



Université de Liège  
Faculté des Sciences Appliquées

# **Dimensionnement et analyse de cycle de vie d'une structure selon différents matériaux**

Travail de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du grade  
d'Ingénieur Civil des Constructions à finalité approfondie par  
**Delhaye Vincent**

## Jury

Reiter Sigrid (Promoteur), Rossi Barbara (Promoteur)  
Jaspart Jean-Pierre, Demonceau Jean-François  
Vassart Olivier (Membre extérieur)

Année académique 2010 - 2011

Je tiens à remercier Barbara Rossi et Sigrid Reiter pour m'avoir guidé dans mon travail tout au long de l'année. Je remercie également ArcelorMittal et plus particulièrement Olivier Vassart, Mathias Braun et Yves Conan pour m'avoir permis de travailler en collaboration avec eux ainsi que le bureau Greisch et Sorin Dan pour m'avoir aidé dans le dimensionnement de la structure en béton armé. Enfin je remercie les différents membres de mon jury, Sigrid Reiter, Barbara Rossi, Jean-Pierre Jaspert, Olivier Vassart et Jean-François Demonceau pour avoir pris la peine de lire et d'assister à la défense de mon travail.

## Résumé du travail de fin d'études

### « Dimensionnement et analyse de cycle de vie d'une structure selon différents matériaux »

Delhayé Vincent  
2<sup>ème</sup> Master Ingénieur Civil des Constructions  
Université de Liège  
Année académique 2010 – 2011

Ce travail de fin d'études a pour but de comparer l'analyse de cycle de vie d'une structure en fonction des matériaux utilisés. On se concentrera ici principalement sur les deux grands matériaux utilisés en construction, à savoir l'acier et le béton. La structure en question fait partie d'un bâtiment assez classique de type bureaux comportant deux étages. A l'origine, celle-ci est composée de poutres et colonnes en acier et de planchers mixtes acier-béton.

Après une brève étude bibliographique destinée à prendre connaissance des avancées scientifiques relatives aux analyses de cycle de vie des structures, la première étape du travail consiste à redimensionner entièrement l'ouvrage en utilisant, cette fois, essentiellement du béton armé. Ce dimensionnement devra être aussi précis et optimal que possible de manière à pouvoir comparer les deux solutions (acier et béton) par la suite, il constituera d'ailleurs une partie conséquente de ce travail.

L'étape suivante est l'analyse de cycle de vie à proprement parler, c'est-à-dire le calcul des principaux impacts environnementaux induits par la construction de la structure. Ceux-ci sont notamment liés à la production des différents matériaux utilisés, à leur transport jusqu'au chantier ainsi qu'à leur gestion en fin de vie : démolition, mise en décharge, triage, recyclage, ... Les analyses respectives de chaque structure seront réalisées en parallèle de manière à pouvoir, à tout moment, comparer les résultats obtenus par la solution acier et la solution béton.

Au final, on constatera que la structure en acier induit des impacts liés à la phase de production beaucoup plus importants que la structure en béton mais que ceux-ci sont partiellement compensés par la grande capacité de recyclage des éléments métalliques. Les impacts produits par l'une ou l'autre solution seront donc assez proches (moins de 10% dans le cas de base).

Un des moyens de réduire ces impacts est bien sûr de minimiser les quantités de matériaux et les distances à parcourir, cela étant valable pour les deux solutions. Le second moyen est d'augmenter le recyclage et la récupération des matériaux. Or, l'acier étant déjà presque entièrement recyclé, cette possibilité de réduction des impacts s'applique plus particulièrement aux éléments en béton.

Reiter Sigrid

Rossi Barbara

Jaspert Jean-Pierre

Vassart Olivier

Demonceau Jean-François

## Summary of the end of studies work

### « Design and life cycle assessment of a structure in functions of the used materials »

Delhayé Vincent  
2<sup>ème</sup> Master Ingénieur Civil des Constructions  
Université de Liège  
Année académique 2010 – 2011

The goal of this end of studies work is to compare the life cycle assessment of a structure in functions of the used materials. We will principally focus on the main construction materials, i.e. steel and concrete. The studied structure consists of a simple office building containing two floors. Originally, it is composed of steel beams and columns and composite floors.

After a short bibliographical research bound to take cognizance of the state of the art concerning the life cycle assessments of structures, the first step of the study consists in the complete design of the building using this time essentially reinforced concrete. This design has to be as accurate and optimal as possible to be able to compare both solutions (steel and concrete) thereafter. Moreover, this step constitutes an important part of the study.

The next step is the life cycle assessment, i.e. the calculation of the environmental impacts resulting of the construction of the structure. These impacts are notably related to the production of materials, the transport from the production site to the construction site and the end-of-life phases : demolition, sorting, landfill disposal, recycling, ... Both analysis (steel structure and concrete structure) will be carried out in the same way to be able to compare the obtained results at anytime.

Finally, we will notice that the steel structure leads to higher production impacts than the concrete structure, but it is compensated by the great recycling capacity of steel elements. So the global impacts produced by both solutions are quite similar (less than 10% in the basis case).

Of course, the best way to reduce these impacts is to minimize the quantities of used materials and the travelled distances. This is valid for both solutions. The second way is to increase the recovery rates and the reuse of materials. This way concerns principally the concrete elements because steel is almost entirely recycled.

Reiter Sigrid

Rossi Barbara

Jaspart Jean-Pierre

Vassart Olivier

Demonceau Jean-François



# Table des matières

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION</b>	<b>7</b>
<b>1.1</b>	<b>OBJECTIFS DU TRAVAIL DE FIN D'ÉTUDES</b>	<b>7</b>
<b>1.2</b>	<b>ANALYSE DE CYCLE DE VIE : DÉFINITIONS</b>	<b>8</b>
1.2.1	IMPACTS	8
1.2.2	ÉTAPES D'UNE ANALYSE DE CYCLE DE VIE	9
1.2.2.1	Définition des objectifs et du champ de l'étude	9
1.2.2.2	Inventaire	10
1.2.2.3	Calcul des impacts	10
1.2.2.4	Normalisation	10
1.2.2.5	Analyse de sensibilité	11
1.2.2.6	Interprétation des résultats	11
<b>2</b>	<b>ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE - ETAT DE L'ART</b>	<b>12</b>
<b>2.1</b>	<b>PUBLICATION 1</b>	<b>12</b>
<b>2.2</b>	<b>PUBLICATION 2</b>	<b>13</b>
<b>2.3</b>	<b>PUBLICATION 3</b>	<b>14</b>
<b>2.4</b>	<b>PUBLICATION 4</b>	<b>16</b>
<b>2.5</b>	<b>CONCLUSION DE L'ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	<b>17</b>
<b>3</b>	<b>DÉFINITION DES OBJECTIFS ET DU CHAMP DE L'ÉTUDE</b>	<b>18</b>
<b>4</b>	<b>DÉFINITION DE L'UNITÉ FONCTIONNELLE</b>	<b>19</b>
<b>4.1</b>	<b>INTRODUCTION - PRÉSENTATION DU BÂTIMENT</b>	<b>19</b>
<b>4.2</b>	<b>BÂTIMENT ACIER</b>	<b>21</b>
<b>4.3</b>	<b>BÂTIMENT BÉTON</b>	<b>23</b>
4.3.1	HYPOTHÈSES DE DIMENSIONNEMENT	23
4.3.2	DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	23
4.3.2.1	Toiture	24
4.3.2.2	Plancher intermédiaire	26
4.3.3	DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET COLONNES INTERMÉDIAIRES	27
4.3.3.1	Solution isostatique	27
4.3.3.1.1	Poutres de toiture	27
4.3.3.1.2	Poutres de plancher	30
4.3.3.1.3	Tableau récapitulatif	31
4.3.3.1.4	Colonnes	31
4.3.3.1.5	Conclusions isostatiques	33
4.3.3.2	Solution hyperstatique	34
4.3.3.2.1	Modélisation	34
4.3.3.2.2	Calcul des efforts et dimensions des éléments	35
4.3.3.2.3	Poutres	42
4.3.3.2.4	Colonnes	52
4.3.4	DIMENSIONNEMENT DES POUTRES ET COLONNES DE RIVE	64
4.3.4.1	Poutres	64
4.3.4.2	Colonnes	65
4.3.5	CONTREVENTEMENTS	66
4.3.5.1	Portiques transversaux	66
4.3.5.2	Portiques longitudinaux	67
4.3.6	RÉSISTANCE AU FEU	68
4.3.6.1	Éléments de plancher	68
4.3.6.2	Poutres	68

4.3.6.3	Colonnes	68
4.3.7	SCHÉMAS D'ARMATURAGE GLOBAL	70
<b>5</b>	<b>ANALYSE DE CYCLE DE VIE</b>	<b>72</b>
<b>5.1</b>	<b>CONSÉQUENCES DU PASSAGE À LA SOLUTION BÉTON</b>	<b>72</b>
5.1.1	SYSTÈME DE FONDATIONS	72
5.1.1.1	Solution béton	72
5.1.1.2	Solution acier	75
5.1.1.3	Bilan	75
5.1.2	SURFACE DE COUVERTURE	76
<b>5.2</b>	<b>INVENTAIRES</b>	<b>77</b>
5.2.1	SOLUTION ACIER	77
5.2.2	SOLUTION BÉTON	79
<b>5.3</b>	<b>CALCUL DES IMPACTS</b>	<b>80</b>
5.3.1	DÉTAILS DE CALCUL	80
5.3.1.1	Production	80
5.3.1.1.1	Acier	80
5.3.1.1.2	Béton	82
5.3.1.2	Transport	83
5.3.1.3	Fin de vie	84
5.3.1.3.1	Acier	84
5.3.1.3.2	Béton	85
5.3.2	RÉSULTATS LCA	87
5.3.2.1	Impacts de production seuls	87
5.3.2.2	Cas de base : distances moyennes, recyclage moyen	89
<b>5.4</b>	<b>ANALYSE DE SENSIBILITÉ</b>	<b>92</b>
5.4.1	COEFFICIENTS DE CARACTÉRISATION	92
5.4.2	INFLUENCE DU TRANSPORT	93
5.4.3	INFLUENCE DE LA GESTION DE FIN DE VIE	94
5.4.4	INFLUENCE DE LA PRÉCISION DU DIMENSIONNEMENT	96
<b>5.5</b>	<b>AUTRES ASPECTS DE COMPARAISON ENTRE LES DEUX SOLUTIONS</b>	<b>97</b>
5.5.1	SCHÉMA STRUCTUREL	97
5.5.2	MISE EN ŒUVRE	97
5.5.3	DURÉE DU CHANTIER	98
5.5.4	PRIX	98
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONS</b>	<b>99</b>
<b>6.1</b>	<b>RÉCAPITULATIF DU TRAVAIL EFFECTUÉ</b>	<b>99</b>
<b>6.2</b>	<b>RÉSULTATS</b>	<b>100</b>
<b>6.3</b>	<b>CONCLUSION FINALE</b>	<b>101</b>
<b>6.4</b>	<b>PERSPECTIVES D'AVENIR</b>	<b>101</b>
<b>7</b>	<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	<b>102</b>
<b>8</b>	<b>TABLES</b>	<b>103</b>
<b>8.1</b>	<b>TABLES DES FIGURES</b>	<b>103</b>
<b>8.2</b>	<b>TABLE DES TABLEAUX</b>	<b>104</b>
<b>9</b>	<b>ANNEXES</b>	<b>105</b>

# 1 Introduction

## 1.1 Objectifs du travail de fin d'études

Le but du présent travail de fin d'études est d'effectuer en parallèle l'analyse de cycle de vie d'un même bâtiment en fonction du système constructif utilisé, c'est-à-dire d'évaluer les impacts environnementaux dus à la production des matériaux, le transport jusqu'au chantier, la démolition de l'ouvrage, etc. Les deux systèmes constructifs étudiés seront l'acier et le béton armé.

L'analyse de cycle de vie se concentrera essentiellement sur la structure de chaque solution et pas sur la couverture, les parois non porteuses, les vitrages ou autres. Ces derniers éléments sont d'ailleurs considérés comme étant identiques pour les deux solutions.

Le bâtiment étudié fait partie d'un vrai projet du groupe ArcelorMittal et a déjà été dimensionné en tant que structure métallique. Celui-ci sera implanté prochainement dans le nord de la France, à Maizières-Lès-Metz. Cet immeuble de bureaux comporte un rez-de-chaussée et un étage et est relié à un bâtiment existant par une passerelle. Les vues du bâtiment seront présentées au paragraphe 4.1.

Etant donné que le bâtiment n'est pas en béton, un dimensionnement complet devra être fait avec ce matériau pour pouvoir comparer les deux solutions. Ce dimensionnement devra être réalisé de la manière la plus optimale possible pour que la solution béton soit compétitive par rapport à la solution acier déjà dimensionnée. Une fois les deux dimensionnements connus (acier et béton), l'analyse de cycle de vie à proprement parler pourra débuter.

Cette analyse de cycle de vie se fera à l'aide d'une feuille Excel utilisée par le programme Ameco élaboré par ArcelorMittal. Cette feuille est capable de calculer les impacts environnementaux d'une structure en fonction des quantités et du type de matériaux utilisés, des distances qu'ils parcourent ou encore des taux de récupération de matériaux en fin de vie.

Cela étant fait, on pourra comparer entre elles les deux solutions envisagées (acier et béton) et faire varier toute une série de paramètres pour conforter les résultats obtenus. De cette manière, on pourra mettre en évidence la solution la moins néfaste d'un point de vue environnemental.

## 1.2 Analyse de cycle de vie : définitions

Dans un premier temps, nous allons expliquer de manière générale, ce qu'est une analyse de cycle de vie et les différentes étapes qui la composent. Ces définitions se basent sur les normes [ISO 14040, 2006] et [ISO 14044, 2006].

Une analyse de cycle de vie a pour but d'évaluer les impacts environnementaux d'un produit, d'un processus, d'un bâtiment, ... Dans le cas qui nous occupe, on fera l'analyse de cycle de vie d'une structure.

Ce type d'analyse permet de comparer différentes solutions constructives par rapport aux impacts environnementaux qui en découlent. Lors de la phase de conception d'un ouvrage, il peut donc être intéressant d'effectuer une analyse de cycle de vie comparative de manière à choisir, au final, la solution la moins néfaste pour l'environnement.

Ce genre d'analyse permet également de mettre en évidence les éléments (plancher, colonnes, ...), et les différentes étapes du cycle de vie (ex : transformation des matières premières, mise en place, ...) les moins bons d'un point de vue environnemental et d'éventuellement y remédier en utilisant un système plus efficace.

De nos jours, les préoccupations environnementales deviennent primordiales, il est donc fort probable que dans le futur, le recours à ce type d'analyse soit de plus en plus courant.

### 1.2.1 Impacts

Les impacts environnementaux sont de différentes natures. Les principaux sont le Global Warming Potential (GWP), l'énergie primaire consommée (PEC), l'acidification terrestre ou encore l'oxydation photochimique. Il en existe évidemment beaucoup plus mais ceux-ci sont les principaux.

Le premier impact caractérise la façon dont le produit, en l'occurrence la structure, participe au réchauffement climatique global. Il dépend de la quantité de gaz à effet de serre dégagée durant toute la vie du bâtiment, de la formation des éléments à la démolition du bâtiment. Etant donné que le principal de ces gaz est le dioxyde de carbone, cet impact sera exprimé en kilogrammes d'équivalents CO<sub>2</sub>.

Le second impact représente simplement la quantité d'énergie utilisée pour la formation des éléments, leur mise en œuvre, leur démontage, etc. Cet impact est exprimé en mégajoules. Dans certaines analyses de cycle de vie, on se limite à ces deux premiers impacts, c'est notamment le cas de la feuille de calcul que l'on utilisera.

En conséquence, les deux impacts suivants sont donc décrits brièvement à titre indicatif.

Le troisième impact représente la façon dont le bâtiment participe à l'acidification terrestre suite au dégagement de sulfure (SO<sub>x</sub>) et de nitrate (NO<sub>x</sub>). L'unité s'exprime en kilogrammes d'équivalents SO<sub>2</sub>.

Le dernier impact concerne l'oxydation photochimique, il s'exprime en kilogrammes d'équivalents éthylène.

Pour chaque impact, on utilise le terme « équivalent ». Cela signifie qu'on utilise une unité équivalente pour différentes substances. En effet, un même impact peut être provoqué par plusieurs composés à la fois. Pour pouvoir cumuler les effets de ces substances, on exprime tout dans l'unité de la substance principale grâce à des coefficients d'équivalence appelés coefficients de caractérisation. Par exemple, le méthane CH<sub>4</sub> est également un gaz à effet de serre mais on le transforme en une quantité de CO<sub>2</sub> équivalente ayant les mêmes conséquences sur l'effet de serre.

Remarquons que pour chacun des impacts ci-dessus, on parle bien des matériaux constituant l'ouvrage lui-même, et pas de la façon dont le bâtiment est utilisé. Par exemple en ce qui concerne l'énergie, on parle ici de l'énergie nécessaire pour la production, la mise en œuvre des éléments constructifs, la démolition, etc., et pas de l'énergie utilisée pour vivre dans le bâtiment (chauffage, électricité, ...). Ce dernier aspect est considéré comme identique pour les deux solutions.

Tous ces impacts sont appelés « midpoints impacts », ce sont des impacts de premier ordre. On pourrait aller plus loin et étudier les impacts de second ordre, c'est-à-dire étudier, par exemple, la façon dont la faune et la flore réagissent aux impacts de premier ordre en quantifiant d'éventuels dégâts environnementaux ou bien des problèmes de santé publique dus à la pollution. Cela dit, dans le cadre de ce travail, on se contentera des impacts de premier ordre.

## **1.2.2 Etapes d'une analyse de cycle de vie**

Les principales étapes d'une analyse de cycle de vie sont décrites brièvement dans les paragraphes qui suivent.

### **1.2.2.1 Définition des objectifs et du champ de l'étude**

Lors de cette première phase, on définit les objectifs et le champ de l'étude. Cette phase consiste donc à déterminer le domaine d'application et les limites de l'étude, à savoir ce que l'on prend en compte et ce que l'on néglige. Par exemple, il peut être décidé dès le départ, d'uniquement considérer les impacts dus à la production des matériaux sans tenir compte de leur gestion en fin de vie.

On définit ensuite l'unité fonctionnelle, c'est-à-dire l'unité de référence (colonne, plancher, bâtiment, ...) sur laquelle on va travailler. Pour pouvoir comparer différentes solutions, il est indispensable que cette unité soit identique. Dans le cas qui nous occupe, l'unité fonctionnelle est la structure toute entière qu'il faudra dimensionner préalablement à l'analyse de cycle de vie.

Il est primordial que ce dimensionnement soit fait de la manière la plus optimale possible pour chaque matériau utilisé, si l'on veut que la comparaison puisse se faire efficacement. En effet, si un dimensionnement est fait de manière plus grossière, il sera beaucoup moins compétitif lors de l'analyse de cycle de vie qui suivra et les unités fonctionnelles relatives à chaque solution ne seront plus vraiment équivalentes.

### 1.2.2.2 Inventaire

L'inventaire consiste à faire le bilan des matériaux présents dans l'unité fonctionnelle (structure) et de déterminer les impacts unitaires (par tonnes de matériaux) produits aux différents moments de leur vie. Il existe différents types d'analyses en fonction des phases de vie qui sont prises en compte. On peut par exemple faire une analyse de vie « cradle-to-gate », c'est-à-dire qu'on considère les impacts à partir de l'extraction des matières premières jusqu'à la sortie de l'usine de l'élément. A cela, on peut ajouter les impacts du transport, du montage, du démontage, de fin de vie...

L'étape de fin de vie est un peu plus délicate car elle dépend fortement du type de matériau utilisé. Par exemple, l'acier peut être presque entièrement recyclé à l'infini tandis que le béton peut uniquement être réutilisé sous forme d'agrégats après avoir été concassé. Chaque matériau possède donc ses propres méthodes de recyclage conduisant à des valeurs réduisant ou augmentant les impacts initiaux. L'aspect de la gestion de fin de vie des matériaux sera détaillé au paragraphe 5.3.1.3.

### 1.2.2.3 Calcul des impacts

Ayant fait l'inventaire des différents matériaux entrant en jeu, on peut faire le bilan des impacts en multipliant les impacts unitaires aux quantités de matériaux et calculer les impacts équivalents principaux. Pour ce faire, on utilise des coefficients de caractérisation ( $x_2, x_3, \dots$ ) comme illustré par la formule suivante (pour le cas du GWP) :

$$GWP = CO_2 + x_2 Sub_2 + x_3 Sub_3 + \dots$$

Ainsi, chaque substance participant au réchauffement climatique est transformée en équivalent  $CO_2$  grâce à son coefficient de caractérisation. Plus une substance est dangereuse (par rapport à l'impact considéré) plus son coefficient sera important. Il faut être suffisamment prudent quant à ces coefficients car ils varient assez fort d'un auteur à l'autre. On y reviendra dans l'analyse de sensibilité.

### 1.2.2.4 Normalisation

L'étape de normalisation consiste à diviser chaque impact par l'impact global d'une certaine région (la Belgique, l'Europe, ...). De cette manière, il est possible de comparer les différents impacts entre eux pour voir lesquels sont les plus importants. Dans notre cas, cette étape ne sera pas vraiment nécessaire puisque l'on comparera deux solutions entre elles et non les impacts d'une même solution.

### **1.2.2.5 Analyse de sensibilité**

Cette étape va consister à faire varier les différents paramètres pour lesquels on avait certaines incertitudes ou simplement des valeurs différentes selon les auteurs (coefficients de caractérisation, valeurs d'impacts, hypothèses de transport,...). Cela est indispensable de manière à s'assurer que les résultats obtenus soient corrects et pas uniquement dus à un mauvais choix de valeur.

### **1.2.2.6 Interprétation des résultats**

Toutes ces étapes ayant été réalisées, on peut enfin analyser les résultats et en tirer des conclusions. Le but est bien sûr de mettre en évidence la solution la moins néfaste d'un point de vue environnemental.

## 2 Etude bibliographique – Etat de l’art

Avant de vraiment rentrer dans le corps de ce travail, il est indispensable d’effectuer des recherches bibliographiques dans le domaine afin de prendre connaissance de ce qui a déjà été fait et des avancées scientifiques correspondantes. On présentera donc ci-dessous quelques publications scientifiques et recherches liées à notre étude. On se contentera d’expliquer brièvement les hypothèses, la démarche suivie et les résultats en insistant sur les points relatifs au sujet qui nous occupe.

De nombreuses études ont déjà été effectuées sur le thème de l’analyse de cycle de vie. Cela dit, celles-ci traitent généralement des impacts dus à l’utilisation d’un bâtiment et aux dépenses énergétiques qui en découlent. Dans notre cas, on s’intéresse uniquement aux impacts liés à la construction de la structure du bâtiment (production des matériaux et transport) et à sa fin de vie (démolition, recyclage, mise en décharge).

Dans ce domaine, il existe peu d’études relatives à une structure entière mais plutôt des études comparatives d’analyse de cycle de vie d’éléments indépendants (planchers, colonnes, ...). Cela dit, il peut être intéressant d’en prendre connaissance.

Le but de cette étude bibliographique est donc de faire le bilan, l’état de l’art dans le domaine qui nous intéresse, à savoir l’analyse de cycle de vie des structures.

### 2.1 Publication 1

« *Embodied energy optimization by innovative structural systems* » par Braun, Hechler, Hauf et Kuhlmann, 2010.

Cette étude, réalisée entre ArcelorMittal et l’Université de Stuttgart, avait pour but de comparer les impacts environnementaux d’un plancher classique en béton armé avec un plancher de type « Composite Slim-Floor Beam (CoSFB) ». Cette seconde solution est composée de poutres métalliques entre lesquelles portent des éléments en tôles renfermant de l’isolant, le tout étant scellé dans une surépaisseur de béton coulé en place comme illustré à la figure 1.

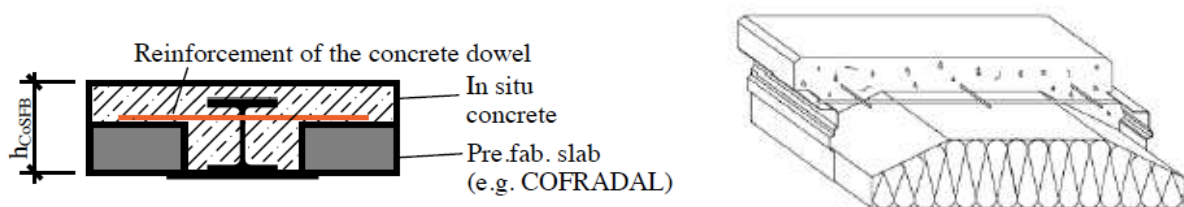


Figure 1 : Système CoSFB avec éléments de type Cofradal

Source ArcelorMittal



Ce système permet un montage rapide sur chantier, l'utilisation de portées plus importantes et donc une réduction du nombre de colonnes, la réduction du poids de la construction et donc des colonnes et des fondations plus faibles et l'utilisation de moins de matériaux. Tous ces avantages nous incitent déjà à dire que la seconde solution, plus performante, induira moins d'impacts, principalement car elle nécessite des volumes de matériaux moins importants.

