
									0.047									
												-0.018						
														0.005				
																	0.0005	
0.014																		0.037
0.017	0.011	0.043	0.021															
		0.015	0.030	0.011	0.008	0.091	0.045										0.005	
						-0.020	-0.041	-0.003	-0.013	-0.005	-0.002							
										0.006	0.012	0.033	0.012	0.100	0.050			
				-0.003										-0.029	-0.058	-0.007	-0.007	-0.019
									0.003									
												-0.005						
0.004																		0.012
-0.004	-0.003	-0.011	-0.005															
		0.008	0.017	0.006	0.004	0.052	0.026										0.003	
						-0.012	-0.024	-0.002	-0.008	-0.003	-0.001							
										0.0003	0.0007	0.001	0.0007	0.005	0.002			
														-0.005	-0.011	-0.001	-0.001	-0.003
				-0.0005														
0.709	-0.134	-0.566	-0.364	0.935	-0.028	-0.507	-0.525	-0.03	-0.375	0.931	0.931	-0.388	-0.471	-0.533	-0.535	0.933	-0.0451	-0.349

Nœuds	B			C			D		E			F			G		H		
Barres	BA	BL	BC	CB	CM	CD	DC	DE	ED	EM	EF	FE	FN	FG	GF	GH	HG	HN	HI
μ_{ij}	-0.16	-0.61	-0.24	-0.219	-0.561	-0.219	-0.280	-0.719	-0.227	-0.088	-0.683	-0.683	-0.088	-0.227	-0.719	-0.280	-0.219	-0.561	-0.219
M_{ij}	1.00																		
B	-0.160	-0.610	-0.240	-0.120															
C			0.013	0.026	0.067	0.026	0.013												
D						-0.001	-0.003	-0.010	-0.005										
E								0.0005	0.001	0.0004	0.003	0.001							
F											-0.0003	-0.0006	-	-0.0002	-0.0001				
G													0.00008	0.00003	0.00007	0.00002	0.00001		
H																-0.00001	-0.00002	-0.00005	-0.00002
I																			-0.120
O																			
L		-0.08																	
M					-0.00002					-0.00005									
N													-0.0004						-0.01
M_{IJ}	0.84	-0.69	-0.227	-0.094	0.0669	0.025	0.01	-0.0095	-0.004	0.000395	0.0027	0.0004	-0.00048	-0.00017	-0.0003	0.000019	0.000008	-0.001005	-0.12002

II		O					L					M				N			
IH	IJ	IO	OI	ON	OP	OL	LO	LK	LB	LM	ML	MC	ME	MN	NM	NO	NF	NH	
-0.240	-0.160	-0.610	-0.215	-0.083	-0.056	-0.645	-0.645	-0.056	-0.215	-0.083	-0.081	-0.209	-0.081	-0.627	-0.627	-0.081	-0.081	-0.209	
	1.00							1.00											
									-0.305										
												0.033							
													0.0002						
																	-0.0004		
-0.000001																		-0.000002	
-0.240	-0.160	-0.610	-0.305																
		0.032	0.065	0.025	0.017	0.196	0.098												
						-0.255	-0.511	-0.044	-0.170	-0.066	-0.033					0.0125			
										-0.000005	-0.00001	-0.00004	-0.00001	-0.00012	-0.00006				
														-0.00035	-0.0007	-0.0009	-0.0009	-0.002	
-0.240001	0.840	-0.578	-0.24	0.0246	0.017	-0.059	-0.413	0.956	-0.475	-0.0659	-0.03301	0.0329	0.00019	-0.00362	-0.00706	0.0116	-0.00094	-0.002002	