L'analyse de cycle de vie va confirmer cette intuition. Celle-ci étudie seulement le Global Warming Potential et la consommation d'énergie primaire. L'unité fonctionnelle est une certaine surface de plancher. Tous calculs faits (avec le logiciel Ameco), on constate que la solution de plancher mixte CoSFB permet une réduction d'environ 40% du GWP par rapport à la solution classique de dalle en béton armé ainsi qu'une réduction de l'énergie consommée. Cette diminution des impacts est évidemment due à la diminution des quantités de matériaux utilisés (plancher plus fin).

En conclusion, l'utilisation de systèmes porteurs performants a tendance à réduire de manière conséquente les impacts environnementaux, dans ce cas, grâce à la diminution des quantités de matériaux utilisés. Cela permet également une augmentation des portées et donc une diminution du nombre de colonnes ainsi qu'un allègement global de la structure.

## 2.2 Publication 2

*« Life cycle impacts assesment of steel, composite, concrete and wooden columns » par Rossi, Lukic, Iqbal, Du, Cregg, Borg et Haller, 2010.*

L'objectif de cette étude était de comparer les impacts environnementaux d'une colonne chargée, en fonction de différents matériaux utilisés. On étudie successivement des colonnes en acier (profilé en H et tube), en béton armé, mixtes et en bois. Chaque colonne est dimensionnée selon des charges identiques pour pouvoir être comparée aux autres.

Cette étude traite notamment du problème du recyclage. En effet, d'un matériau à l'autre, le recyclage et donc une certaine économie de matière sont plus ou moins possibles. Il est donc difficile de le prendre en compte de la même façon pour chaque matériau. Par exemple, le recyclage de l'acier peut être directement pris en compte dans les valeurs d'impacts tandis que celui du béton n'est pas pris en compte.

Les auteurs de cette étude mettent également en évidence la nécessité d'avoir recours à une analyse de sensibilité sur les résultats avant d'en tirer des conclusions. Celle-ci permettra de confirmer les résultats fiables et d'éliminer les résultats faussés par l'utilisation de valeurs erronées (coefficients de caractérisation, valeurs d'impacts, ...).

Au final, l'étude conclut que la colonne ayant le moins d'impacts est celle constituée d'un tube en acier à haute limite d'élasticité (S690). Les colonnes en béton ou mixtes semblent conduire à des impacts plus importants, cela dit elles ne bénéficient pas d'une certaine revalorisation du béton contrairement à l'acier qui est recyclé. Ces éléments sont également ceux qui possèdent la plus grande variabilité de résultats due à de nombreuses compositions de béton possibles. L'étude met aussi en évidence le fait que, pour un même profilé métallique, plus le taux de récupération est élevé et plus les impacts diminuent.

En conclusion, il semblerait que l'utilisation d'acier à haute résistance limite les impacts, qu'il est indispensable d'effectuer une analyse de sensibilité et que la prise en compte du recyclage demande une attention toute particulière.

## 2.3 Publication 3

*« Life cycle assessment of composite bridges » par Heitinger, Thomas, Hechler et Conan, 2010.*

Cette publication traite de l'analyse de cycle de vie de ponts mixtes acier-béton, et met principalement en évidence le fait que l'acier est l'un des rares matériaux de construction réutilisable à l'infini. De plus, le recours à l'acier allège les structures et facilite le montage et le démontage.

L'unité fonctionnelle choisie est un pont composé de deux travées identiques. On se contente ici d'étudier l'impact relatif au réchauffement global (GWP).

A priori, cette étude n'est pas forcément liée au sujet de ce travail puisqu'elle concerne les ponts, cela dit une structure reste une structure et la bonne compréhension de celle-ci permet d'intégrer les concepts pas forcément évidents du recyclage et du traitement en fin de vie des deux matériaux principaux en construction, à savoir l'acier et le béton.

L'étude explique notamment deux méthodes de prise en compte de la fin de vie, la méthode des crédits et la méthode cut-off. Celles-ci sont toutes les deux utilisées par la feuille de calcul que l'on utilisera par la suite ; on va donc les expliquer brièvement ici et on les détaillera d'avantage au paragraphe 5.3.1.3.

La méthode des crédits est celle utilisée pour l'acier. Elle consiste à considérer ce dernier lors de sa vie entière depuis la production à partir de matières premières et son recyclage répété évitant l'utilisation de nouvelles ressources. Ainsi, chaque particule d'acier récupérée après la démolition d'un ouvrage est recyclée de manière à éviter la production de nouveaux aciers à partir de matières premières et ainsi de suite. Cette récupération, si elle est suffisante, provoque moins d'impacts que la production primaire et fournit donc un crédit (impact négatif) qui s'opposera aux autres impacts (production, transport, ...).

Au final, le calcul des impacts de fin de vie dépend uniquement du taux de recyclage de l'acier et est directement effectué grâce aux données *Worldsteel 2000* incluant la méthode des crédits. Ce taux varie en fonction des éléments considérés, il vaut environ 99% pour les profilés métalliques et plats, et 65% pour les armatures de béton armé.

Pour le béton, on utilise la méthode cut-off. Cette fois, on n'étudie pas les matériaux au cours de leur vie entière mais uniquement les processus relatifs à la structure étudiée puisque ce matériau ne peut être recyclé à l'infini. Ainsi pour la fin de vie du béton, une partie de celui-ci est directement mis en décharge, une autre est triée (environ 65%) pour séparer les armatures du béton et une partie de ce béton trié est transformée en agrégats et revalorisée. Chacune de ces étapes produit ses propres impacts, pouvant être positifs (triage, concassage) ou négatifs (revalorisation).

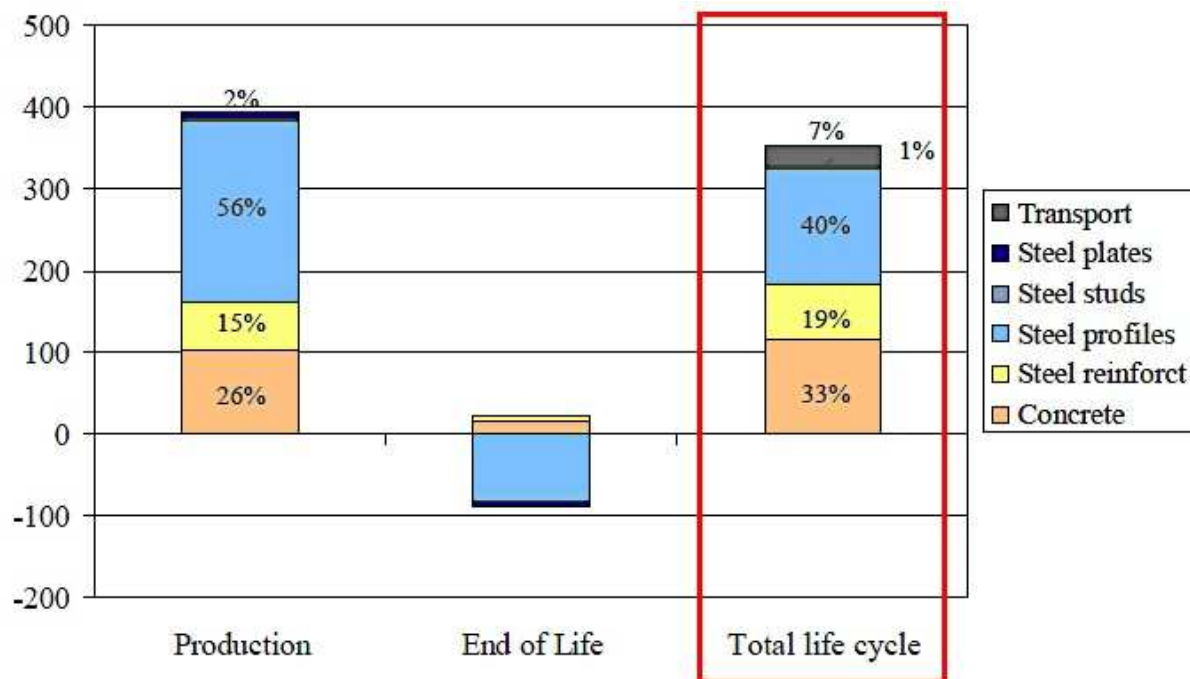


Figure 2 : GWP (tCO<sub>2</sub>-equ)

En observant les résultats de la figure 2, on constate que les impacts de production sont principalement liés à l'acier bien que ce dernier ne constituait pas le matériau le plus important en tonnage (béton avec plus de 80% du poids total). Pour ce qui est de la fin de vie par contre, l'acier offre des crédits importants tandis que le béton produit de nouveaux impacts, suite au triage et au concassage, qui ne sont pas compensés par la revalorisation sous forme d'agrégats.

Au final, on constate que le fait d'utiliser un pont mixte acier-béton plutôt qu'un pont entièrement en béton, permet de réduire d'environ 16% les émissions de CO<sub>2</sub>-équivalents. Cette réduction non négligeable est due principalement aux très grandes possibilités de recyclage de l'acier. Cela dit, c'est ce même matériau qui provoque les plus forts impacts, à savoir les impacts de production.

## 2.4 Publication 4

*« Influence of end-of-life scenarios on the environmental performance of a low-rise residential dwelling » par Gervasio et Simoes da Silva, 2004.*

L'objectif de cette étude est d'analyser la variation de résultats d'une analyse de cycle de vie d'une habitation unifamiliale en fonction de différents scénarios de gestion de fin de vie des matériaux. Cette habitation est principalement composée d'une ossature en profilés minces formés à froid et de parois en panneaux de plâtre et bois (OSB).

L'analyse de cycle de vie est de type « cradle-to-grave », elle prend donc en compte la production des matériaux, le transport jusqu'au site, la construction, la démolition, le transport du site aux zones de traitement des déchets et la fin de vie des matériaux. La phase d'utilisation du bâtiment n'est pas prise en compte puisque le but de l'étude est d'étudier l'influence de la fin de vie des matériaux. Les impacts envisagés sont les dommages sur la santé humaine, les écosystèmes et les ressources, l'unité équivalente s'exprime en kPt (kilo-Eco-points).

En observant les impacts dus à la construction du bâtiment (production des matériaux et mise en œuvre), on se rend compte que la moitié de ceux-ci sont provoqués par la production des éléments métalliques (2,88 kPt). La suite de l'étude se concentre donc uniquement sur la fin de vie de l'acier. La valeur d'impact totale est de 5,48 kPt.

Pour cette étape, l'étude envisage trois scénarios distincts. Le premier considère que tous les matériaux sont directement envoyés en décharge après la démolition de l'ouvrage. Dans ce cas, les impacts de construction du bâtiment sont augmentés d'environ 6% pour tenir compte de la démolition et du transport jusqu'à la décharge. A cela, il faut rajouter une contribution due au fait que l'on devra produire à nouveau de l'acier à partir de matières premières et non à partir de ferrailles, ce qui augmente les impacts de production (+1,04 kPt). L'impact total est de 6,85 kPt.

Le deuxième scénario considère que l'acier est recyclé à 100%. Dans ce cas, les impacts augmentent légèrement à cause de la démolition du bâtiment et du transport des matériaux jusqu'au site de recyclage. Puisque l'acier est entièrement recyclé, il n'y a pas d'impacts supplémentaires dus à la transformation de matières premières. L'impact total est de 5,79 kPt et est plus faible que pour le premier scénario.

Le dernier scénario considère une réutilisation complète de l'acier sans traitement. Dans ce cas, la contribution de fin de vie est négative puisqu'elle évitera un retraitement de ferrailles. Une économie d'impact est donc réalisée et la valeur totale est de 2,92 kPt.

En conclusion, on constate que la gestion de fin de vie des éléments métalliques est primordiale car elle permet de réduire de manière conséquente les impacts globaux, ceux-ci étant généralement composés en majorité d'impacts dus à la production de l'acier.

## 2.5 Conclusion de l'étude bibliographique

Il semblerait qu'une série d'informations importantes ressortent déjà de cette brève étude bibliographique. La première, certainement la plus logique, est que l'utilisation de matériaux performants (aciers à haute résistance) et de systèmes constructifs plus élaborés (CoSFB) conduisent à des solutions constructives produisant moins d'impacts. La justification majeure est que ces éléments plus performants nécessitent moins de matière que des systèmes plus basiques.

La seconde constatation est que, lors de leur production, les éléments métalliques entraînent généralement bien plus d'impacts que les éléments en béton. Cela dit, cet aspect défavorable de la construction métallique est compensé par une capacité de recyclage presque infinie de l'acier. Cette caractéristique s'oppose fortement aux impacts de production importants grâce à l'apparition de crédit de recyclage (impacts négatifs). La valorisation du béton, pour sa part, est bien moins intéressante car elle tend à augmenter les impacts totaux suite aux opérations de triage et de concassage.

Ces deux points nous confortent donc dans l'idée que la seule façon d'avoir deux solutions (acier et béton) compétitives l'une par rapport à l'autre est de réaliser un dimensionnement optimal et aussi performant que possible de la solution béton, et de prendre en compte de manière complète la gestion de fin de vie des deux matériaux.

### **3 Définition des objectifs et du champ de l'étude**

Le but de cette étude est d'effectuer l'analyse de cycle de vie d'un même bâtiment selon deux systèmes constructifs distincts (acier et béton) de manière à pouvoir comparer les deux solutions par la suite.

Cette analyse est une analyse qui tient compte des impacts dus à la production des matériaux, à leur acheminement jusqu'au chantier ainsi qu'à la fin de vie de la construction (démolition, recyclage, mise en décharge). La phase d'utilisation du bâtiment n'est donc pas prise en compte.

L'unité fonctionnelle est une structure toute entière, elle sera définie plus précisément au chapitre 4.

## 4 Définition de l'unité fonctionnelle

### 4.1 Introduction – Présentation du bâtiment

Comme déjà écrit précédemment, l'unité fonctionnelle de l'étude qui nous occupe, consiste en un bâtiment tout entier. Par bâtiment, on considère ici uniquement le système structurel et non la couverture, les cloisons internes ou autres. L'étude se concentre donc sur tous les éléments participant à la descente de charge (poutres, planchers, colonnes, contreventements, etc.). Les éléments plus secondaires (cloisons, couverture, revêtement, etc.) n'ont d'ailleurs pas besoin d'être pris en compte dans la comparaison car ils seront considérés comme identiques dans les deux solutions étudiées (acier et béton).

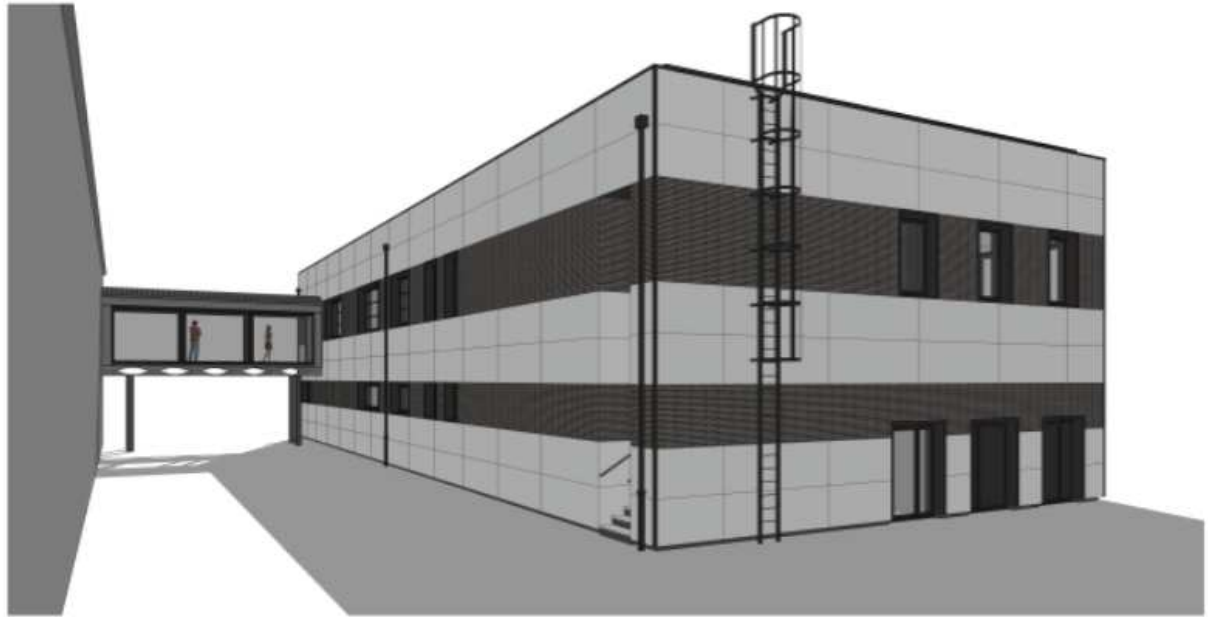
Pour ce qui est de la dalle de sol, celle-ci est identique dans les deux solutions envisagées. Cette partie de la structure ne sera donc pas incluse dans l'analyse de cycle de vie. Par contre, les semelles de fondations situées sous les colonnes devront certainement être redimensionnées car l'ouvrage en béton risque d'être bien plus lourd que celui en acier.

L'ouvrage en question est un bâtiment de recherche à structure métallique implanté sur le site d'ArcelorMittal de Maizières-Lès-Metz. Il comporte un rez-de-chaussée technique avec zones de tests et laboratoires ainsi qu'un étage avec bureaux et salle de réunion. Extérieurement, la volumétrie du bâtiment est simple et régulière (parallélépipède rectangle) comme représenté aux figures 3 et 4.



Figure 3 : Volumétrie globale du bâtiment (vue 1)

Source ArcelorMittal



**Figure 4 : Volumétrie globale du bâtiment (vue 2)**

Source ArcelorMittal

Comme on peut le constater, le nouveau bâtiment sera implanté à côté d'un ouvrage existant, les deux étant reliés par une passerelle. On peut également signaler que la toiture plate est une toiture verte.

Afin que les deux unités fonctionnelles soient identiques, un dimensionnement complet de la solution acier doit être effectué. Les paragraphes 4.2 et 4.3 sont consacrés respectivement, à la description des éléments constitutifs de la solution acier et au dimensionnement de la solution béton.



## 4.2 Bâtiment acier

La première solution, à savoir l'ouvrage métallique, a déjà été dimensionnée par ArcelorMittal. Celle-ci est d'ailleurs la solution retenue pour l'ouvrage définitif qui sera réellement construit prochainement. Cette structure assez simple est composée de planchers préfabriqués avec poutres principales reposant sur des colonnes porteuses. Ces poutres supportent les éléments de planchers et portent sur toute la largeur du bâtiment, à savoir 12,11 mètres.

La figure 5 ci-dessous représente la structure en question.

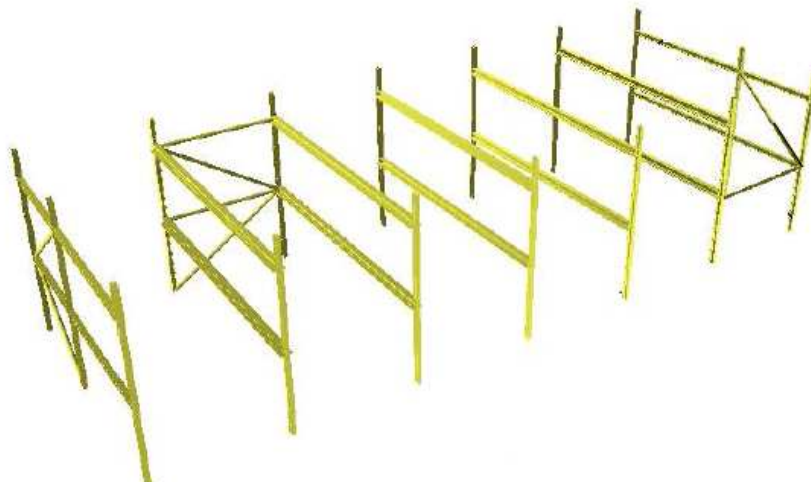


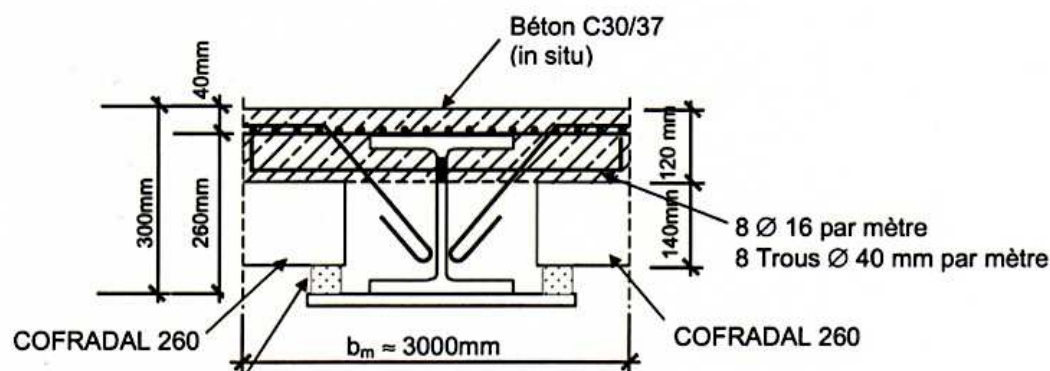
Figure 5 : Schéma structurel de l'ouvrage

Source ArcelorMittal

La toiture est constituée du système SFB (slim floor beam) qui consiste en poutres principales, renforcées d'un plat soudé à la semelle inférieure, sur lequel repose des dalles alvéolées préfabriquées (hourdis). Les éléments préfabriqués en question portent sur une longueur de 5,58 mètres. Ils forment une toiture plate recouverte de végétation pour former une toiture verte.

Le plancher de l'étage par contre, est un système CoSFB (composite slim floor beam) avec panneau Cofradal 260 préfabriqués. Le principe est identique au précédent si ce n'est que les éléments préfabriqués portant entre les poutres principales sont composés d'une tôle renfermant de l'isolant au dessus duquel on vient couler une certaine épaisseur de béton. Des armatures particulières assurent le transfert d'effort entre les différents éléments.

Les figures 1 et 6 décrivent le système en question.



Ce dernier système de plancher élaboré par ArcelorMittal permet de reprendre des charges relativement importantes sans pour autant induire des épaisseurs de planchers démesurées. De plus, la couche d'isolation est directement intégrée dans les éléments porteurs ce qui limite l'épaisseur totale.

Les poutres de plancher supportant les éléments préfabriqués reposent sur des colonnes extérieures transmettant les charges jusqu'aux fondations. Aussi bien les poutres que les colonnes sont de simples profilés HE. La figure 7 résume les différents éléments compris dans la structure.

Comme constaté sur la figure 5, le système de contreventement comprend l'effet diaphragme du plancher et de la toiture ainsi que des diagonales placées dans les deux plans principaux du bâtiment. Ces diagonales sont des tubes métalliques.

no.	Name:	quality	length m
1	Poteaux (HEA200)	S 235	93.61
2	CoSFB - Plancher (HEB260,500,25)	S 355	60.55
3	Poutre plancher en rive (HEM200)	S 355	19.22
6	Contreventement Vertical (CFCHS168.3X5)	S 235	31.19
7	Poutre Toiture_rive (HEM220)	S 355	19.22
8	Poteaux contreventement (HEA200)	S 355	17.02
9	SFB - Toiture (HEM240,500,25)	S 355	60.55
10	Poutre Toiture_rive_2 (HEB220)	S 355	5.00
11	Poutre plancher en rive_1 (HEB220)	S 355	5.00
12	Contreventement Toiture (CFCHS168.3X4)	S 235	5.58
13	Poteaux portique (HEB340)	S 355	25.53

Figure 7 : Inventaire de la structure acier

Source ArcelorMittal

## 4.3 Bâtiment béton

Pour pouvoir comparer par la suite les deux solutions, il est indispensable que l'unité fonctionnelle de chacune soit identique, c'est-à-dire que le schéma structurel soit le même. L'ouvrage en béton sera donc composé de planchers reposant sur des poutres ramenant les efforts aux colonnes latérales. Le tout étant bien évidemment en béton.

La portée des poutres est toujours de l'ordre de 12 mètres. Cela peut paraître important et on serait tenté d'ajouter des colonnes intermédiaires pour diminuer cette portée. Cela n'est pas possible, en effet, en ajoutant des colonnes, on modifie le schéma structurel et donc l'unité fonctionnelle de la solution béton. Il est donc indispensable de trouver un système porteur (poutre) pouvant travailler sur cette portée. Cette contrainte n'est pas vraiment en faveur de la solution béton car le schéma structurel de base a été pensé pour une structure en acier. Cet aspect sera détaillé au paragraphe 5.5.

La solution béton doit être dimensionnée au mieux, les différentes étapes de ce dimensionnement sont reprises dans les paragraphes suivants, l'ensemble constituant une partie importante du travail de fin d'études.

### 4.3.1 Hypothèses de dimensionnement

Le dimensionnement des éléments en béton se fait suivant une série d'hypothèses décrites dans ce qui suit. Tout au long du dimensionnement, on se basera sur les documents suivants : [EN 1992-1-1, 2004] et [Dotreppe, 2008].

Conformément à ces ouvrages, le type d'analyse effectuée est une analyse élastique considérant un comportement linéaire et élastique du béton. Pour ce type d'analyse, on considère des sections de béton non-fissurées et une relation contrainte-déformation du béton linéaire.

La prise en compte de la fissuration et des effets différés (fluage et retrait) se fera par l'utilisation de rigidité réduite caractérisée par un module d'élasticité réduit.

Le béton utilisé pour chaque élément non-préfabriqué est de classe C30/37 et les armatures de type S500. Le module sécant du béton vaut  $32\,000\text{ N/mm}^2$ .

Les états limites ultimes (vérifications de sections, instabilités, comportement d'ensemble) seront vérifiés sous charges pondérées tandis que les états limites de services (flèches) seront vérifiés sous charges non-pondérées.

### 4.3.2 Dimensionnement des planchers

Pour les deux planchers à dimensionner (toiture et plancher intermédiaire), on décide d'avoir recours à un système de hourdis recouverts d'une chape de béton armé coulée en place. Il semblerait en effet que ce système soit couramment utilisé pour le type de bâtiment qui nous concerne. Les hourdis porteront entre les poutres principales sur une portée de 5,58 mètres.

### 4.3.2.1 Toiture

Les charges à considérer sont les mêmes que celles du dimensionnement en acier mis à part le poids propre. Celles-ci sont reprises dans le tableau ci-dessous.

<b>Charges permanentes</b>	Toiture verte	2 kN/m <sup>2</sup>
	Isolation, etc.	0,7 kN/m <sup>2</sup>
<b>Charges variables</b>	Neige	0,35 kN/m <sup>2</sup>
	Vent	0,6 kN/m <sup>2</sup>
<b>Charge ponctuelle</b>	Climatisation	30 kN

Tableau 1 : Charges appliquées à la toiture

Remarque : la charge ponctuelle peut être appliquée en tout point de la toiture.

Ces charges doivent être combinées entre elles grâce aux coefficients  $\psi$  fournis par [EN 1990, 2002].

	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Charges d'exploitation</b>	0,7	0,5	0,3
<b>Charges de neige</b>	0,5	0,2	0
<b>Charges de vent</b>	0,6	0,2	0

Tableau 2 : Coefficients de combinaison de charges

Pour la toiture, il n'y a pas de charges d'exploitation car les charges permanentes (toiture verte, isolation) sont en fait des charges de poids propre. Elles devront donc être prise en compte entièrement.

Pour le vent, la valeur fournie (0,6 kN/m<sup>2</sup>) correspond à la pression dynamique de pointe qu'il faut multiplier par les coefficients de pression extérieure et intérieure. Le premier s'obtient grâce à la figure 8 fournie par [EN 1991-1-4, 2005] dans le cas d'une toiture-terrace avec acrotère.

$$w = 0,6 * (C_{pe} - C_{pi})$$

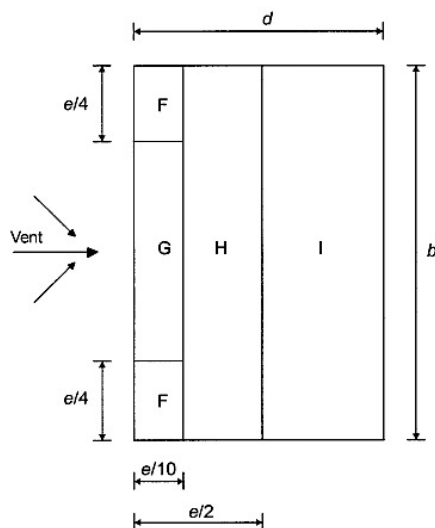


Figure 8 : Zonage de la toiture

Source EN 1991-1-4

Zone	$C_{pe}$
F	-1,2
G	-0,8
H	-0,7
I	+/- 0,2

Tableau 3 : Coefficients de pression extérieure

Pour le coefficient de pression intérieure, les valeurs à considérer sont 0,8 et -0,5. On fait ce choix car ce sont les deux valeurs extrêmes proposées par [EN 1991-1-4, 2005]. En combinant les pressions intérieure et extérieure, on trouve comme valeurs extrêmes de  $C_p$ : 0,7 et -2.

La valeur négative ne sera pas prise en compte car elle entraîne un allègement de la toiture en s'opposant aux charges gravitaires tout en restant faible par rapport à celles-ci. La valeur positive sera, elle, prise en compte car elle augmente les charges gravitaires. Dans ce cas, la charge de vent est de 0,42 kN/m<sup>2</sup>.

Puisque les charges d'exploitation sont nulles, les coefficients de combinaison ne sont plus nécessaires et le cas de charge dimensionnant est le suivant :

$$(pp + ch.per) + neige + w$$

$$(pp + ch.per) * 1,35 + neige * 1,5 + w * 1,5$$

Pour dimensionner un plancher en hourdis, on dispose de catalogue de fabricants disponible sur le site, dans ce cas Ergon ([www.ergon.be](http://www.ergon.be)). Le catalogue nous permet de choisir un type de hourdis en fonction de la charge utile reprise (charge hors poids propre du hourdis) et de la portée à franchir.

$$P_{utile\ pond} = (pp\ chape + ch.per) * 1,35 + neige * 1,5 + w * 1,5$$

$$P_{utile\ pond} = (0,05 * \gamma_{béton} + 2,7) * 1,35 + 0,35 * 1,5 + 0,42 * 1,5 = 6,45\ kN/m^2$$

On considère une épaisseur de chape de 5 centimètres, comme conseillé par le fabricant et un poids volumique de béton de 2450 kg/m<sup>3</sup>. Cette couche collaborante est composée de béton C30/37 et contient une armature de fissuration en treillis 6x6x150x150 mm d'acier S500. La portée exacte à franchir est de 5,58 mètres.

Avec ces informations, on peut déjà se diriger vers une gamme de hourdis en utilisant les courbes de performances. On voit que les hourdis de type SP 150 pourraient convenir. On va affiner le choix final en calculant le moment sollicitant le hourdis. Pour ce faire, on a besoin de connaître le poids propre de ce type de hourdis. Celui-ci est fourni par le catalogue et vaut 2,45 kN/m<sup>2</sup>.

Il ne faut pas oublier de prendre en compte la charge ponctuelle. Celle-ci peut être appliquée n'importe où ; on la place donc à mi travée du hourdis. Au final, le moment sollicitant peut être calculé.

$$M_{Ed} = (P_{utile\ pond} + pp_{hourdis} * 1,35) * largeur_{hourdis} * \frac{portée^2}{8} + P_{ponc\ pond} * \frac{portée}{4}$$

La largeur d'un hourdis est de 1,2 mètres et la charge ponctuelle pondérée vaut 40,5 kN. Ainsi, le moment vaut 102 kNm. Au final, on choisit donc des hourdis de type **SP 150-9X**, d'une épaisseur de 150 mm et composés de 9 torons de 9,3 mm de diamètre ayant un moment résistant de 103 kNm.

#### 4.3.2.2 Plancher intermédiaire

Cette fois, les charges à considérer sont les suivantes :

<b>Charges permanentes</b>	Finitions, faux plafonds, etc.	1 kN/m <sup>2</sup>
<b>Charges variables</b>	Surcharges d'exploitation	2,5 kN/m <sup>2</sup>

Tableau 4 : Charges appliquées au plancher

Vu le nombre limité de charges, les coefficients de combinaison ne sont pas nécessaires et le cas de charge à considérer est le suivant :

$$(pp + ch. per) + ch. var$$

$$(pp + ch. per) * 1,35 + ch. var * 1,5$$

Le raisonnement est identique au dimensionnement de la toiture, si ce n'est que l'on ne doit plus se préoccuper d'une éventuelle charge ponctuelle. La charge utile se calcule en considérant une épaisseur de chape de 5 centimètres. La portée à franchir reste identique.

$$P_{utile pond} = (pp chape + ch. per) * 1,35 + ch. var * 1,5$$

$$P_{utile pond} = (0,05 * \gamma_{béton} + 1) * 1,35 + 2,5 * 1,5 = 6,75 \text{ kN/m}^2$$

Cette fois, le moment sollicitant est bien plus faible puisqu'il n'y a plus de charge ponctuelle. Il vaut 42 kNm et si l'on se réfère aux courbes de performances, on voit que l'on peut se contenter de hourdis du type **SP 150-8X**.

### 4.3.3 Dimensionnement des poutres et colonnes intermédiaires

#### 4.3.3.1 Solution isostatique

Dans un premier temps, on envisage un système de poutres reposant sur les colonnes de manière isostatique. Cela implique des poutres travaillant exclusivement sous moment positif et des colonnes uniquement comprimées. Cette solution est bien sur plus aisée à calculer mais il est fort probable qu'elle conduise à des sections de poutres assez importantes et des colonnes plutôt faibles. Cela peut poser des problèmes au niveau des appuis de poutres sur les colonnes.

On étudiera donc la solution isostatique et on passera en hyperstatique par la suite si cela s'avère nécessaire.

##### 4.3.3.1.1 Poutres de toiture

###### Charges à considérer, moment sollicitant et dimensions

Les poutres sont des éléments en béton armé de classe C30/37, reprenant les charges de toiture et les transmettant aux colonnes du bâtiment. Chaque poutre reprend donc la charge uniformément répartie suivante :

$$p_{poutre} = pp_{poutre} * 1,35 + (pp_{toiture} * 1,35 + neige * 1,5 + w * 1,5) * portée_{hourdis}$$

$$pp_{toiture} = 2 + 0,7 + 0,05 * \gamma_{béton} + pp_{hourdis} = 6,375 \text{ kN/m}^2$$

Pour pouvoir connaître la charge exacte appliquée sur la poutre, il faut bien sûr connaître les dimensions de celle-ci. Dans un premier temps, on considère un moment de flexion ne tenant pas compte du poids propre de la poutre. Ainsi on a :

$$p_{poutre} = (pp_{toiture} * 1,35 + neige * 1,5 + w * 1,5) * portée_{hourdis} = 55 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = p_{poutre} * \frac{portée_{poutre}^2}{8} + P_{ponc} * 1,35 * \frac{portée_{poutre}}{4} = 1121 \text{ kNm}$$

Remarquons que l'on fait l'hypothèse sécuritaire que la charge ponctuelle se trouve à mi travée de la poutre de manière à conduire au plus grand moment. La portée de la poutre est de 12,11 mètres.

Ayant une estimation du moment sollicitant, on se fixe la largeur b et on en déduit la hauteur utile grâce à la formule du moment rationnel qui considère une pleine exploitation de l'acier et du béton. On choisit, pour commencer, une largeur de poutre de 50 cm.

La formule est la suivante :

$$M_{Rd} = M_{Ed} = 0,187 * b * d^2 * \alpha * f_{cd}$$

$$\Rightarrow d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0,187 * b * \alpha * f_{cd}}} = 0,84m$$

Avec  $b = 0,5 m$ ,  $\alpha = 0,85$  et  $f_{cd} = \frac{30}{1,5} = 20 N/mm^2$ .

Ayant un ordre de grandeur de hauteur utile, on peut se fixer des dimensions plausibles et refaire le calcul avec prise en compte du poids propre. On choisit une largeur de 50 cm et une hauteur totale de 90 cm, soit une hauteur utile de 86 cm en considérant 40 mm d'enrobage (distance entre la face extérieure et le centre de l'armature). Etant donné les dimensions importantes de la poutre, la prise en compte du poids propre entraîne une augmentation importante du moment.

$$M_{Ed} = 1121 kNm + h * b * \gamma_{béton} * 1,35 * \frac{portée_{poutre}^2}{8} = 1393 kNm$$

Cette augmentation du moment entraîne bien sûr une augmentation des dimensions de la poutre et ainsi de suite. Après quelques itérations, les dimensions convergent. Le tableau 5 reprend les dimensions finales, les charges appliquées (ELU) et le moment sollicitant la poutre.

<b>Largeur b</b>	50 cm
<b>Hauteur utile d</b>	92 cm
<b>Hauteur totale h</b>	95 cm
<b>Charge répartie <math>p_{poutre}</math></b>	70 kN/m
<b>Charge ponctuelle <math>P_{ponc}</math></b>	40,5 kN
<b>Moment sollicitant</b>	1409 kNm
<b><math>\mu</math></b>	0,200

Tableau 5 : Tableau récapitulatif

### Armatures longitudinales

Connaissant les dimensions finales de l'élément, le moment sollicitant et se référant à la figure 45 fournie en annexe, on peut en déduire le bras de levier z des efforts internes à la section.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * \alpha * f_{cd}} = 0,200 \Rightarrow \frac{z}{d} = 0,884 \Rightarrow z = 0,80 m$$



On peut ensuite en déduire une quantité d'acier nécessaire à la reprise de l'effort de traction en fibre inférieure.

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z} = \frac{1409 * 10^6}{\frac{500}{1,15} * 800} = 4029 \text{ mm}^2$$

On décide donc de placer 9 barres de 25 mm de diamètre, soit une quantité d'acier de 4418 mm<sup>2</sup>.

### Armatures transversales

En plus des armatures longitudinales, il est nécessaire de placer des armatures transversales pour la reprise de l'effort tranchant. L'effort tranchant maximum apparaît au niveau des appuis de la poutre et vaut :

$$V_{Ed} = p_{poutre} \frac{\text{portée}_{poutre}}{2} + \frac{P_{ponc}}{2} = 424 \text{ kN}$$

On calcule ensuite  $V_{Rd2}$ , c'est-à-dire « la résistance de calcul à l'effort tranchant, se référant à un état limite de ruine atteint par écrasement des bielles comprimées de béton » selon [Dotreppe, 2008].

$$V_{Rd2} = 0,45 * b * d * v * f_{cd} = 2277 \text{ kN}$$

Avec  $0,45 * v * f_{cd} = 4,95 \text{ N/mm}^2$ .  $V_{Rd2}$  est bien supérieur à  $V_{Ed}$ , les dimensions de béton sont donc suffisantes et b et d peuvent rester identiques. On passe ensuite au calcul de  $V_{Rd1}$ , c'est-à-dire l'effort tranchant maximum pouvant être repris par le béton seul.

$$V_{Rd1} = (0,1 * k * \sqrt[3]{100 * \rho_l * f_{ck}}) * b * d = 206 \text{ kN}$$

Avec :

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,47$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b*d} = 0,0097 = 0,97\%$ ; le pourcentage d'armatures longitudinales.
- $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ , béton de classe C30/37.
- b et d, la largeur et la hauteur utile de la section.

L'effort supplémentaire devant être repris par des armatures vaut :

$$V_{wd} = V_{Ed} - V_{Rd1} = 218 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{391 * d} = 0,614$$

Cette dernière formule nous permet de déduire un diamètre et un espacement d'étriers verticaux grâce à la figure 46 de l'annexe. Ainsi, on utilisera des étriers de 8 mm de diamètre espacés de 160 mm.

#### 4.3.3.1.2 Poutres de plancher

Le raisonnement est identique et pour l'estimation du poids propre, on considère les mêmes dimensions que les poutres de toiture, à savoir 50 x 95 cm.

$$p_{poutre} = pp_{poutre} * 1,35 + (pp_{pl} * 1,35 + ch.per * 1,35 + ch.var * 1,5) * portée_{hourdis}$$

Pour rappel, les charges appliquées au plancher sont reprises au tableau 6 :

<b>Charges permanentes</b>	Finitions, faux plafonds, etc.	1 kN/m <sup>2</sup>
<b>Charges variables</b>	Surcharges d'exploitation	2,5 kN/m <sup>2</sup>

Tableau 6 : Charges appliquées au plancher

Ainsi, on trouve une charge répartie appliquée sur la poutre de 72 kN/m. Cette fois, il n'y a aucune charge ponctuelle dont il faut tenir compte. On peut donc calculer les efforts sollicitant la poutre.

$$M_{Ed} = p_{poutre} * \frac{portée_{poutre}^2}{8} = 1317 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = p_{poutre} * \frac{portée_{poutre}}{2} = 435 \text{ kN}$$

Cet effort est assez proche du moment sollicitant les poutres de toiture, il est donc logique d'utiliser les mêmes dimensions (50 x 95 cm).

On procède ensuite de la même façon au calcul des quantités d'armatures longitudinales et transversales. Les valeurs finales sont reprises au tableau récapitulatif ci-dessous.

#### 4.3.3.1.3 Tableau récapitulatif

<b>Poutres de toiture</b>	<b>Dimensions</b>	50 x 95 cm
	<b>Moment</b>	1409 kNm
	<b>Effort tranchant</b>	424 kN
	<b>Armatures longitudinales</b>	9 $\phi$ 25 mm
	<b>Armatures transversales</b>	$\phi$ 8 mm S 160 mm
<b>Poutres de plancher</b>	<b>Dimensions</b>	50 x 95 cm
	<b>Moment</b>	1317 kNm
	<b>Effort tranchant</b>	435 kN
	<b>Armatures longitudinales</b>	8 $\phi$ 25 mm
	<b>Armatures transversales</b>	$\phi$ 8 mm S 150 mm

Tableau 7 : Récapitulatif du dimensionnement isostatique

#### 4.3.3.1.4 Colonnes

##### Charges à considérer

Les colonnes de l'ouvrage servent d'appui pour les poutres de plancher. Elles reprennent donc chacune les réactions d'appui du niveau de la toiture et du niveau intermédiaire additionné du poids propre de la colonne. Dans un premier temps, on négligera cette dernière composante.

Les réactions en question sont identiques aux efforts tranchants maximum apparaissant au niveau des appuis. La colonne la plus sollicitée est la colonne inférieure. On obtient l'effort normal en additionnant les efforts tranchants des deux niveaux, déjà calculés précédemment.

$$N_{Ed} = V_{Ed,toiture} + V_{Ed,intermédiaire} = 424 + 435 = 859 \text{ kN}$$

##### Dimensions extérieures et armatures longitudinales

Connaissant cet effort et faisant une certaine hypothèse sur la quantité d'armatures à placer dans la section, on peut en déduire les dimensions de la colonne. Celle-ci aura une section carrée en béton C30/37 avec des armatures en acier S500. Dans un premier temps, on considère une section d'acier recommandée de 0,8% de la section totale.

L'équation nous donnant l'effort résistant en fonction de la quantité de béton et d'acier est la suivante :

$$N_{Rd} = \alpha * f_{cd}(A_C - A_S) + f'_{yd} * A_S$$

Avec :

- $\alpha = 0,85$
- $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = 20 \text{ N/mm}^2$
- $A_S = 0,008 * A_C$
- $A_C = b^2$
- $f_{yd} = 400 \text{ N/mm}^2$ , pour de l'acier S500

Ainsi, on peut en déduire une première estimation de la largeur de la colonne.

$$b \geq \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\alpha * f_{cd} - 0,008 * \alpha * f_{cd} + 0,008 * f_{yd}}} = 207 \text{ mm} = 21 \text{ cm}$$

Cette estimation nous permet de prendre en compte le poids propre et l'ajouter à l'effort normal sollicitant. La longueur totale de la colonne est d'environ 9 mètres. L'effort supplémentaire vaut :

$$pp_{colonne} = b^2 * l_{colonne} * \gamma_{béton} = 10 \text{ kN}$$

On se rend de suite compte que le poids propre est tout à fait négligeable par rapport aux charges transmises par les planchers. On sent également qu'une section de 21 x 21 cm nous donnera une colonne assez élancée qui risque de connaître des problèmes de flambement. On décide donc de passer directement à une colonne de 30 x 30 cm pour la suite du dimensionnement.

Dans ce cas, la quantité d'acier recommandée est la suivante :

$$A_S = 0,008 * 300^2 = 720 \text{ mm}^2$$

Cette section doit être supérieure à une quantité minimale requise.

$$A_S \geq \frac{0,10 * N_{Ed}}{f_{yd}} = 202 \text{ mm}^2$$

$$A_S \geq 0,003 * A_C = 270 \text{ mm}^2$$

Les conditions sont bien respectées. Remarquons que la valeur de l'effort normal sollicitant tient compte de la nouvelle section (30 x 30 cm), bien que le poids propre soit quasi négligeable.

Connaissant la quantité d'acier à placer, on peut en déduire le nombre d'armature et leur diamètre. Pour ce genre de section, il est exigé de placer au moins une barre dans chaque angle (soit au moins 4 barres) avec un diamètre minimum de 12 mm. On décide de placer 4 barres de 16 mm de diamètre, pour une section totale de 805 mm<sup>2</sup>.

### Armatures transversales

Le dimensionnement des armatures transversales consiste juste en une série de dispositions constructives puisque les colonnes ne reprennent pas d'effort tranchant mais juste un effort normal.

Ainsi, le diamètre minimum :

- est de 6 mm
- vaut le quart du diamètre maximum des armatures longitudinales.

L'espacement maximum :

- est de 12 fois le diamètre minimum des barres longitudinales
- vaut la plus petite dimension de la colonne
- est de 300 mm.

On choisit des armatures transversales de 6 mm de diamètre espacées de 180 mm. Cet espacement maximum est à multiplier par 0,6 aux extrémités de la colonne ainsi qu'au dessus et en dessous des planchers sur une hauteur égale à  $b$ . Dans ces zones, l'espacement devient 110 mm.

#### 4.3.3.1.5 Conclusions isostatiques

Il n'est pas nécessaire d'aller plus loin dans le dimensionnement isostatique. En effet, il est assez délicat d'appuyer une poutre de 50 cm de large sur une colonne de 30 cm de large. Les dimensions des poutres et colonnes sont donc peu compatibles et plutôt que d'augmenter la largeur des colonnes, on va se diriger vers une solution hyperstatique. De cette manière, on diminuera le moment positif en travée en le reportant au niveau des extrémités des poutres et dans les colonnes. Cela impliquera sans doute des sections de poutres plus faibles et des sections de colonnes plus fortes.

### 4.3.3.2 Solution hyperstatique

#### 4.3.3.2.1 Modélisation

Puisque la solution isostatique n'est pas satisfaisante, on va passer à la solution hyperstatique. Celle-ci correspond à des poutres assemblées aux colonnes de manière rigide, leur transmettant de l'effort normal et de la flexion. Cela aura pour effet de diminuer le moment positif en travée et de faire apparaître des moments négatifs aux extrémités.

Ce choix conduira probablement à des hauteurs de poutres plus faibles mais à des sections de colonnes plus importantes. Cela peut être intéressant et règlera le problème d'incompatibilité des dimensions apparaissant dans la solution isostatique.

Puisque l'on considère des liaisons rigides entre les poutres et colonnes, on doit étudier la structure (portique) dans son ensemble. Pour ce faire, on utilise un modèle *Ossa 2D* (figure 9). Pour le calcul des efforts, le programme doit connaître les rigidités des différents éléments, il faut donc donner des sections aux poutres et aux colonnes. Plus ces dernières seront massives et plus elles attireront de l'effort.

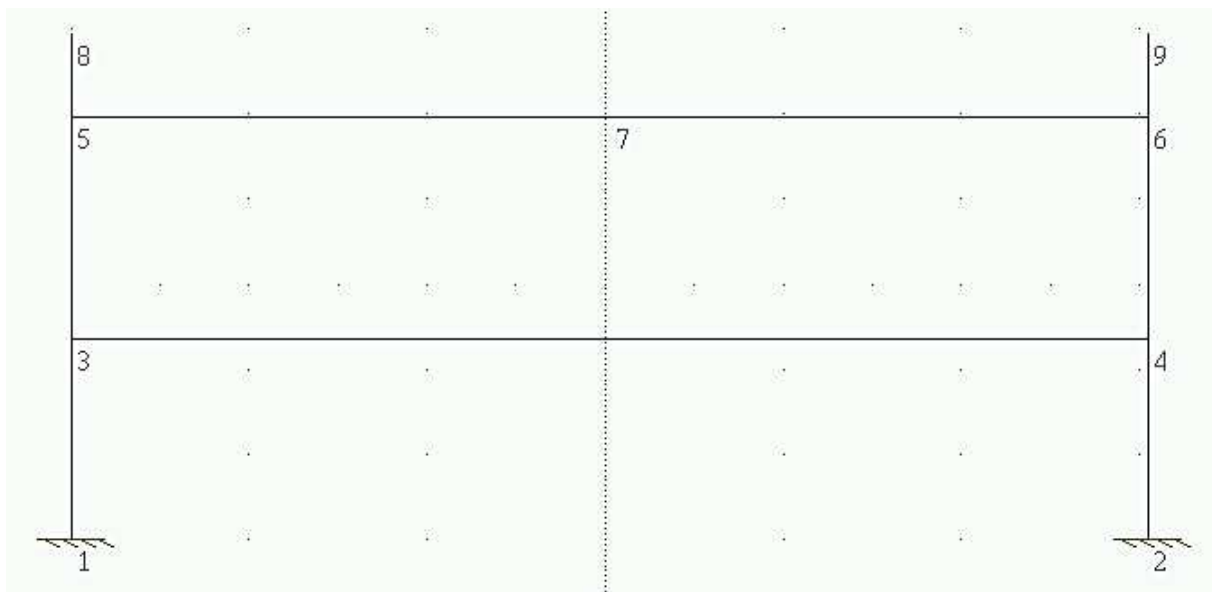


Figure 9 : Modèle Ossa 2D

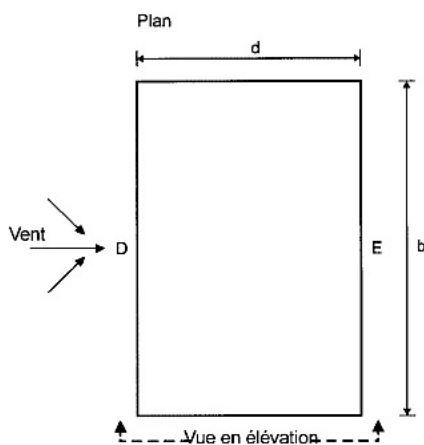
La démarche d'analyse est donc itérative puisque les efforts dans les poutres et colonnes dépendent des dimensions de celles-ci qui dépendent elles-mêmes des efforts repris. Il faudra donc jouer un peu avec les dimensions des éléments jusqu'à trouver une situation assurant la compatibilité entre les dimensions et les efforts à reprendre.

#### 4.3.3.2.2 Calcul des efforts et dimensions des éléments

##### Charges de vent

Puisque l'on étudie le portique dans sa globalité, il faut tenir compte de la charge de vent agissant horizontalement. On considère que chaque portique reprend la charge appliquée sur la demi surface le séparant du portique suivant (à gauche et à droite). De plus, comme pour la descente de charge verticale, il faut multiplier la pression dynamique de pointe par les coefficients appropriés.

Tout d'abord, observons le cas où le vent souffle sur la plus grande façade. En se référant à [EN 1991-1-4, 2005], il faut considérer 4 zones distinctes. Chaque zone possède un coefficient de pression extérieure différent.



Zone	$C_{pe}$
A	-1,2
B	-0,8
D	0,8
E	-0,5

Tableau 8 : Coefficients de pression extérieure, vent soufflant sur la grande façade

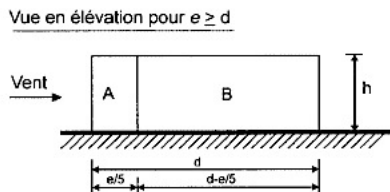
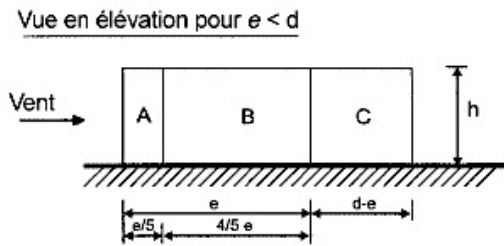


Figure 10 : Vent soufflant sur la grande façade

Source EN 1991-1-4

Pour le second cas, on considère que le vent souffle sur la petite façade. Cette fois, on voit apparaître 5 zones distinctes.



Zone	$C_{pe}$
A	-1,2
B	-0,8
C	-0,5
D	0,8
E	-0,5

Figure 11 : Vent soufflant sur la petite façade  
Source EN 1991-1-4

Tableau 9 : Coefficients de pression extérieure,  
vent soufflant sur la petite façade

Les coefficients de pression intérieure valent quant à eux, 0,8 et -0,5 (valeurs extrêmes proposées). En combinant les différents coefficients de pression, il semble que deux cas extrêmes se démarquent. Le premier correspond à un vent soufflant sur la grande façade.

$$C_{p1} = 0,8 - (-0,5) = 1,3$$

$$C_{p2} = -0,5 - (0,8) = -1,3$$

Cela correspond au schéma suivant :



Figure 12 : Cas de vent 1

Le second cas correspond à un vent soufflant sur la petite façade.

$$C_{p1} = -0,8 - (0,8) = -1,6$$

$$C_{p2} = -0,8 - (0,8) = -1,6$$

On ne tient pas compte de la zone A car elle ne contient que le portique de rive qui est en fait bien moins chargé que les portiques intermédiaires. Le cas des éléments de rive sera étudié plus loin. Le schéma de pression est le suivant :

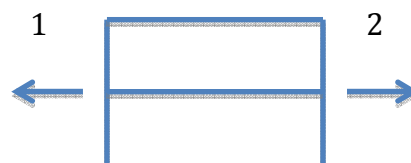


Figure 13 : Cas de vent 2



Au final, les pressions de vent à considérer sont les suivantes :

$$p_{vent} = 1,5 * w * 2 * \frac{5,58}{2}$$

Cas	C <sub>p</sub>	w	p <sub>vent</sub>
1 - gauche	1,3	0,78 kN/m <sup>2</sup>	6,53 kN/m
1 - droite	-1,3	-0,78 kN/m <sup>2</sup>	-6,53 kN/m
2 - gauche	-1,6	-0,96 kN/m <sup>2</sup>	-8,04 kN/m
2 - droite	-1,6	-0,96 kN/m <sup>2</sup>	-8,04 kN/m

Tableau 10 : Efforts de vent

Les deux cas seront pris en compte dans l'analyse de la structure via *Ossa 2D*.

Remarque : une pression négative correspond à une pression vers l'extérieur du bâtiment.

### Imperfections géométriques

Dans toute structure, il peut y avoir des imperfections géométriques pouvant conduire à une amplification des efforts. Il est donc nécessaire de prendre en compte ces imperfections dans l'analyse de notre structure.

Cet effet peut se traduire par une inclinaison des colonnes de la structure. Celle-ci est remplacée par un effort horizontal appliqué sur la structure. La formule correspondante pour une structure non contreventée (paragraphe 4.3.5) est la suivante :

$$H = \theta * N$$

Avec :

- H, l'effort horizontal à appliquer à la structure.
- $\theta$ , l'inclinaison de la structure calculée ci-dessous.
- N, l'effort normal appliqué à la colonne.

L'inclinaison  $\theta$  se calcule grâce à la formule suivante :

$$\theta = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m$$

Avec :

- $\theta_0 = \frac{1}{200}$ , la valeur de base de l'inclinaison.
- $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$ , un coefficient réducteur relatif à la longueur (l) de la colonne.
- $\alpha_m = \sqrt{0,5 * (1 + \frac{1}{m})}$ , un coefficient réducteur relatif aux nombres d'éléments (m).

Dans notre cas, on étudie chaque colonne successivement comme un élément isolé. Dans ce cas, « l » est la longueur de celle-ci et « m » vaut 1. Les différentes valeurs calculées pour chaque colonne sont données au tableau 11 :

<b>Colonnes supérieures</b>	<b>Effort normal</b>	424 kN
	<b>Longueur</b>	4,2 m
	$\alpha_h$	0,98
	$\alpha_m$	1
	$\theta$	0,0049
	<b>Effort horizontal H</b>	2,08 kN
<b>Colonnes inférieures</b>	<b>Effort normal</b>	859 kN
	<b>Longueur</b>	3,75 m
	$\alpha_h$	1,03
	$\alpha_m$	1
	$\theta$	0,0051
	<b>Effort horizontal H</b>	4,38 kN

Tableau 11 : Calcul des efforts dus aux imperfections géométriques

Les valeurs d'efforts normaux sollicitant les colonnes sont les mêmes que celles utilisées pour le dimensionnement des colonnes dans la solution isostatique. Au cours des itérations, ces valeurs seront modifiées pour tenir compte des vraies dimensions des éléments de la solution hyperstatique.

La charge horizontale, bien qu'assez faible, sera prise en compte dans le modèle *Ossa 2D* et sera appliquée en tête de la colonne correspondante.

### Charges gravitaires

Pour rappel, voici les charges verticales reprises par le portique étudié. Ces charges tiennent compte du poids propre des poutres avec les sections trouvées pour la solution isostatique.

<b>Charge répartie toiture</b>	70 kN/m
<b>Charge répartie plancher</b>	72 kN/m
<b>Charge ponctuelle</b>	40,5 kN

Tableau 12 : Charges gravitaires appliquées aux poutres

Les charges de planchers sont susceptibles de diminuer légèrement car elles tiennent compte du poids propre de la poutre calculé de manière isostatique. Or, la solution hyperstatique devrait conduire à des dimensions de poutres plus faibles. Ces valeurs seront donc affinées au fur et à mesure du calcul.

### Dimensions finales

En étudiant les deux cas de vent à l'aide d'*Ossa 2D*, on se rend assez vite compte que le cas de charges de vent 1 est le plus défavorable. En effet, la non symétrie des charges tend à augmenter le moment négatif à l'une des extrémités de la poutre. Le cas de charge dimensionnant est donc le premier, il est représenté ci-dessous.

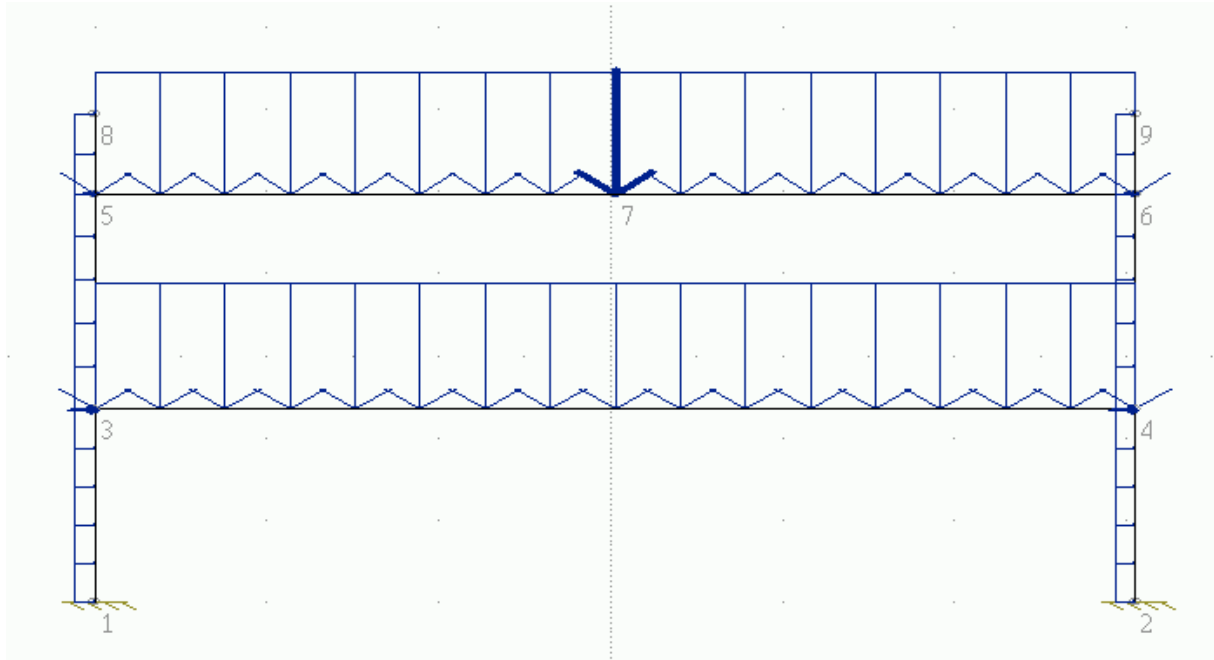


Figure 14 : Cas de charge dimensionnant

Après plusieurs essais, on choisit les dimensions finales reprises au tableau 13. Celles-ci ont été choisies car elles assuraient un bon compromis entre compatibilité des dimensions au niveau des appuis poutres-colonnes ainsi qu'une bonne répartition des moments entre les différents éléments. De plus ces dimensions semblent compatibles avec les efforts à reprendre. Cela sera vérifié par le calcul des armatures.

<b>Hauteur de poutre</b>	70 cm
<b>Largeur de poutre</b>	45 cm
<b>Largeur de colonne</b>	45 cm

Tableau 13 : Dimensions finales des poutres

Pour faciliter la mise en œuvre des poutres et puisque les charges à reprendre sont du même ordre, les dimensions seront identiques aussi bien au niveau de la toiture que du plancher intermédiaire.

A chaque nouvel essai, le nouveau poids propre des éléments est pris en compte dans les nouvelles valeurs de charges. Le tableau suivant reprend les valeurs de charges correspondant aux dimensions finales :

<b>Charge répartie toiture</b>	65 kN/m
<b>Charge répartie plancher</b>	67 kN/m
<b>Charge ponctuelle</b>	40,5 kN

Tableau 14 : Charges finales appliquées aux poutres

Les poutres reprennent les hourdis ainsi qu'une épaisseur de 5 cm de béton coulée en place. Au niveau de chaque poutre, cette épaisseur passe à 20 cm pour compenser l'épaisseur du hourdi. Cette quantité de béton va participer à la flexion d'ensemble des poutres et l'on peut donc considérer une largeur de chape collaborante.

Cette surépaisseur augmentera la hauteur utile des poutres de manière conséquente (20 cm), sans pour autant nécessiter plus de béton. La seule exigence est d'avoir une connexion suffisante entre la poutre et la dalle collaborante. La figure 15 ci-dessous représente la géométrie de la poutre.

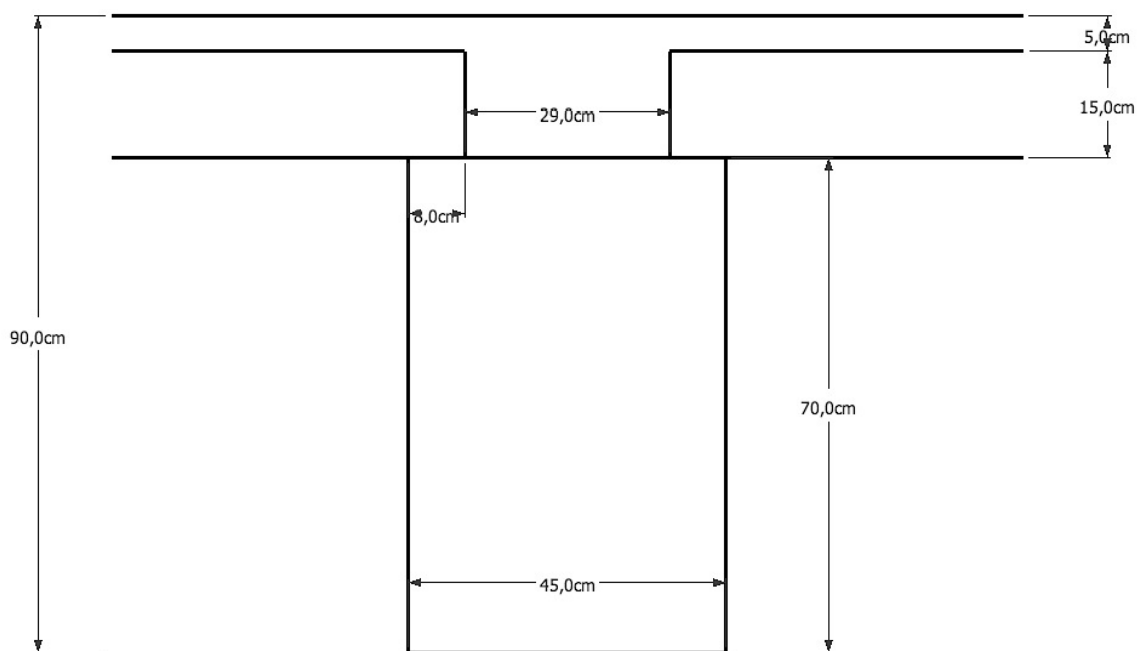


Figure 15 : Géométrie de la poutre

Au final, pour le calcul de l'armaturage, on utilisera une section équivalente de 29 cm de large et de 90 cm de haut. De cette façon, on néglige deux bandes de 8 cm de largeur (appuis des hourdis) de chaque côté de la poutre. Cette diminution de largeur (16 cm) n'a que peu d'effet et est complètement négligeable par rapport à l'augmentation de la hauteur (20 cm) qui augmentera le bras de levier des efforts internes. Cela diminuera la quantité d'armatures nécessaires.

Remarque : les dimensions choisies pour les poutres en béton entraînent une augmentation de la hauteur de l'ouvrage de manière à conserver des hauteurs sous plafond identiques à la solution acier. Chaque plancher (hourdis et poutres) est environ 60 cm plus épais que pour la solution acier. Cela implique donc des colonnes plus longues devant être prises en compte dans le modèle *Ossa 2D*. Cet aspect sera détaillé au paragraphe 5.1.

Efforts principaux

Voici les diagrammes de moments, efforts tranchants et efforts normaux. Les valeurs principales d'efforts sollicitant les poutres sont indiquées au tableau 15.

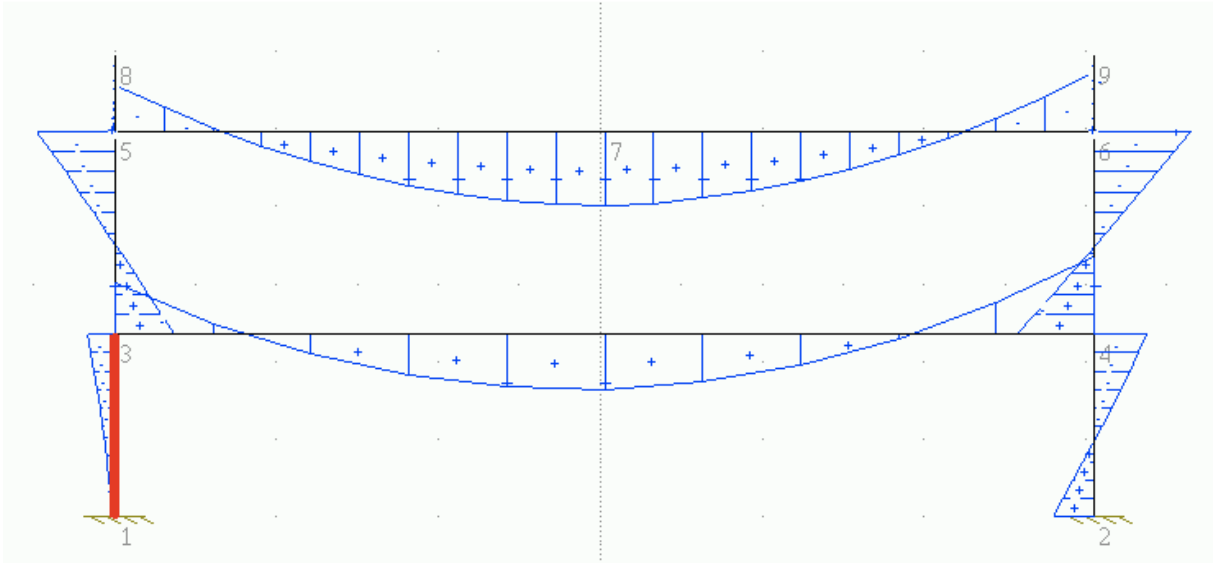


Figure 16 : Diagramme de moments

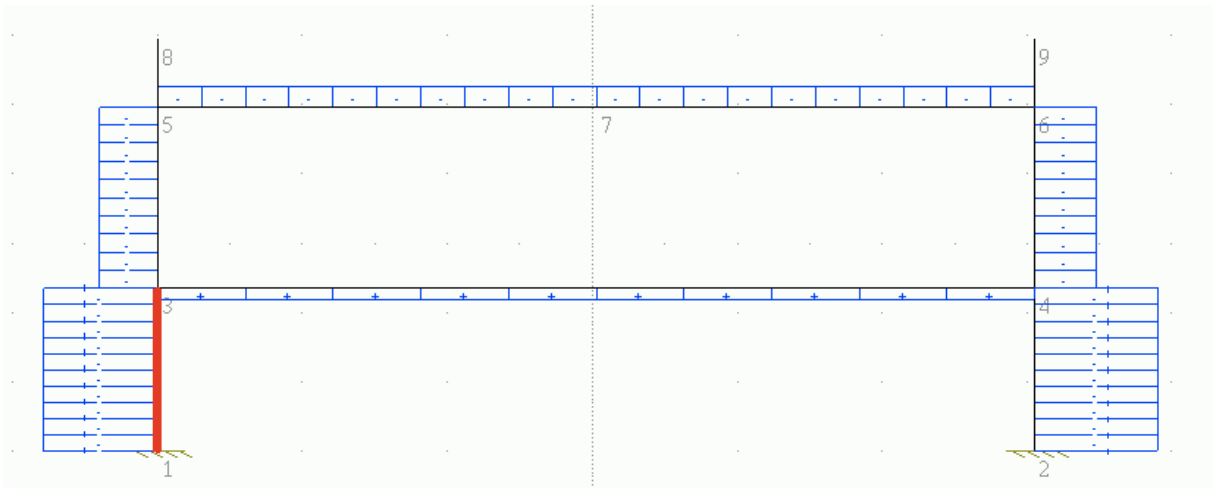


Figure 17 : Diagramme d'efforts normaux

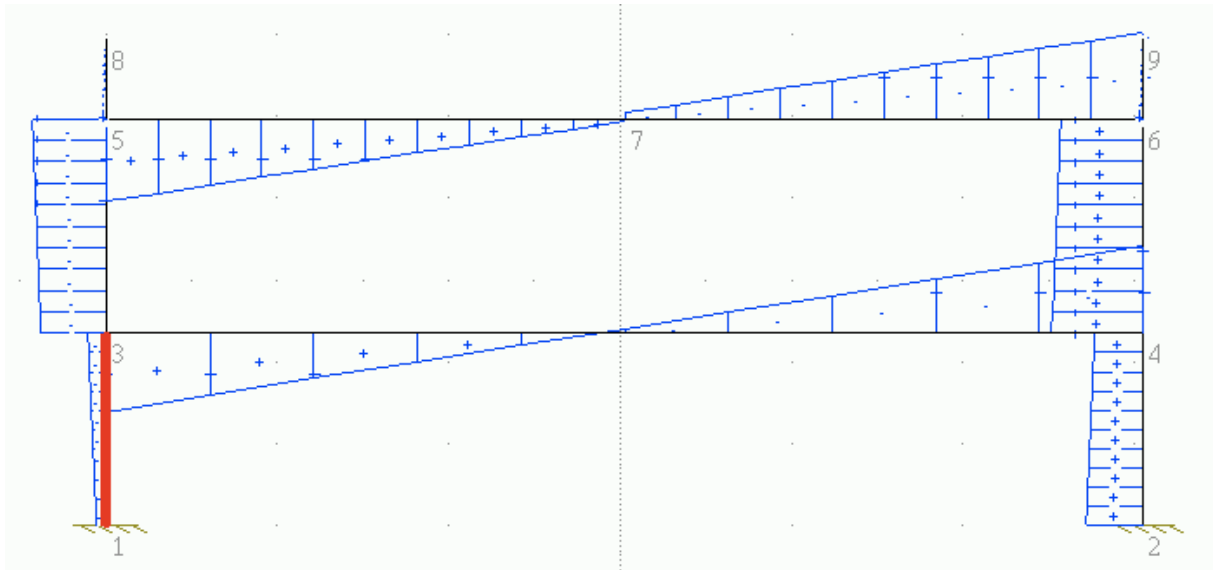


Figure 18 : Diagramme d'efforts tranchants

<b>Poutre de toiture</b>	Med <sup>+</sup>	776 kNm
	Med <sup>-</sup>	-600 kNm
	Ved	423 kN
<b>Poutre de plancher</b>	Med <sup>+</sup>	563 kNm
	Med <sup>-</sup>	-801 kNm
	Ved	426 kN

Tableau 15 : Efforts principaux

#### 4.3.3.2.3 Poutres

Après avoir déterminé les dimensions extérieures des différents éléments, on peut passer au calcul des quantités d'armatures requises. On analysera successivement les poutres et les colonnes.

##### Poutres de toiture

- Armatures longitudinales : fibre inférieure
  - *Quantité d'acier*

Connaissant les dimensions finales des poutres (29 x 90 cm), le moment sollicitant et se référant à la figure 45 de l'annexe, on peut en déduire le bras de levier z des efforts internes à la section.

$$\mu = \frac{M_{Ed}^+}{b * d^2 * \alpha * f_{cd}} = 0,213 \Rightarrow \frac{z}{d} = 0,875 \Rightarrow z = 0,75 \text{ m}$$

Avec  $M_{Ed}^+ = 776 \text{ kNm}$  et  $d = 0,87 \text{ m}$ . La valeur du coefficient  $\mu$  est satisfaisante, les dimensions de béton choisies sont donc tout à fait plausibles. On peut ensuite en déduire la quantité d'acier nécessaire à la reprise de l'effort de traction en fibre inférieure.

$$A_s = \frac{M_{Ed}^+}{f_{yd} * z} = \frac{776 * 10^6}{\frac{500}{1,15} * 750} = 2372 \text{ mm}^2$$

On décide donc de placer 5 barres de 25 mm de diamètre pour une quantité totale d'armatures de 2454 mm<sup>2</sup>.

○ *Sections minimale et maximale d'armatures*

Pour limiter la fissuration du béton et faciliter sa mise en œuvre, il convient de respecter des conditions d'armatures minimales et maximales prescrites. Ainsi, la section minimale d'acier vaut :

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d = 0,26 * \frac{2,9}{500} * 450 * 840 = 570 \text{ mm}^2$$

La section maximale vaut :

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 450 * 900 = 16200 \text{ mm}^2$$

Les conditions sont donc bien respectées.

○ *Longueur d'ancrage*

Connaissant la quantité d'armatures placée, on peut calculer la longueur d'ancrage des barres de manière à assurer une adhérence suffisante entre le béton et l'acier. Cette longueur se calcule comme suit :

$$l_b = \frac{1 f_{yd}}{4 f_{bd}} * \phi = 905 \text{ mm}$$

Avec  $f_{bd} = 3 \text{ N/mm}^2$ , la contrainte de calcul admissible d'adhérence pour un béton C30/37. Cette valeur de longueur d'ancrage peut être réduite en fonction de la quantité d'armatures requise dans la zone d'ancrage.

$$l_{b,net} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,eff}}$$

Cette valeur dépend donc de la zone où l'on désire arrêter les armatures. A la vue du diagramme de moments, on constate que le moment devient nul aux environs du huitième de la portée, soit à 1,5 m de l'extrémité de la poutre. A cet endroit, la quantité d'armatures requise est nulle puisque le moment s'annule, la longueur d'ancrage s'annule donc également.

Cela dit, il faut respecter les longueurs d'ancrage minimales suivantes :

- $l_{b,min} = 10 * \phi = 200 \text{ mm}$
- $l_{b,min} = 100 \text{ mm}$
- $l_{b,min} = 0,6 * l_b = 543 \text{ mm}$

Au final, on prolongera donc chaque armature de fibre inférieure d'environ 543 mm de part et d'autre de la zone de moment positif.

- Armatures longitudinales : fibre supérieure

- *Quantité d'acier*

La démarche est exactement la même, si ce n'est que les armatures seront placées en fibre supérieure. Le moment sollicitant est de -600 kNm. On commence par calculer le bras de levier des efforts internes.

$$\mu = \frac{M_{Ed}^-}{b * d^2 * \alpha * f_{cd}} = 0,165 \Rightarrow \frac{z}{d} = 0,906 \Rightarrow z = 0,78 \text{ m}$$

Les dimensions de béton sont compatibles avec le moment sollicitant et on peut en déduire la quantité d'acier nécessaire.

$$A_s = \frac{M_{Ed}^-}{f_{yd} * z} = \frac{600 * 10^6}{\frac{500}{1,15} * 780} = 1771 \text{ mm}^2$$

On décide donc de placer 4 barres de 25 mm de diamètre pour une quantité totale d'armatures de 1963 mm<sup>2</sup>.

- *Sections minimale et maximale d'armatures*

Les conditions à respecter sont les mêmes qu'en fibre inférieure. Ainsi, la section minimale d'acier vaut :

$$A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * d = 0,26 * \frac{2,9}{500} * 450 * 840 = 570 \text{ mm}^2$$

La section maximale vaut :

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 450 * 900 = 16200 \text{ mm}^2$$

Les conditions sont donc bien respectées.



○ *Longueur d'ancrage*

Le raisonnement est identique qu'en fibre inférieure mis à part que la courbe de moment n'est plus symétrique dans la zone de moment négatif. On doit donc calculer une longueur d'ancrage de chaque côté de cette zone. La longueur d'ancrage de base reste la même.

$$l_b = \frac{1}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} * \phi = 905 \text{ mm}$$

Si l'on étudie les extrémités des poutres, le moment  $y$  est maximum, la quantité d'armature requise correspond à celle calculée ci-dessus.

$$l_{b,net} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,eff}} = 905 * \frac{1771}{1963} = 817 \text{ mm}$$

Pour la zone située au point de moment nul, la quantité d'armatures requise est nulle et la longueur d'ancrage est donc la même que celle calculée pour la fibre inférieure, à savoir 543 mm.

• Armatures transversales

En plus des armatures longitudinales, il est nécessaire de placer des armatures transversales pour la reprise de l'effort tranchant. L'effort tranchant maximum apparaît au niveau des appuis de la poutre et vaut :

$$V_{Ed} = 423 \text{ kN}$$

On calcule ensuite  $V_{Rd2}$ , c'est-à-dire « la résistance de calcul à l'effort tranchant, se référant à un état limite de ruine atteint par écrasement des bielles comprimées de béton ».

$$V_{Rd2} = 0,45 * b * d * v * f_{cd} = 1249 \text{ kN}$$

Avec  $0,45 * v * f_{cd} = 4,95 \text{ N/mm}^2$ .  $V_{Rd2}$  est bien supérieur à  $V_{Ed}$ , les dimensions de béton sont donc suffisantes et  $b$  et  $d$  peuvent rester identiques. On passe ensuite au calcul de  $V_{Rd1}$ , c'est-à-dire l'effort tranchant repris par la section de béton seule.

$$V_{Rd1} = (0,1 * k * \sqrt[3]{100 * \rho_l * f_{ck}}) * b * d = 105 \text{ kN}$$

Avec :

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,48$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b*d} = 0,0075 = 0,75 \%$  ; le pourcentage d'armatures longitudinales dans la zone d'effort tranchant maximum, à savoir aux extrémités de la poutre.
- $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ , béton de classe C30/37.
- b et d, la largeur et la hauteur utile de la section.

Et donc l'effort restant doit être repris par des armatures transversales.

$$V_{wd} = V_{Ed} - V_{Rd1} = 317 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{391 * d} = 0,934$$

Cette dernière formule correspond à des étriers verticaux. Ensuite, grâce à la figure 46 de l'annexe, on peut en déduire le type d'étriers requis et leur espacement. On choisit des étriers de 8 mm de diamètre avec un espacement de 100 mm.

Ce choix est nécessaire aux extrémités de la poutre. Au fur et à mesure que l'on se rapproche du centre de la travée, l'effort tranchant diminue, la quantité d'étriers peut donc être réduite.

On refait le même calcul au quart de la travée, l'effort tranchant est de 208 kN. Cette fois, on peut se contenter d'étriers de diamètre  $\phi$  8 mm avec un espacement de 300 mm.

Le taux d'armatures d'effort tranchant minimum est donné par l'expression suivante :

$$\rho_{w,min} = 0,08 * \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 * \frac{\sqrt{30}}{500} = 8,8 * 10^{-4}$$
$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\frac{1}{4} \text{ de travée}} = 0,335 \Rightarrow \rho_{w,\frac{1}{4} \text{ de travée}} = \frac{0,335}{b} = 11,6 * 10^{-3}$$

Le taux d'armatures est donc suffisant.

Le positionnement des étriers est représenté sur les schémas d'armaturage global au paragraphe 4.3.7.

### Poutres de plancher

Le raisonnement est identique, le tableau 16 reprend les résultats finaux.

<b>Moment positif</b>	Armatures longitudinales inférieures	4 $\phi$ 25 mm
	Longueur d'ancrage	543 mm
<b>Moment négatif</b>	Armatures longitudinales supérieures	5 $\phi$ 25 mm
	Longueur d'ancrage (extrémité de poutre)	898 mm
	Longueur d'ancrage (en travée)	543mm
<b>Effort tranchant</b>	Etriers extrémités de poutre	$\phi$ 8 mm S 100 mm
	Etriers quart de travée	$\phi$ 8 mm S 300 mm

Tableau 16 : Dimensionnement des poutres de plancher

### Remarques constructives et schémas d'armaturage

Suite à la prise en compte de la dalle collaborante, il faut assurer une bonne connexion entre la poutre et la chape de plancher. Pour ce faire, on fait remonter les étriers de la poutre jusque dans la chape.

En contre partie, il est nécessaire de placer une seconde série d'étriers constructifs qui seront eux, uniquement dans la section de la poutre. On utilisera des étriers de 6 mm de diamètre espacés de 300 mm. Pour les maintenir en place lors de la mise en œuvre, on utilise deux barres de 10 mm de diamètre placées en fibre supérieure de la poutre. Les figures 19 et 20 représentent la situation.

De plus, on utilise deux barres de 10 mm de diamètre pour maintenir les étriers, dans les zones où il n'y a pas d'armatures longitudinales. Par exemple, en fibre supérieure (dans la chape) dans la zone de moment positif (mi-travée).

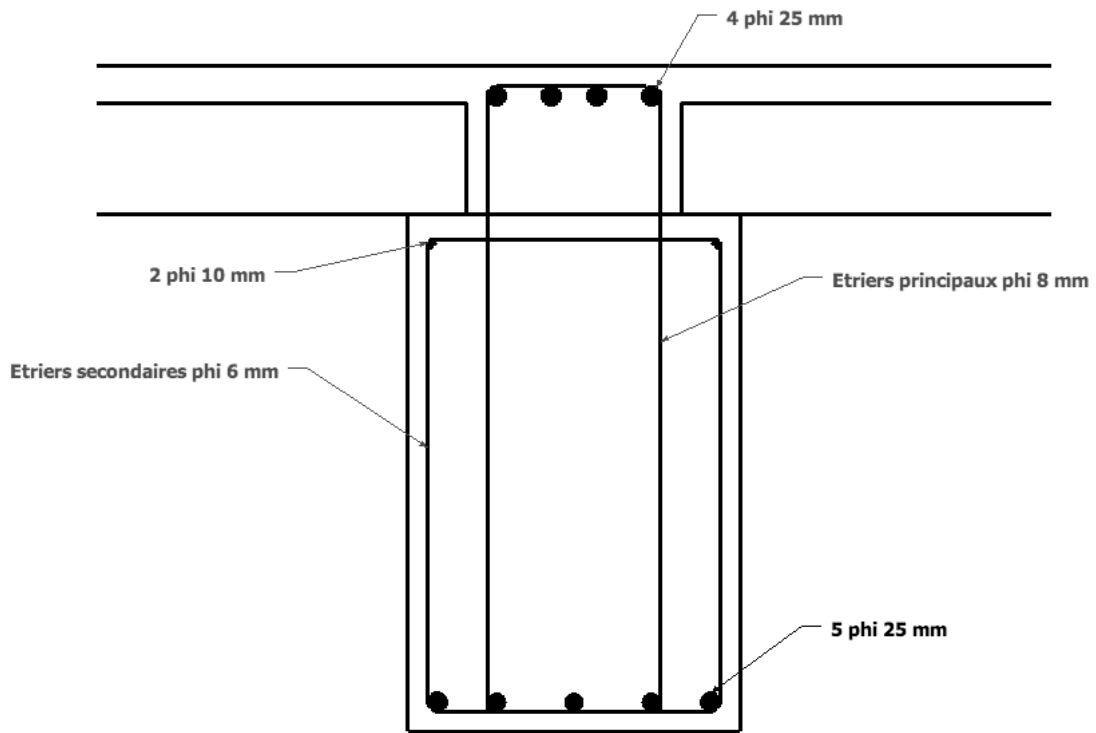


Figure 19 : Schéma d'armaturage de la poutre de toiture

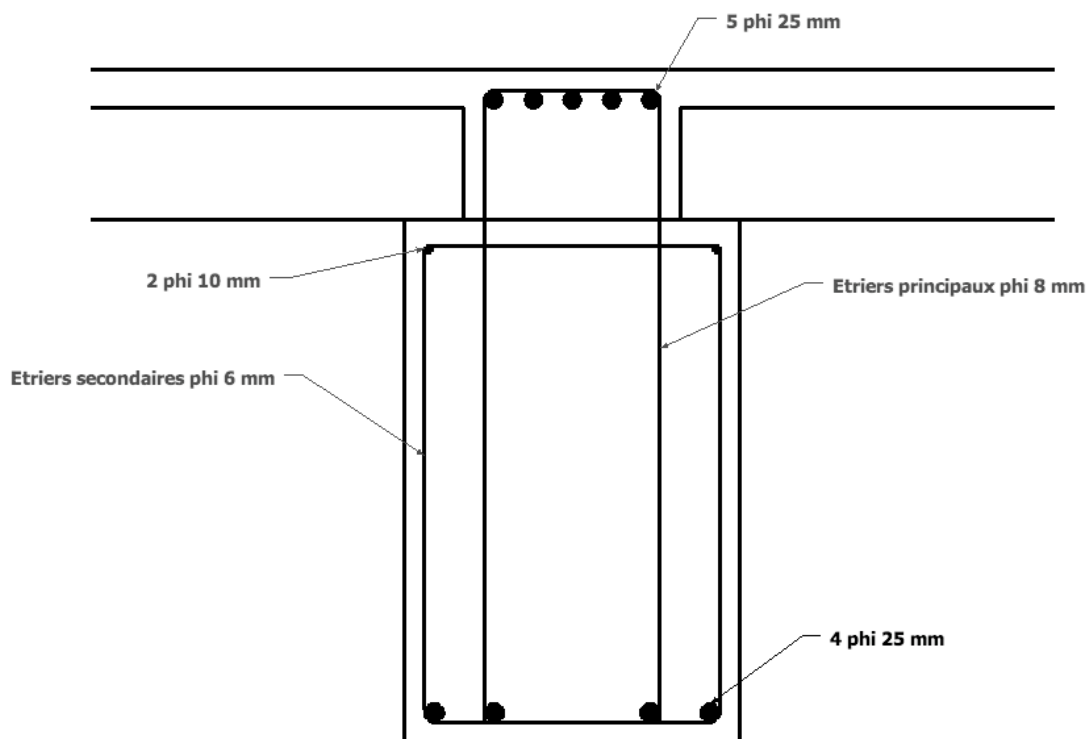


Figure 20 : Schéma d'armaturage de la poutre de plancher

### Déversement

Le déversement des éléments en béton est beaucoup plus rare qu'en construction métallique étant donné les sections plus importantes utilisées. De plus, dans notre cas, les planchers assurent un certain maintien latéral des poutres. Cela dit, [EN 1992-1-1, 2004] nous dit que l'on peut négliger les risques d'instabilité latérale lorsque :

$$\frac{l_{ot}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}}$$

$$h/b \leq 2,5$$

Avec :

- $l_{ot} = 12,11 \text{ m}$ , la distance entre éléments s'opposant au déversement.
- $h$  et  $b$  les dimensions réelles de la poutre (70 x 45 cm)

Les équations à satisfaire deviennent :

$$\frac{l_{ot}}{b} = 26,9 \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} = 43,2$$

$$h/b = 1,6 \leq 2,5$$

Les risques de déversement sont donc, comme prévu, totalement négligeables.

### Vérification des flèches

Après avoir dimensionné les poutres, il est nécessaire de vérifier que la flèche n'est pas trop importante. Pour ce faire, on considère les charges non-pondérées. Dans un premier temps, le cas de charge envisagé est le même que le cas de charge dimensionnant à l'ELU.

<b>Charge de toiture</b>	48 kN/m
<b>Charge de plancher</b>	48 kN/m
<b>Charge ponctuelle</b>	30 kN
<b>Vent</b>	4,35 kN/m

Tableau 17 : Charges ELS appliquées à la structure

La flèche est directement calculée par *Ossa 2D* en considérant un module d'élasticité réduit pour les poutres afin de tenir compte de l'état fissuré du béton. Il n'existe pas vraiment de règle précise pour le calcul de ce module réduit et dans la pratique, on se contente simplement de diviser le module de départ par deux. Cela peut se justifier par le fait qu'environ la moitié de la section est fissurée. Cette pratique bien qu'approximative est tout à fait courante en bureau d'études. Le module utilisé vaut donc 16 000 N/mm<sup>2</sup>.

On jouant un peu avec les charges dans *Ossa 2D*, on se rend compte que les charges horizontales de vent n'ont pas d'influence sur les déplacements verticaux des poutres. Finalement, on trouve les flèches suivantes :

<b>Poutre supérieure</b>	22,6 mm
<b>Poutre inférieure</b>	14,3 mm
<b>L/250</b>	48,4 mm
<b>L/500</b>	24,3 mm

Tableau 18 : Valeurs de flèches

On voit que la flèche limite de base (L/250) est loin d'être dépassée et que l'on vérifie même le critère de flèche réduite (L/500). Cela est préférable car il semblerait que l'intérieur du bâtiment comporte un certain nombre de cloisons. La déformée de la structure est représentée à la figure 21.

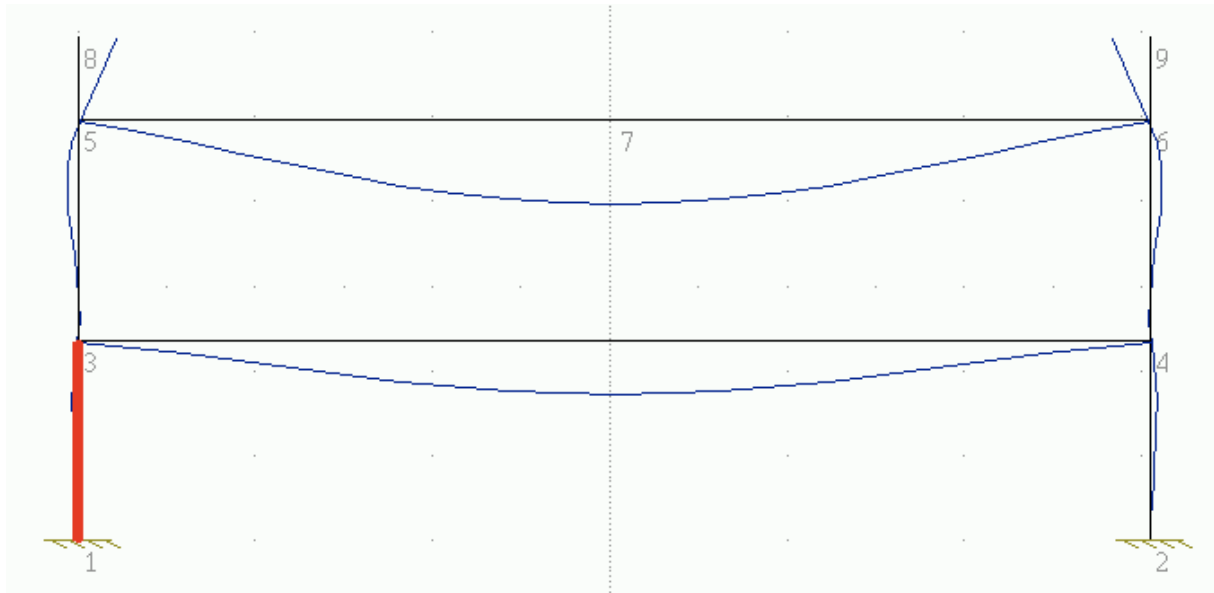


Figure 21 : Déformée

Remarque : comme justifié plus haut, la déformée a été calculée sans tenir compte des charges latérales car elles n'ont pas d'influence sur les flèches verticales.

La prise en compte du fluage peut se faire d'une manière similaire selon la formule suivante :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{32000}{1 + 1,6} = 12300 \text{ N/mm}^2$$

Le coefficient  $\varphi(\infty, t_0)$  est la valeur finale du coefficient du fluage.

Cette fois les charges appliquées à la structure dans *Ossa 2D* sont uniquement les charges de longue durée, à savoir les charges de poids propre et les charges permanentes d'équipement. Le tableau 19 reprend les valeurs des charges à prendre en compte.

<b>Charge de toiture</b>	43 kN/m
<b>Charge de plancher</b>	34 kN/m
<b>Charge ponctuelle</b>	30 kN

Tableau 19 : Charges ELS de longue durée

Cette fois encore, les flèches obtenues restent admissibles et valent :

<b>Poutre supérieure</b>	24,1 mm
<b>Poutre inférieure</b>	11,6 mm
<b>L/250</b>	48,4 mm
<b>L/500</b>	24,3 mm

Tableau 20 : Valeurs de flèches sous charges de longue durée

#### 4.3.3.2.4 Colonnes

On va maintenant s'intéresser aux cas des colonnes. Puisque la structure est hyperstatique, les colonnes travaillent à la fois en compression et en flexion. Dans le cas de charge dimensionnant, les colonnes les plus sollicitées sont celles de droite. On étudiera successivement la colonne supérieure et inférieure.

Pour rappel, la section envisagée est de 45 x 45 cm.

##### Colonnes supérieures

Les efforts repris par la colonne sont les suivants :

$M_{Ed}^+$	476 kNm
$M_{Ed}^-$	-592 kNm
$N_{Ed}$	423 kN + poids propre colonne
$V_{Ed}$	266 kN

Tableau 21 : Efforts sollicitant les colonnes supérieures

Le poids propre de la colonne vaut :

$$pp_{colonne} = 0,45 * 0,45 * 4,2 * \gamma_{béton} = 21 \text{ kN}$$

L'effort normal total vaut donc 444 kN.

Le calcul de la quantité d'acier requise doit tenir compte de la flexion et de la compression ainsi que de la présence importante d'armatures en zone comprimée. En effet, dans une colonne, il est difficile d'interrompre les armatures longitudinales, elles seront donc présentes sur toute la hauteur de la colonne en fibre inférieure et supérieure étant donné le changement de signe du moment de flexion.

- Armatures longitudinales

Dans la solution hyperstatique, les colonnes reprennent à la fois un effort normal de compression et des moments de flexion. Le dimensionnement des armatures doit prendre en compte cette combinaison d'efforts. Celle-ci s'exprime par l'intermédiaire d'une excentricité reliant le moment à l'effort normal.

$$M_{Ed} = N_{Ed} * e$$

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$

En réalité, on remplace le moment de flexion  $M_{Ed}$  par un effort normal  $N_{Ed}$  excentré d'une excentricité  $e$ .



A partir de là, le calcul se fait de la même façon, en remplaçant le moment sollicitant par l'effort normal excentré. En fonction de l'étape du calcul, on prend successivement l'excentricité par rapport aux armatures tendues et au béton comprimé.

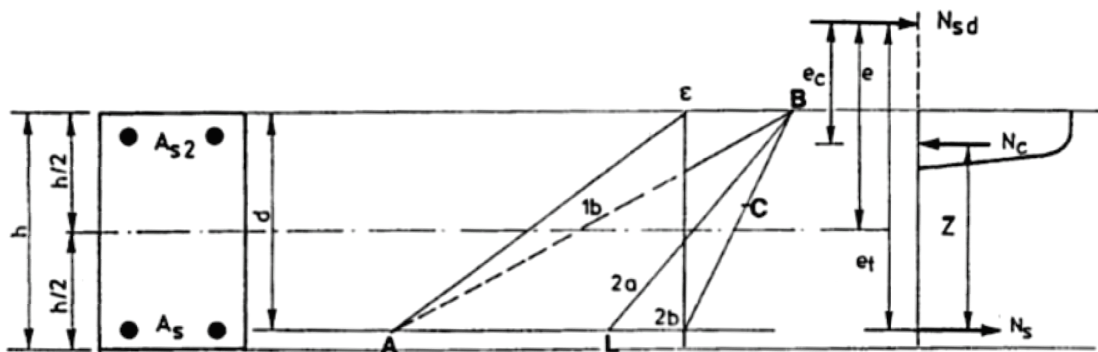


Figure 22 : Effort normal excentré

Source [Dotreppe, 2008]

$$e_t = e - \frac{h}{2} + d$$

$$e_c = e - \frac{h}{2} + d - z = e_t - z$$

Ainsi, on commence par calculer la valeur du bras de levier  $z$  par l'intermédiaire de la valeur de  $\mu$ . Le moment sollicitant est calculé par rapport à l'armature tendue.

$$\mu = \frac{N_{Ed} * e_t}{b * d^2 * \alpha * f_{cd}}$$

Cela nous donne une valeur de bras de levier grâce à la valeur du  $\mu$ . Connaissant le bras de levier  $z$ , on peut calculer la quantité d'armatures requise. Cette fois, le moment sollicitant est calculé par rapport au centre de gravité de l'effort de compression puisqu'on fait intervenir l'effort dans les armatures fois son bras de levier  $z$ .

$$A_s * f_{yd} * z = N_{Ed} * e_c$$

On peut donc en déduire la quantité d'armatures requise.

Dans le cas qui nous concerne, il y a en plus présence d'armatures dans la zone comprimée, celles-ci ont pour effet d'augmenter le bras de levier  $z$  et permettent une diminution de la quantité d'armatures tendues.

Pour tenir compte de ces armatures, il suffit de décomposer le moment sollicitant en un moment repris par une quantité d'armatures tendues égale à la quantité d'armatures comprimées et un moment repris par le reste des armatures tendues et le béton comprimé comme représenté sur la figure 23.

$$M_{Ed} = M_{s2} + M_{Ed}'$$

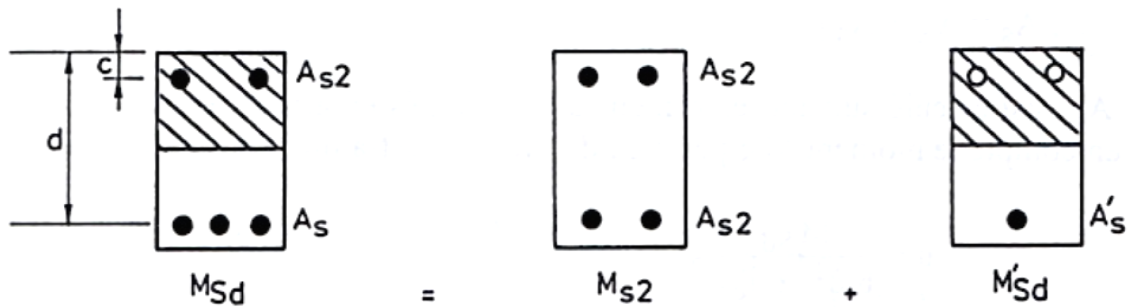


Figure 23 : Armatures comprimées

Source [Dotreppe, 2008]

Ainsi, le moment résistant vaut :

$$M_{Rd} = A_{s2} * (f_{yd} - \alpha * f_{cd}) * (d - c) + \mu * b * d^2 * \alpha * f_{cd}$$

Le calcul se fait ensuite comme précédemment si ce n'est qu'on soustrait le moment repris par les armatures comprimées au moment sollicitant.

$$\mu = \frac{M_{Ed}'}{b * d^2 * \alpha * f_{cd}}$$

$$A_{s'} = \frac{M_{Ed}'}{f_{yd} * z}$$

En combinant les deux méthodes, on obtient les développements suivants :

$$\mu = \frac{N_{Ed} * e_t - M_{s2}}{b * d^2 * \alpha * f_{cd}}$$

$$A_{s'} = \frac{N_{Ed} * e_c - M_{s2}}{f_{yd} * z}$$

On s'occupe d'abord du moment négatif, c'est-à-dire celui pour lequel les armatures de traction sont situées du côté extérieur du bâtiment.

$$e^- = \frac{M_{Ed}^-}{N_{Ed}} = \frac{592}{444} = 1333 \text{ mm}$$

On peut ensuite calculer l'excentricité relative aux armatures tendues.

$$e_t = e - \frac{h}{2} + d = 1518 \text{ mm}$$

L'étape suivante consiste à calculer le coefficient  $\mu$  mais pour ce faire, il est nécessaire de connaître le moment  $M_{s2}$  repris par une certaine quantité d'acier située en fibre extérieure et intérieure pour en déduire le moment  $M_{Ed}'$ . Bien sûr, on ne connaît pas encore la quantité d'acier qui devra être placée en fibre intérieure puisqu'elle dépend du moment sollicitant positif (fibre intérieure tendue) mais également de la quantité d'armatures en fibre extérieure.

Le calcul est donc purement itératif, on doit se fixer une certaine quantité d'armature en fibre intérieure, en déduire la quantité d'armatures en fibre extérieure pour reprendre le moment négatif. Connaissant la quantité d'acier en fibre extérieure, on en déduit la nouvelle quantité d'armatures en fibre intérieure pour reprendre le moment positif et ainsi de suite.

En passant les itérations, on se fixe directement une quantité d'armatures (comprimées) en fibre intérieure de 6 barres de 25 mm de diamètre. Ainsi, le moment repris par cette quantité d'acier vaut :

$$M_{s2} = A_{s2} * (f_{yd} - \alpha * f_{cd}) * (d - c) = 468 \text{ kNm}$$

On peut ensuite calculer le coefficient  $\mu$ .

$$\mu = \frac{N_{Ed} * e_t - M_{s2}}{b * d^2 * \alpha * f_{cd}} = 0,161 \Rightarrow \frac{z}{d} = 0,908 \Rightarrow z = 372 \text{ mm}$$

On calcule l'excentricité par rapport au béton comprimé et on en déduit la quantité d'acier supplémentaire requise.

$$e_c = e - \frac{h}{2} + d - z = e_t - z = 1146 \text{ mm}$$

$$A'_S = \frac{N_{Ed} * e_c - M_{s2}}{f_{yd} * z} = 255 \text{ mm}^2$$

Au total, on a besoin d'une quantité d'acier  $A_S = A'_S + A_{s2} = 3200 \text{ mm}^2$  en fibre extérieure. On décide de placer 7 barres de 25 mm de diamètre pour une section de  $3436 \text{ mm}^2$ .

On refait ensuite le même calcul pour la fibre intérieure avec un moment sollicitant de 473 kNm. L'excentricité vaut :

$$e^+ = \frac{M_{Ed}^+}{N_{Ed}} = \frac{476}{444} = 1072 \text{ mm}$$

Le moment repris par les armatures (6  $\phi$  25 mm) est le même que dans le calcul de la fibre extérieure.

$$M_{s2} = A_{s2} * (f_{yd} - \alpha * f_{cd}) * (d - c) = 468 \text{ kNm}$$

On calcule ensuite le coefficient  $\mu$  grâce à l'excentricité relative aux armatures tendues.

$$e_t = e - \frac{h}{2} + d = 1257 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{N_{Ed} * e_t - M_{s2}}{b * d^2 * \alpha * f_{cd}} = 0,070 \Rightarrow \frac{z}{d} = 0,953 \Rightarrow z = 393 \text{ mm}$$

$$e_c = e - \frac{h}{2} + d - z = e_t - z = 866 \text{ mm}$$

Ensuite en comparant les moments  $M_{s2}$  et  $N_{Ed} * e_c$ , on se rend compte que le moment repris par les armatures est supérieur. Il n'est donc pas nécessaire d'en ajouter.

$$M_{s2} = 468 \text{ kNm} > N_{Ed} * e_c = 385 \text{ kNm}$$

Au final, on placera donc 7 barres de 25 mm en fibre extérieure et 6 barres de 25 mm de diamètre en fibre intérieure. La section totale d'acier est de 6381 mm<sup>2</sup>.

Connaissant les quantités d'acier à placer, on peut vérifier les conditions de sections minimale et maximale d'armatures requises pour limiter la fissuration du béton et faciliter sa mise en œuvre.

Ainsi, la section minimale d'acier vaut :

$$A_{s,min} = 0,002 * A_c = 0,002 * 450 * 450 = 405 \text{ mm}^2$$

La section maximale vaut :

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c = 0,04 * 450 * 450 = 8100 \text{ mm}^2$$

Les conditions sont donc bien respectées.

- Armatures transversales

En plus des armatures longitudinales, il est nécessaire de placer des armatures transversales pour la reprise de l'effort tranchant. Celui-ci est plus ou moins constant sur la hauteur de la colonne et vaut au maximum :

$$V_{Ed} = 266 \text{ kN}$$

Le raisonnement est identique au cas de la poutre si ce n'est qu'il faut prendre en compte l'effort normal agissant sur la colonne. On calcule donc  $V_{Rd2}$ .

$$V_{Rd2} = 0,45 * b * d * v * f_{cd} = 913 \text{ kN}$$

Avec  $0,45 * v * f_{cd} = 4,95 \text{ N/mm}^2$ .  $V_{Rd2}$  est bien supérieur à  $V_{Ed}$ , les dimensions de béton sont donc suffisantes et b et d peuvent rester identiques. On passe ensuite au calcul de  $V_{Rd1}$ , c'est-à-dire l'effort tranchant repris par la section de béton seule. Cette fois, la formule est légèrement différente pour la prise en compte de l'effort normal.

$$V_{Rd1} = \left( 0,1 * k * \sqrt[3]{100 * \rho_l * f_{ck}} + 0,15 * \frac{N_{Ed}}{A_c} \right) * b * d = 147 \text{ kN}$$

Avec :

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,02$
- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b*d} = 0,032 = 3,2 \%$  ; le pourcentage d'armatures longitudinales.
- $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ , béton de classe C30/37.
- b et d, la largeur et la hauteur utile de la section.
- $N_{Ed} = 444 \text{ kN}$
- $A_c = b * h$ , la section de béton.

Et donc l'effort restant doit être repris par des armatures transversales.

$$V_{wd} = V_{Ed} - V_{Rd1} = 119 \text{ kN}$$

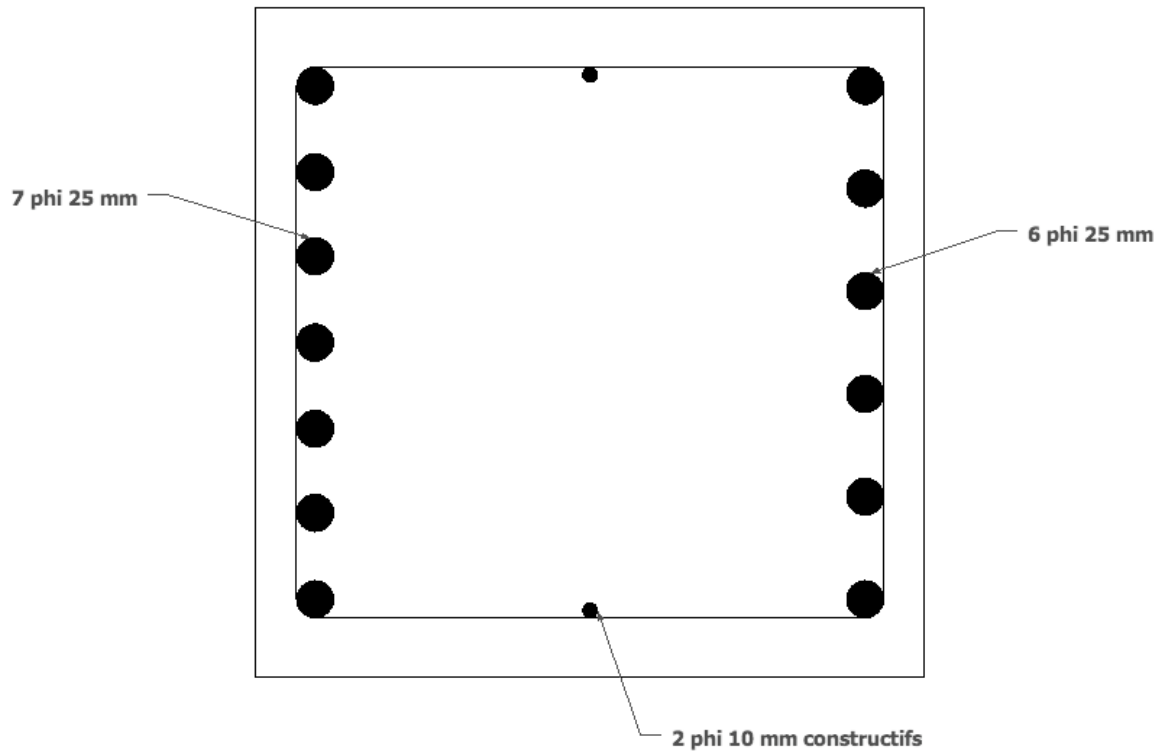
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{391 * d} = 0,745$$

Cette dernière formule correspond à des étriers horizontaux. Ensuite, grâce à la figure 46 de l'annexe, on peut en déduire le type d'étriers requis et leur espacement. On choisit des étriers de 8 mm de diamètre avec un espacement de 120 mm.

Etant donné que l'effort tranchant est quasi constant sur toute la hauteur de la poutre, le diamètre et l'espacement des étriers seront les mêmes.

- Schéma d'armaturage

Ci-dessous une coupe transversale de la colonne qui vient d'être dimensionnée.



**Figure 24 : Schéma d'armaturage de la colonne**

Pour rappel, les 7  $\phi$  25 mm sont placés en fibre extérieure (côté gauche sur le dessin). Comme on peut le constater, on a décidé d'ajouter deux barres de 10 mm de diamètre au milieu de la largeur de la colonne de manière à diminuer l'espacement entre les armatures de coin de la section.

Le positionnement des étriers est représenté sur les schémas d'armaturage global au paragraphe 4.3.7.

### Colonnes inférieures

Les efforts à reprendre sont les suivants :

$M_{Ed}^+$	254 kNm
$M_{Ed}^-$	-325 kNm
$N_{Ed}$	891 kN
$V_{Ed}$	160 kN

Tableau 22 : Efforts sollicitant les colonnes inférieures

On reproduit le même raisonnement et cette fois, étant donné l'important effort de compression, les différentes excentricités sont beaucoup plus faibles, ce qui nécessite bien moins d'armatures. Cela dit, il est délicat d'interrompre la course d'armatures longitudinales dans une colonne, on conservera la même quantité d'armatures que pour la colonne supérieure. Celle-ci sera donc présente sur toute la hauteur de l'ouvrage.

La coupe transversale est donc identique à celle de la colonne supérieure au diamètre des étriers près.

- Armatures transversales

Le calcul des armatures transversales est identique. Cette fois on a :

$$V_{Ed} = 160 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,45 * b * d * v * f_{cd} = 913 \text{ kN}$$

On calcule ensuite  $V_{Rd1}$  en tenant compte de l'effort normal sollicitant qui vaut 891 kN.

$$V_{Rd1} = \left( 0,1 * k * \sqrt[3]{100 * \rho_l * f_{ck}} + 0,15 * \frac{N_{Ed}}{A_c} \right) * b * d = 208 \text{ kN}$$

Cette valeur correspond à l'effort tranchant repris par le béton seul. Elle est supérieure à l'effort tranchant sollicitant, donc en théorie, il n'est pas nécessaire d'utiliser d'étriers. Cela dit, pour des raisons de dispositions constructives, il est indispensable d'avoir une quantité minimale d'étriers.

Ainsi, le diamètre minimum :

- est de 6 mm
- vaut le quart du diamètre maximum des armatures longitudinales (6,25 mm).

L'espacement maximum :

- est de 12 fois le diamètre minimum des barres longitudinales (300 mm)
- vaut la plus petite dimension de la colonne (450 mm)
- est de 300 mm.

Ainsi, on choisit des armatures transversales de 6 mm de diamètre espacées de 300 mm. Cet espacement maximum est à multiplier par 0,6 aux extrémités de la colonne ainsi qu'au dessus et en dessous des planchers sur une hauteur égale à  $b$ . Dans ces zones, l'espacement devient 180 mm.

Le schéma d'armaturage est identique à celui de la colonne supérieure, on peut donc se reporter à la figure 24 et aux figures 30, 31 et 32 pour le positionnement des étriers.



### Prise en compte des effets du second ordre et du flambement

Pour le dimensionnement des colonnes, il peut être nécessaire de vérifier la stabilité d'ensemble. En effet, si celles-ci sont trop élancées, elles peuvent avoir des problèmes de flambement qui peuvent être amplifiés par la prise en compte des effets du second ordre, du fluage, de la fissuration, etc.

[EN 1992-1-1, 2004] nous dit que les effets du second ordre et le flambement peuvent être négligés dans le cas où l'élancement de la colonne étudiée est inférieur à l'élancement limite. Dans un premier temps, on peut déjà calculer l'élancement de la colonne étudiée.

$$\lambda = \frac{k * l}{\sqrt{\frac{I}{A}}}$$

Avec  $I = \frac{b^4}{12}$  et  $A = b^2$ . La longueur de la colonne est de 4,2 mètres (colonne supérieure). La seule réelle inconnue de cette équation est le coefficient de flambement. Si l'on étudie la colonne supérieure, celle-ci est liée rigidement aux extrémités de poutres. Ces liaisons ne sont ni des encastrement parfaits, ni des rotules parfaites et on se trouve donc dans la situation intermédiaire suivante :



Figure 25 : Longueur de flambement

Source EN 1992-1-1

Le coefficient de flambement est donc compris entre 0,5 et 1. On peut en déduire un intervalle d'élancement que l'on affinera par la suite si nécessaire.

$$\lambda \in [16; 33]$$

Bien sûr cette méthode est très approximative mais nous donne déjà un bon ordre de grandeur de l'élancement. A première vue, celui-ci reste acceptable.

- Calcul de l'élançement limite

Ces effets du second ordre peuvent être négligés si l'élançement ne dépasse pas un certain élançement limite calculé par la formule ci-dessous.

$$\lambda_{lim} = \frac{20 * A * B * C}{\sqrt{n}}$$

- Calcul de A

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 * \varphi_{ef}}$$

Avec :

- $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) * \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}$ , le coefficient de fluage effectif.
- $\varphi(\infty, t_0) = 1,6$ , valeur finale du coefficient de fluage.
- $M_{0Eqp} = -428 \text{ kNm}$ , le moment fléchissant du premier ordre à l'ELS.
- $M_{0Ed} = -586 \text{ kNm}$ , le moment fléchissant du premier ordre à l'ELU.

Et donc on trouve que  $\varphi_{ef} = 1,17$  et  $A = 0,81$ .

- Calcul de B

$$B = \sqrt{1 + 2 * \omega} = 1,58$$

Puisque  $\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} = 0,81$ , pour une section de béton de 45 x 45 cm et 13 barres de 25 mm de diamètre d'armatures longitudinales.

- Calcul de C

$$C = 1,7 - r_m = 2,51$$

Le coefficient  $r_m$  est égal au rapport des moments d'extrémité de la colonne. Dans notre cas, le moment change de signe et on a :

$$r_m = \frac{473}{-586} = -0,81$$

- Calcul de n

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_C * f_{cd}} = 0,13$$

- Calcul de  $\lambda_{lim}$

On trouve finalement que  $\lambda_{lim} = 183$ . Cette valeur est bien plus élevée que l'intervalle d'élanement trouvé précédemment. Cela semble plausible étant donné les dimensions importantes choisies (45 cm) et la longueur limitée de l'élément (4,2 m). En conclusion, la colonne ne sera pas sujette à des problèmes de flambement et les effets du second ordre ne sont pas à prendre en compte.

### 4.3.4 Dimensionnement des poutres et colonnes de rive

Jusqu'à présent, nous nous sommes uniquement concentrés sur le dimensionnement des éléments de portiques intermédiaires puisqu'ils sont les plus sollicités. On va maintenant passer aux deux portiques de rive qui reprennent uniquement les charges de demi portée de planchers.

On ne détaillera pas les étapes du dimensionnement comme cela vient d'être fait pour les portiques intermédiaires et on se contentera de donner les efforts principaux, les dimensions d'éléments et les quantités d'armatures.

#### 4.3.4.1 Poutres

<b>Poutres supérieures</b>	<b>Moment positif</b>	420 kNm
	<b>Moment négatif</b>	-346 kNm
	<b>Hauteur</b>	0,6 m
	<b>Largeur</b>	0,35 m
	<b>Armatures longitudinales inférieures</b>	5 $\phi$ 25 mm
	<b>Longueur d'ancrage</b>	543 mm
	<b>Armatures longitudinales supérieures</b>	4 $\phi$ 25 mm
	<b>Longueur d'ancrage</b>	733 / 543 mm
	<b>Etriers extrémités de poutre</b>	$\phi$ 6 mm S 90 mm
	<b>Etriers quart de travée</b>	$\phi$ 6 mm S 300 mm
<b>Poutres inférieures</b>	<b>Moment positif</b>	271 kNm
	<b>Moment négatif</b>	-460 kNm
	<b>Hauteur</b>	0,6 m
	<b>Largeur</b>	0,35 m
	<b>Armatures longitudinales inférieures</b>	3 $\phi$ 25 mm
	<b>Longueur d'ancrage</b>	543 mm
	<b>Armatures longitudinales supérieures</b>	5 $\phi$ 25 mm
	<b>Longueur d'ancrage</b>	816 / 543 mm
	<b>Etriers extrémités de poutre</b>	$\phi$ 6 mm S 100 mm
<b>Etriers quart de travée</b>	$\phi$ 6 mm S 300 mm	

Tableau 23 : Dimensionnement des poutres de rive

Dans le cas des éléments de rive, on ne tient pas compte d'une éventuelle largeur de dalle collaborante. En effet, puisque l'on se trouve à l'extrémité du bâtiment, il sera plus délicat d'assurer une bonne connexion entre la poutre et la chape et l'on préfère se contenter d'une section de poutre simple. De toute manière, les hauteurs sous plafond sont dictées par les poutres des portiques intermédiaires.

#### 4.3.4.2 Colonnes

<b>Colonnes supérieures</b>	<b>Effort normal</b>	224 kN
	<b>Moment positif</b>	271 kNm
	<b>Moment négatif</b>	-338 kNm
	<b>Largeur</b>	0,35 m
	<b>Armatures longitudinales extérieures</b>	6 $\phi$ 25 mm
	<b>Armatures longitudinales intérieures</b>	5 $\phi$ 25 mm
	<b>Etriers</b>	$\phi$ 8 mm S 90 mm
<b>Colonnes inférieures</b>	<b>Effort normal</b>	443 kN
	<b>Moment positif</b>	176 kNm
	<b>Moment négatif</b>	-185 kNm
	<b>Largeur</b>	0,35 m
	<b>Armatures longitudinales extérieures</b>	6 $\phi$ 25 mm
	<b>Armatures longitudinales intérieures</b>	5 $\phi$ 25 mm
	<b>Etriers</b>	$\phi$ 6 mm S 300 mm

Tableau 24 : Dimensionnement des colonnes de rive

### 4.3.5 Contreventements

Comme dans toute structure, on doit être capable de reprendre les charges de vent horizontales sans pour autant subir des déplacements trop importants. Pour ce faire, un système de contreventement adéquat doit être conçu.

Les charges transversales sont transmises aux planchers par les façades qui les transmettent eux-mêmes aux portiques grâce à leur comportement en diaphragme.

Dans un premier temps, on s'est tout de suite orienté vers la solution de voiles de béton dans les deux plans principaux de l'ouvrage. Cela dit, ce choix était compliqué à réaliser étant donné le nombre important de fenêtres et d'ouvertures dans les murs. Du coup, le système de contreventement n'était plus symétrique et les voiles de béton devaient reprendre des moments de torsion importants.

Il nous a donc été conseillé de n'utiliser aucun voile de contreventement et de simplement vérifier que les déplacements latéraux des portiques longitudinaux et transversaux restaient faibles sous les charges de vent. En effet, notre ouvrage n'offre pas une prise au vent importante et les dimensions choisies pour les différents éléments induisent des rigidités importantes ; l'ouvrage pourrait donc se passer de système de contreventements.

On étudiera donc successivement les deux directions principales de l'ouvrage. Dans le sens longitudinal, il sera nécessaire d'utiliser des poutres intermédiaires reliant les colonnes entre-elles de manière à former un portique longitudinal.

Ces poutres ne reprennent que leur poids propre et auront donc une section réduite (30 x 20 cm). Les moments sollicitant sont assez faibles et on se contentera de deux barres de 12 mm de diamètre en fibre supérieure et inférieure. Les armatures transversales seront des étriers de 6 mm de diamètre espacés de 300 mm.

Comme déjà vu précédemment, la charge de vent  $w$  la plus défavorable est de  $0,78 \text{ kN/m}^2$ . Cette pression agissant sur deux façades opposées, dans la même direction. Le critère de déplacement à vérifier est fourni par [EN 1998-1, 2004].

$$\Delta \leq 0,008 * H$$

$\Delta$  étant le déplacement relatif d'un étage par rapport à l'étage inférieur,  $H$  étant la hauteur d'un étage.

#### 4.3.5.1 Portiques transversaux

La charge reprise par chaque portique vaut :

$$p_{vent} = 1,5 * w * 2 * \frac{5,58}{2} = 6,53 \text{ kN/m}$$

La valeur du déplacement latéral en tête de la colonne supérieure (nœud 5 sur la figure 26) est de 10,9 mm. Le déplacement relatif est d'environ 6 mm.

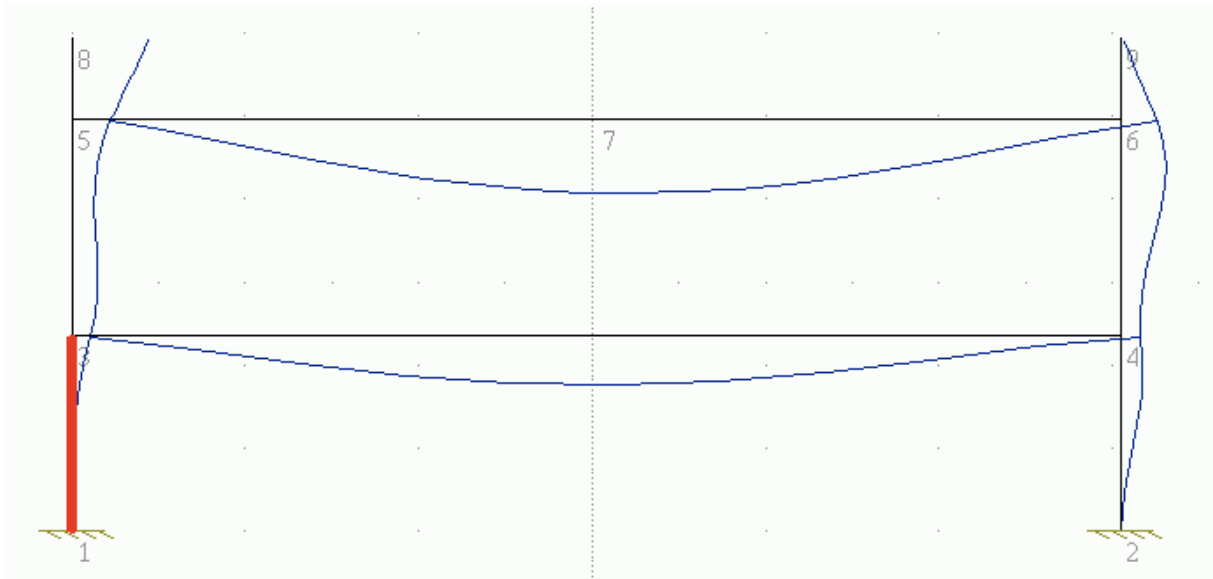


Figure 26 : Déformée du portique transversal

$$\Delta = 6 \text{ mm} \leq 0,008 * 4200 = 33,6 \text{ mm}$$

Le déplacement reste admissible, on peut donc se passer de contreventement dans la direction transversale du bâtiment.

#### 4.3.5.2 Portiques longitudinaux

La charge reprise par chaque portique vaut :

$$p_{vent} = 1,5 * w * \frac{12,11}{2} = 7,08 \text{ kN/m}$$

Cette fois, le déplacement maximum apparaît au nœud 15 de la figure 27 et vaut 4,7 mm. Le déplacement relatif est de l'ordre de 3 mm. Le déplacement reste admissible, on peut donc se passer de contreventement dans la direction longitudinale du bâtiment.

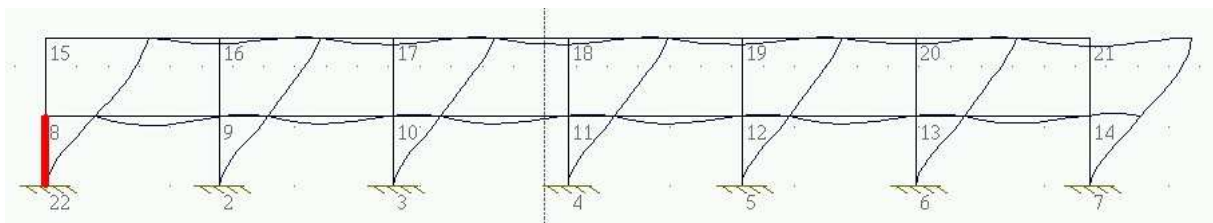


Figure 27 : Déformée du portique longitudinal

### **4.3.6 Résistance au feu**

Le bâtiment en acier a été dimensionné de manière à assurer une résistance au feu de 60 minutes. Cela signifie que chaque élément est capable de conserver sa fonction portante pendant au moins une heure.

Si l'on désire placer les deux solutions sur un même pied d'égalité, la solution béton doit également avoir une résistance au feu au moins égale à 60 minutes. On va donc vérifier dans la suite que chaque élément possède bien cette caractéristique. Pour ce faire, on utilise [EN 1992-1-2, 2004]

#### **4.3.6.1 Eléments de plancher**

Pour rappel, les planchers sont composés de hourdis préfabriqués sur lesquels on coule une chape de béton armé de 5 cm d'épaisseur. La vérification au feu est assez simple puisque le fabricant certifie que ses hourdis ont une résistance au feu d'au moins 60 min.

#### **4.3.6.2 Poutres**

Pour vérifier la résistance au feu des poutres, on va utiliser une méthode simplifiée, à savoir la méthode des valeurs tabulées. Celle-ci consiste simplement à utiliser un tableau qui donne les dimensions (enrobage et largeur) minimales requises pour atteindre une certaine résistance au feu.

Dans notre cas, les dimensions sont les suivantes :

- 40 mm d'enrobage
- 450 mm de largeur

En consultant la figure 47 fournie en annexe, on voit que les dimensions minimales pour atteindre une résistance de 120 minutes sont 450 mm de large et 35 mm d'enrobage. Les poutres ont donc une résistance au feu d'au moins 120 minutes.

#### **4.3.6.3 Colonnes**

Cette fois, on ne peut plus se contenter de la méthode des valeurs tabulées car les conditions d'utilisation ne sont pas remplies. Un calcul plus précis est donc nécessaire et on va utiliser la méthode des courbes de température.

Cette méthode consiste simplement à utiliser un graphique de courbes de température, relatif à la résistance voulue (R60), qui traduit la distribution de température à l'intérieure de la colonne. On considère ensuite que le béton ayant atteint une température supérieure à 500 degrés n'est plus résistant et que l'acier a perdu un certain pourcentage de sa résistance en fonction de la température atteinte. Le graphique en question est le suivant.



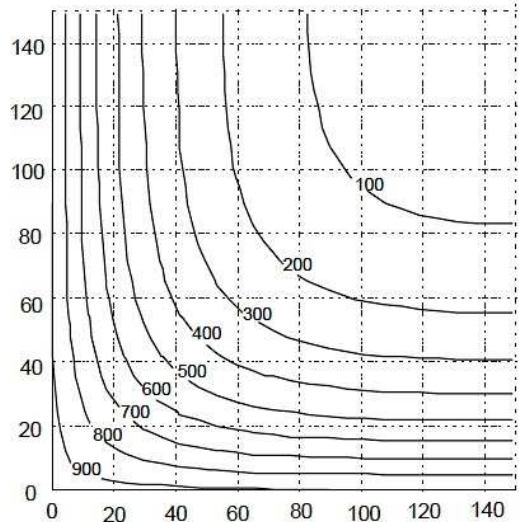


Figure 28 : Distribution de température pour R60

Source EN 1992-1-2

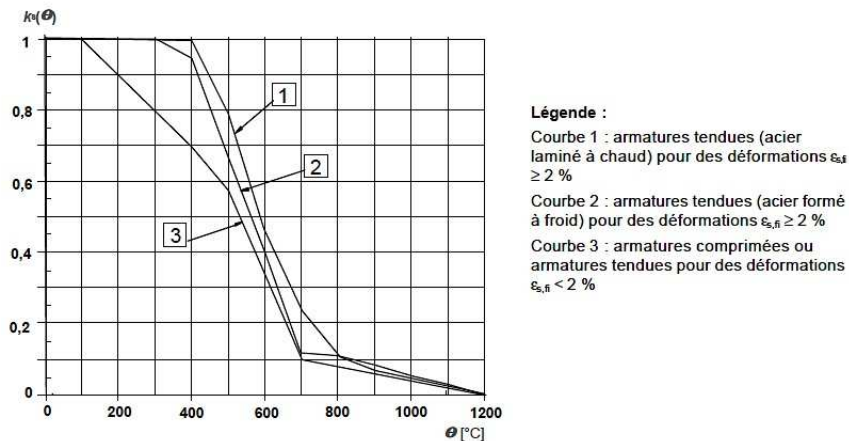


Figure 29 : Coefficient de réduction en fonction de la température

Source EN 1992-1-2

La figure 28 utilisée correspond à une section de 300 mm de côté au lieu de 450 mm car c'est celle qui s'en rapproche le plus. Le feu est considéré comme agissant sur les trois faces intérieures de la colonne. En utilisant la figure, on voit que la température dépasse les 500 degrés sur une épaisseur d'environ 20 mm. Les armatures, avec 40 mm d'enrobage, atteignent une température d'environ 300 degrés.

La suite du calcul est similaire au dimensionnement classique de la colonne en considérant une section réduite de béton et une limite d'élasticité réduite de l'acier. Les charges à prendre en compte sont non pondérées. Les détails de dimensionnement sont similaires à ceux du paragraphe 4.3.3.2.4 et ne sont pas repris ici.

Tous calculs faits, on constate logiquement que les colonnes résistent, la résistance au feu est donc au moins de 60 minutes.

### 4.3.7 Schémas d'armaturage global

Voici différentes figures représentant le schéma d'armaturage global de la structure. Les lignes bleues apparaissant sur la figure 30 représentent les barres d'armatures constructives servant au maintien des étriers et non à la reprise des efforts de traction. Pour plus de clarté, les étriers n'ont été représentés que sur la moitié de la structure.

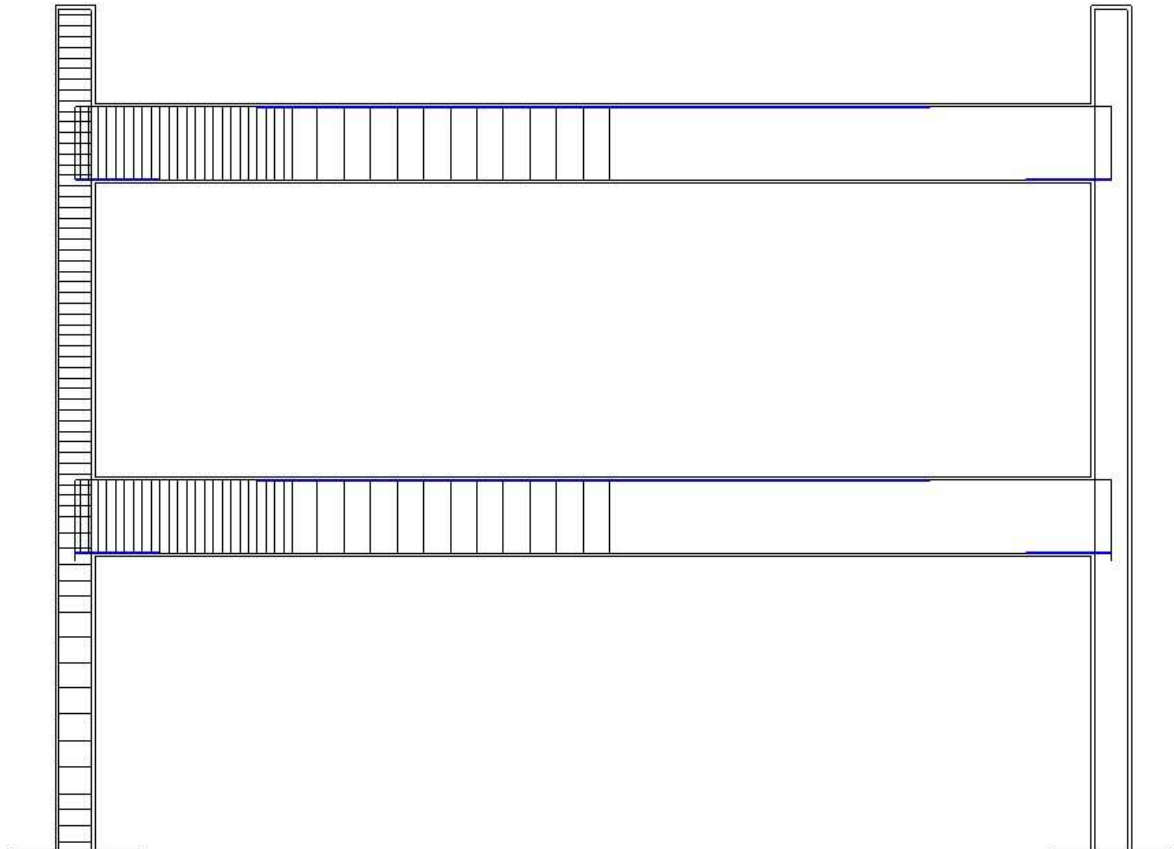


Figure 30 : Armaturage global

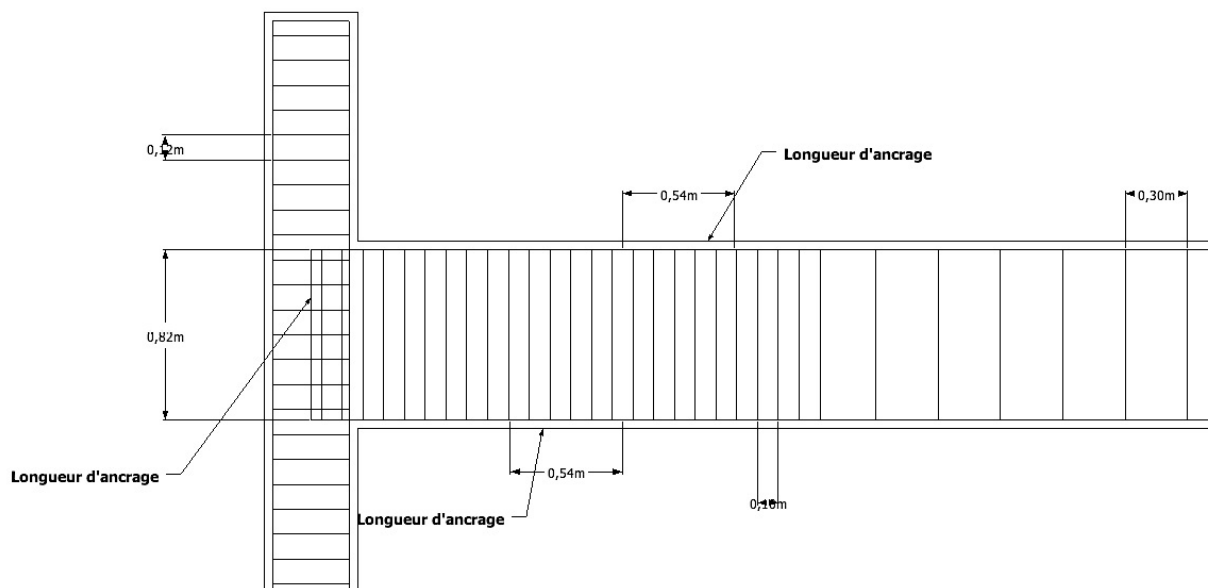


Figure 31 : Détail d'armaturage de la liaison poutre-colonne supérieure

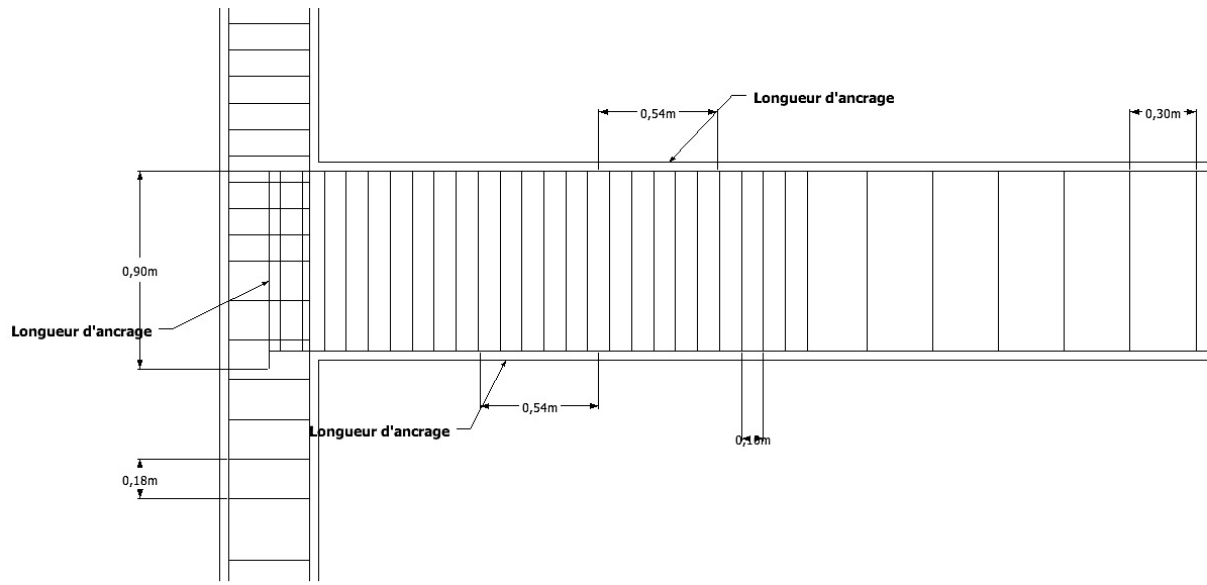


Figure 32 : Détail d'armaturage de la liaison poutre-colonne inférieure

Remarque : la hauteur des poutres est de 90 cm car elle tient compte de l'épaisseur de béton collaborant. Les étriers secondaires des figures 19 et 20 ne sont pas représentés ici, on se contente uniquement des étriers principaux.

## 5 Analyse de cycle de vie

Après avoir dimensionné l'ouvrage en béton, nous allons pouvoir comparer les deux solutions entre elles. Pour ce faire, on dispose d'une feuille Excel servant de base de calcul au logiciel Ameco, développé par ArcelorMittal. Cette feuille calcule simplement les impacts (global warming potential et energy consumption) d'une structure en fonction des quantités de matériaux requises. La première étape de l'analyse de cycle de vie consiste donc à faire le bilan des quantités d'acier et de béton pour les deux solutions proposées.

### 5.1 Conséquences du passage à la solution béton

Avant de passer à l'inventaire à proprement parler, il est indispensable de souligner les conséquences du changement de matériaux. En effet, chaque quantité de matériaux non identique dans les deux solutions doit être pris en compte dans l'analyse de cycle de vie.

Premièrement, le changement de matériau provoque une augmentation des hauteurs de planchers, une augmentation de la hauteur globale du bâtiment et donc une surface totale de couverture plus importante. De plus, l'utilisation du béton à la place de l'acier entraîne une augmentation sensible du poids de l'ouvrage pouvant conduire à l'utilisation d'un système de fondations plus résistant.

#### 5.1.1 Système de fondations

Le type de fondations n'a pas été précisé dans le détail de la solution acier. On fait l'hypothèse de l'utilisation de semelles carrées en béton placées sous chaque colonne. Pour chaque solution, il faudra donc refaire un calcul approximatif en fonction des efforts transmis par les colonnes.

Le but de ce paragraphe n'est pas de refaire un dimensionnement précis des semelles mais plutôt de se donner une idée des quantités de matériaux requises ainsi que des différences entre les deux solutions. Cela se justifie notamment par le fait que l'on ne possède aucune information relative à la nature du sol et qu'il est donc impossible de connaître le chargement réel des semelles.

##### 5.1.1.1 Solution béton

On commence par la solution béton, car on possède plus d'informations sur les charges à transmettre. En effet, il nous suffit d'aller chercher les réactions d'appui maximum dans la modélisation *Ossa 2D*.

Le tableau ci-dessous fournit ces valeurs :

<b>Réaction verticale</b>	850 kN
<b>Moment d'encastrement</b>	254 kNm
<b>Réaction horizontale</b>	166 kN
<b>Excentricité e (M/N)</b>	0,29 m

Tableau 25 : Réactions d'appui pour la solution béton

On décide de placer dans un premier temps des semelles carrées de 1,4 mètres de côté et de 40 cm de hauteur. On peut en déduire une première estimation de la contrainte maximum appliquée au sol en considérant un effort normal excentré de  $e$  (0,29 m).

$$\sigma_{sol} = \frac{N}{b^2} * \left( 1 + \frac{6 * e}{b} \right) = 0,98 \text{ MPa}$$

Malgré le fait que l'on ne connaisse pas la capacité portante du sol, cette contrainte semble tout-à-fait acceptable en faisant l'hypothèse d'un sol de bonne qualité (sable, graviers, etc.) ; les dimensions de semelles paraissent donc réalistes.

Le dimensionnement de la semelle se fait comme pour une poutre en béton. Le moment sollicitant est égal au moment d'encastrement additionné d'une composante due à la réaction du sol qui a tendance à faire fléchir la semelle.

$$M_{Ed} = 254 + \frac{P}{2} * \frac{c}{2} = 254 + \frac{850}{2} * \frac{1,4 - 0,45}{2} = 355 \text{ kNm}$$

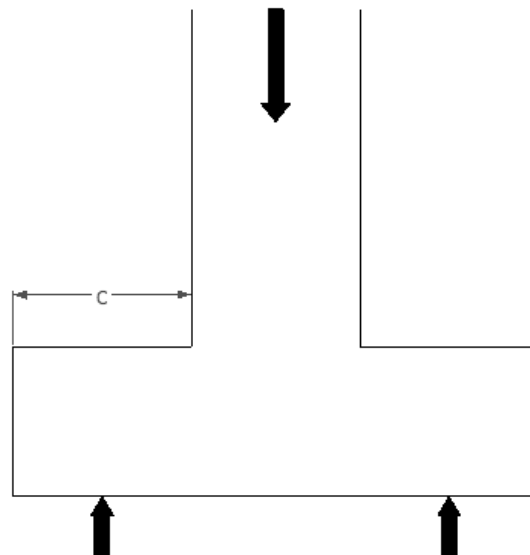


Figure 33 : Transmission de la charge verticale

On peut en déduire le coefficient  $\mu$  ainsi que le bras de levier des efforts internes.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * \alpha * f_{cd}} = 0,138 \Rightarrow \frac{z}{d} = 0,92 \Rightarrow z = 0,33 \text{ m}$$

Remarquons que le béton utilisé est toujours de classe C30/37.

Ainsi, la quantité d'armatures requise vaut :

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} * z} = \frac{355 * 10^6}{\frac{500}{1,15} * 330} = 2464 \text{ mm}^2$$

On décide donc de placer 13 barres de 16 mm de diamètre en fibre inférieure, pour une quantité totale d'acier de 2614 mm<sup>2</sup>. Pour simplifier le dimensionnement et puisqu'on ne connaît pas le comportement réel du sol, on décide de placer la même quantité d'acier dans l'autre direction principale de la semelle.

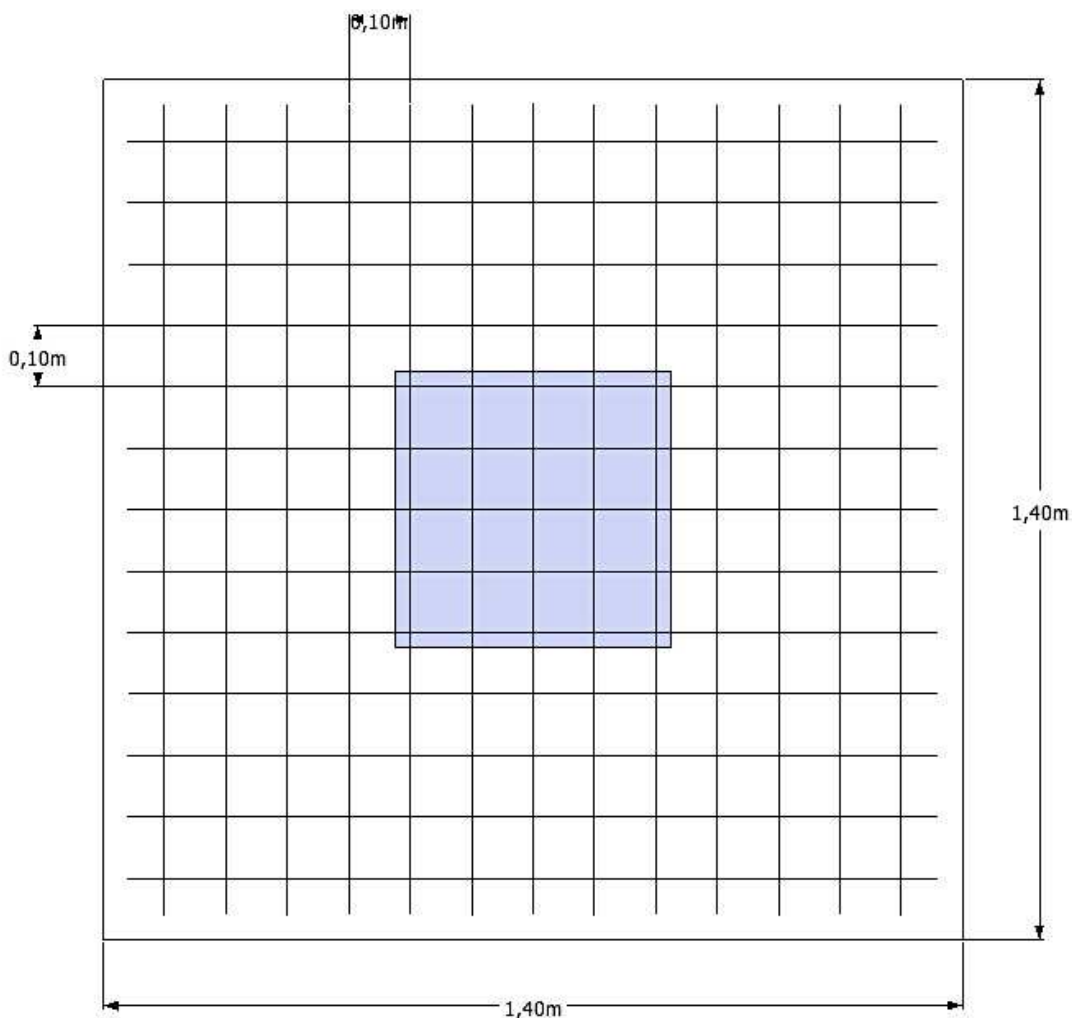


Figure 34 : Vue en plan de la semelle de fondation

### 5.1.1.2 Solution acier

Les réactions d'appui sont inconnues dans le cas de la solution acier. L'effort vertical appliqué à la semelle peut se calculer en refaisant rapidement la descente de charge. Les autres réactions dépendent des conditions d'appuis et des liaisons entre les différents éléments.

On fait l'hypothèse que les charges horizontales (vent et imperfections géométriques) appliquées à la structure sont les mêmes. Pour le moment d'encastrement, on considère qu'il diminue dans le même rapport que la réaction verticale. Ainsi on trouve les réactions suivantes :

<b>Réaction verticale</b>	637 kN
<b>Moment d'encastrement</b>	190 kNm
<b>Réaction horizontale</b>	166 kN

Tableau 26 : Réactions d'appui pour la solution acier

On refait ensuite la même démarche que pour la solution en béton. On choisit cette fois une largeur de semelle de 1,2 mètre (de manière à conserver la même contrainte dans sol) pour une hauteur de 30 cm. Tous calculs faits, on trouve qu'il est nécessaire de placer 12 barres de 16 mm de diamètre en fibre inférieure pour une quantité totale d'acier de 2413 mm<sup>2</sup>.

### 5.1.1.3 Bilan

Le tableau 27 reprend les quantités d'acier et de béton nécessaire à chaque solution. Par facilité, les fondations de rives (moins chargées) seront identiques aux autres.

	<b>Solution béton</b>	<b>Solution acier</b>
<b>Volume de béton pour une semelle</b>	0,78 m <sup>3</sup>	0,43 m <sup>3</sup>
<b>Volume total de béton</b>	10,98 m <sup>3</sup>	6,05 m <sup>3</sup>
<b>Volume d'acier pour une semelle</b>	0,007 m <sup>3</sup>	0,006 m <sup>3</sup>
<b>Volume total d'acier</b>	0,102 m <sup>3</sup>	0,081 m <sup>3</sup>

Tableau 27 : Quantités finales de matériaux de semelles

Ces quantités seront prises en compte dans les inventaires finaux au paragraphe suivant.

### 5.1.2 Surface de couverture

L'augmentation des épaisseurs de plancher au passage de la solution acier à la solution béton entraîne une augmentation de la hauteur totale de l'ouvrage. Ainsi, la hauteur des colonnes de la solution acier est de 8,31 mètres et de 9,55 mètres pour la solution béton. Les dimensions extérieures de l'ouvrage (largeur et longueur) sont de 12,91 et 34,39 mètres. Ainsi, l'augmentation de la surface de couverture est de :

$$\Delta_{couverture} = (9,55 - 8,31) * (12,91 + 34,29) * 2 = 117 \text{ m}^2$$

Cette augmentation de surface représente environ 15% de la surface verticale de départ. Il est donc important de garder cet aspect à l'esprit car il constitue un réel inconvénient de la solution béton.



## 5.2 Inventaires

Nous allons maintenant procéder aux inventaires des deux solutions étudiées. Chaque quantité de matériaux sera majorée de 5% pour tenir compte du fait qu'il est courant sur chantier d'avoir des matériaux non utilisés. Dès lors, ceux-ci constituent une certaine perte qui doit quand même être prise en compte dans l'analyse.

### 5.2.1 Solution acier

Dans le cas de la solution acier, on dispose d'un inventaire complet reprenant les types d'éléments utilisés, leur nuance d'acier et leur quantité en mètres.

no.	Name:	quality	length m
1	Poteaux (HEA200)	S 235	93.61
2	CoSFB - Plancher (HEB260,500,25)	S 355	60.55
3	Poutre plancher en rive (HEM200)	S 355	19.22
6	Contreventement Vertical (CFCHS168.3X5)	S 235	31.19
7	Poutre Toiture_rive (HEM220)	S 355	19.22
8	Poteaux contreventement (HEA200)	S 355	17.02
9	SFB - Toiture (HEM240,500,25)	S 355	60.55
10	Poutre Toiture_rive_2 (HEB220)	S 355	5.00
11	Poutre plancher en rive_1 (HEB220)	S 355	5.00
12	Contreventement Toiture (CFCHS168.3X4)	S 235	5.58
13	Poteaux portique (HEB340)	S 355	25.53

Figure 35 : Inventaire de la structure acier

Source ArcelorMittal

A partir de ces informations, on peut déduire les quantités d'acier en tonnes. On distingue les éléments poutres, les colonnes, les plats ainsi que les boulons et goujons. On considère une masse volumique d'acier de  $7800 \text{ kg/m}^3$ . Remarquons que les tubes de contreventement ont été considérés comme des éléments poutres.

Les assemblages liant les poutres et les colonnes sont composés d'une platine soudée à l'extrémité de la poutre de 10 mm d'épaisseur et de 4 boulons M20 10.9. On considère que l'on utilise le même assemblage aux deux niveaux du bâtiment et pour chaque liaison poutre-colonne. Les boulons ont une longueur de 50 mm et un diamètre de 20 mm. On dénombre 36 assemblages de ce type sur la structure.

A cela il faut ajouter les éléments de plancher. Pour ce faire, il suffit de sélectionner dans le fichier Excel le type de plancher utilisé et de préciser l'épaisseur totale voulue. Dans notre cas, on utilise le système Cofradal 260 avec une certaine épaisseur de béton coulée en place.

Ce type de plancher n'est pas repris dans le fichier ; cela dit il, est identique au système Cofradal 200 (qui lui est repris) avec une épaisseur de béton plus importante (épaisseur totale de 260 mm au lieu de 200 mm). Enfin, connaissant le type de plancher utilisé et l'épaisseur totale, la feuille de calcul en déduit une quantité de béton ainsi qu'une quantité de tôle.

Puisque la feuille de calcul détermine elle-même les quantités (en tonnes) des éléments de plancher préenregistrés, la majoration de 5% doit être directement introduite dans les cellules de calcul correspondantes. Pour les autres éléments, cela se fait manuellement en rentrant des quantités déjà majorées.

Le béton utilisé possède une masse volumique de 2450 kg/m<sup>3</sup> ainsi qu'une quantité de ciment de 350 kg/m<sup>3</sup> de béton. Dans cette épaisseur de béton, comme on peut le voir sur la figure 6, on place un treillis métallique de type Adets ST10 d'une masse de 1,87 kg/m<sup>2</sup> (www.adets.org). La quantité totale d'armatures vaut donc :

$$m_{treillis} = 1,87 * S_{int} = 1,87 * 12,11 * 33,48 = 0,758 \text{ tonnes}$$

En plus du treillis, on place des armatures supplémentaires au droit de chaque poutre en acier de manière à assurer une bonne transmission des efforts entre les différents éléments. Ainsi, on a 8 barres de 16 mm de diamètre par mètre de poutre sur une longueur de 3,1 mètres.

$$m_{barres} = 7 * 8 * 12,11 * \frac{\pi * 0,016^2}{4} * 3,1 * 7,8 = 3,297 \text{ tonnes}$$

Ainsi, la masse totale d'armatures est de 4,055 tonnes, majorée à 4,258 tonnes.

La toiture est quant à elle composée de hourdis préfabriqués de 26 cm d'épaisseur de 280 kg/m<sup>2</sup> sans béton coulé en place. Ceux-ci ne sont pas repris dans la feuille de calcul ; il a donc fallu les ajouter. Les informations concernant les impacts de hourdis viennent de la base de données *Ecoinvent 2001*.

Le tableau 28 reprend les quantités d'acier finales en tonnes en fonction des éléments considérés.

<b>Eléments</b>	<b>Masse (t)</b>	<b>Masse majorée (t)</b>
Poutres	20,17	21,18
Colonnes	8,05	8,45
Plats, angles, ...	15,55	16,33
Boulons	0,028	0,029
Armatures de plancher	4,055	4,258
Hourdis 260	113,5	119,2
Béton de semelles	14,82	15,56
Armatures de semelles	0,632	0,664

Tableau 28 : Inventaire final de la solution acier

## 5.2.2 Solution béton

Chaque élément de la solution béton a été dimensionné, on peut donc en déduire les quantités de béton et d'armatures. On considère une masse volumique de béton de 2450 kg/m<sup>3</sup> ainsi qu'une quantité de ciment de 350 kg/m<sup>3</sup> de béton. Ainsi on a :

Eléments	Masse (t)	Masse majorée (t)
Poutres	136,3	143,1
Colonnes	56,35	59,17
Armatures	13,38	14,05
Semelles	26,89	28,23

Tableau 29 : Inventaire relatif aux éléments structuraux

Pour les éléments de planchers, on utilise des hourdis préfabriqués. Ceux-ci ne sont pas repris dans la feuille de calcul ; il a donc fallu les ajouter. Les informations concernant les impacts viennent de la base de données *Ecoinvent 2001*.

Au final, on choisit le type de hourdis utilisés et la feuille de calcul en déduit une quantité de béton en fonction des surfaces de planchers du bâtiment. Cette fois, une chape de 5 cm d'épaisseur est coulée sur les hourdis. Un treillis est également utilisé.

<b>Epaisseur de chape</b>	5 cm
<b>Quantité d'armatures</b>	Treillis 150 x 150 x 6 x 6 mm
<b>Type de hourdis</b>	Hourdis SP 150 - 245 kg/m <sup>2</sup>

Tableau 30 : Type de planchers utilisés

Les quantités de béton et d'acier sont donc les suivantes :

Eléments	Masse (t)	Masse majorée (t)
Chape	99,33	104,3
Armatures	2,384	2,503
Hourdis	198,7	208,6

Tableau 31 : Inventaire relatif aux planchers

## 5.3 Calcul des impacts

### 5.3.1 Détails de calcul

Le but de la feuille de calcul est de comparer les impacts de deux constructions. Celle-ci permet d'ailleurs d'effectuer deux analyses de cycle de vie en parallèle. Dans le cas qui nous occupe, la première construction est presque entièrement composée d'acier et la seconde de béton armé.

La feuille de calcul dispose d'un onglet (« input data ») dans lequel il suffit de saisir toutes les informations relatives à l'ouvrage étudié et aux matériaux utilisés. A partir de cette feuille de départ, Excel calcule les impacts en fonction des quantités de matériaux utilisées et des hypothèses choisies (recyclage, mode de transport, mode de fabrication).

Pour rappel, lors du calcul, on prend uniquement en compte les impacts dus à la production des matériaux, leur transport jusqu'au site de construction ainsi que la fin de vie du bâtiment (recyclage, mise en décharge). La phase d'utilisation de l'ouvrage n'est pas prise en compte et est considérée comme identique pour les deux solutions.

#### 5.3.1.1 Production

Le calcul de base d'un impact de production est simplement le produit d'une quantité de matériaux par une valeur d'impact unitaire.

$$Impact_i = quantité * impact_{unitaire,i}$$

Les différentes quantités s'expriment en tonnes et ont été calculées dans ce qui précède. Les valeurs d'impacts unitaires dépendent du type de matériau considéré. Dans notre cas, on aura exclusivement de l'acier (profilés, armatures, tôles) ou du béton (hourdis, béton coulé en place).

##### 5.3.1.1.1 Acier

Dans le cas de l'acier, on utilise la base de données *Worldsteel 2000*. Les valeurs fournies représentent une moyenne de nombreux sites industriels. Les valeurs d'impacts sont différentes selon le type d'acier et on distingue les profilés, les éléments galvanisés, les armatures, ainsi que les boulons et goujons. Pour ces trois derniers éléments, les moyennes sont des moyennes mondiales tandis que pour le reste on se contente des données européennes.

Pour chaque type d'éléments, on possède des valeurs d'impacts unitaires. Le premier impact est la quantité d'énergie utilisée par tonnes d'éléments produits (GJ/tonnes). Le second impact est le global warming potential (GWP), il s'exprime en tonnes de CO<sub>2</sub> équivalent par tonnes d'éléments produits et s'obtient par combinaison de quatre composants différents :

- le dioxyde de carbone
- le méthane
- le dioxyde d'azote
- les VOC (composés organiques volatiles).

Les coefficients de caractérisation nécessaires pour passer en tonnes de CO<sub>2</sub> équivalent sont repris dans le tableau 32 et permettent d'aboutir à la formule d'équivalence ci-dessous.

<b>Composants</b>	<b>Coefficients de caractérisation</b>
Dioxyde de carbone	1
Méthane	25
Dioxyde d'azote	298
VOC	16,1

**Tableau 32 : Coefficients de caractérisation**

$$CO_{2, equ} = CO_2 + 25 * CH_4 + 298 * NO_2 + 16,1 * VOC$$

Cette expression signifie donc que le rejet d'une tonne de méthane a un impact sur le réchauffement global 25 fois plus important qu'une tonne de dioxyde de carbone. Ce dernier possède l'impact le plus faible mais est utilisé comme unité équivalente car il est rejeté en quantité beaucoup plus importante lors des différents processus de production.

Les valeurs des coefficients de caractérisation varient assez bien d'une source à l'autre et devront donc être incluses dans l'analyse de sensibilité.

### 5.3.1.1.2 Béton

Pour le béton, les différentes valeurs sont fournies par la base de données suisse *Ecoinvent 2001*. Les valeurs d'impacts dépendent de la quantité de ciment présente dans le béton utilisé et sont obtenues par régression linéaire entre des valeurs correspondant à des quantités de ciment de 300 kg/m<sup>3</sup> et 375 kg/m<sup>3</sup>.

La quantité de ciment fait donc partie des hypothèses de calcul et doit être introduite dans l'onglet de données. Dans notre cas, la valeur choisie est de 350 kg/m<sup>3</sup> de béton. Le tableau 33 reprend, à titre indicatif, les valeurs unitaires d'impacts en fonction de la teneur en ciment du béton. Cette fois, les valeurs GWP sont directement fournies en unités équivalentes.

<b>Teneur en ciment</b>	<b>Impacts</b>	<b>Valeurs</b>
300 kg/m <sup>3</sup>	GWP	0,112 tCO <sub>2</sub> eq/t
	EC	0,644 GJ/t
375 kg/m <sup>3</sup>	GWP	0,136 tCO <sub>2</sub> eq/t
	EC	0,772 GJ/t
350 kg/m <sup>3</sup>	GWP	0,128 tCO <sub>2</sub> eq/t
	EC	0,730 GJ/t

**Tableau 33 : Valeurs d'impacts en fonction de la teneur en ciment**

### 5.3.1.2 Transport

Lors de l'acheminement des matériaux sur le site de construction, il apparaît inévitablement une certaine consommation d'énergie ainsi qu'une quantité de composants rejetée dans l'atmosphère et participant au réchauffement global. Ces impacts doivent bien sur être pris en compte dans l'analyse de cycle de vie. L'importance des impacts dépendra donc cette fois, du mode de transport des matériaux ainsi que des distances parcourues depuis les usines de production.

Les matériaux préfabriqués (profilés, hourdis, ...) sont acheminés depuis des sites de production pouvant être assez éloignés de la zone de chantier. Les valeurs moyennes proposées par la feuille de calcul sont de 500 km pour les éléments en béton et de 1000 km pour les profilés métalliques ; celles-ci pourront peut-être être affinées par la suite. Ce transport se fait par convois particuliers ou par trains, chaque alternative conduisant à des impacts différents.

Le béton coulé en place provient d'une centrale à béton. Ce type de centrale est beaucoup plus répandu et la distance moyenne proposée est de 50 km. Ce transport se fait en bétonnière.

Au final, il suffit de préciser, dans l'onglet de données, la quantité de matériaux transportés par chaque mode de transport ainsi que la distance à parcourir. Il sera bien sûr indispensable de jouer sur les distances à parcourir dans l'analyse de sensibilité afin de voir dans quelles mesures elles influencent les résultats. En effet, en fonction du lieu de chantier, les distances à parcourir peuvent varier considérablement.

La figure 36 reprend les différentes sources utilisées pour le calcul des impacts dus au transport, en fonction du type de matériau et du mode de transport.

#### Steel road transport

Source	PE International
Geographical	Global
Reference year	2005

#### Steel rail transport

Source	ELCD (European Life Cycle Database)
Geographical	Global
Reference year	2005

#### Concrete road transport

Source	Contact with expert
Geographical	France
Reference year	2007
Comments	Average fuel consumption of mixer truck float

#### Diesel production

Source	ELCD (European Life Cycle Database)
Geographical	EU-15
Reference year	2003

#### Power production

Source	ELCD (European Life Cycle Database)
Geographical	UCTE
Reference year	2002

Figure 36 : Sources relatives aux impacts de transport

Source ArcelorMittal

### 5.3.1.3 Fin de vie

Par fin de vie, on entend la gestion des matériaux au moment du démantèlement de l'ouvrage. Cette gestion va évidemment produire des impacts (traitement de déchets, ...) mais peut aussi conduire à des impacts négatifs puisqu'un certain gain de matières premières peut être effectué (recyclage).

Le calcul des impacts se fait de manière totalement différente pour l'acier et pour le béton. Chaque matériau sera donc détaillé dans la suite.

#### 5.3.1.3.1 Acier

La gestion de l'acier en fin de vie est assez aisée puisqu'il suffit de refondre les éléments pour en créer de nouveaux. Cette caractéristique des éléments métalliques leur permet une réduction importante des impacts de production.

La méthode de calcul de la fin de vie des éléments métalliques est la méthode des crédits. Celle-ci consiste à considérer l'acier dans sa globalité et pas uniquement les impacts relatifs à la structure que l'on construit. Les valeurs d'impacts sont donc calculées à partir de valeurs moyennes européennes ou mondiales entre différents sites de production.

Ces valeurs considèrent que pour faire une tonne d'acier, on utilise une certaine quantité de ferraille (aciers récupérés) que l'on refond et une quantité d'acier produite à partir de matières premières. En fonction du taux de récupération que l'on se fixe, on retrouve plus ou moins de ferraille à la démolition de l'ouvrage par rapport à la quantité utilisée au départ. Ce gain de matière fournit donc un crédit (impact négatif) car il réduira la quantité de matières premières nécessaire pour reproduire de l'acier.

On peut illustrer le mécanisme par quelques chiffres. On produit une tonne d'acier à l'aide de 849 kg de ferraille (valeur moyenne européenne pour les profilés), le reste est fourni par la transformation de matières premières. A la démolition de l'ouvrage, on se fixe un taux de récupération de 99%, soit 990 kg de ferraille. En faisant le bilan, on constate que l'on récupère 141 kg de ferraille (990 - 849) en plus qu'au départ. Ce gain de matière permet la réduction des matières premières utilisées par la suite et donc une réduction des impacts.

Les moyennes européennes et mondiales varient dans le temps car elles dépendent de la demande du marché. Plus celle-ci est forte et plus le pourcentage d'acier produit à partir de matières premières sera élevé pour pouvoir y répondre. Or, cette demande a tendance à toujours augmenter avec le temps, il est donc probable que l'on ne puisse jamais se passer des matières premières.

Les taux de récupération dépendent du type d'acier. Il se situe entre 95 et 100% pour les éléments profilés et autour de 65% pour les barres d'armatures. Cette valeur plus faible est due au fait que l'on doit séparer l'acier du béton, ce qui complique le recyclage.



Comme pour les impacts de production, les valeurs d'impacts sont calculées à partir de la base de données *Worldsteel 2000*.

La figure 37 illustre le cycle de production de l'acier.

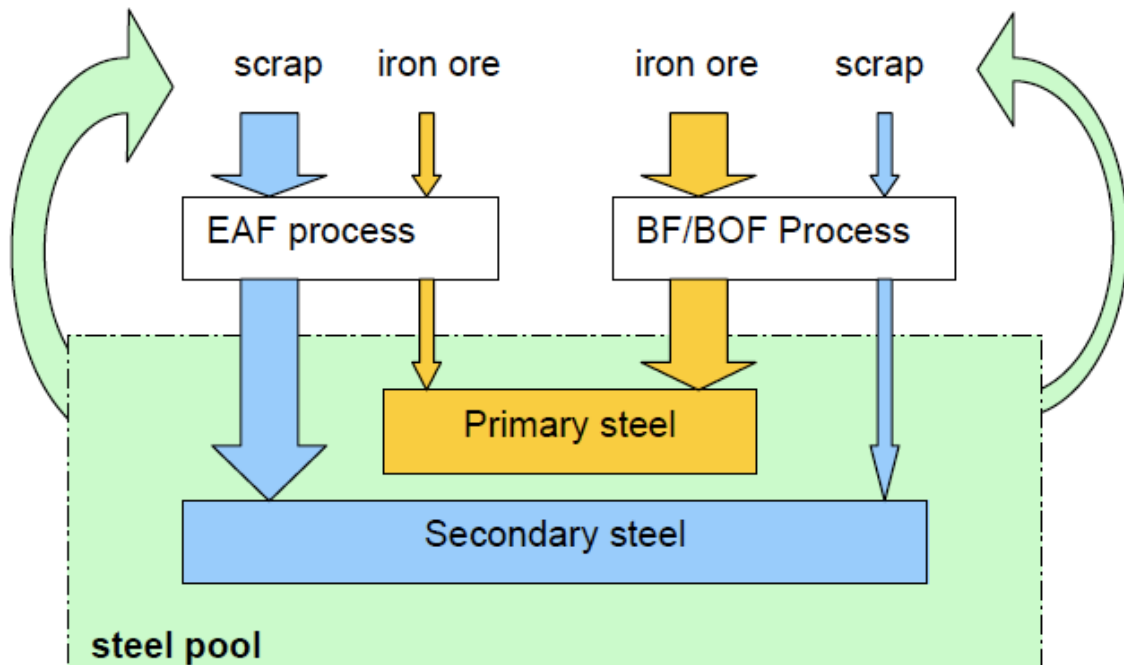


Figure 37 : Cycle de production de l'acier

Source Worldsteel Association

#### 5.3.1.3.2 Béton

Le recyclage du béton n'est pas si aisé car il nécessite la séparation des armatures et du béton, ce qui crée des impacts. De plus, le béton ne peut pas être retransformé en les matières premières qui le composent et peut au mieux être concassé pour former des granulats qui pourront être réutilisés par la suite.

Il est clair que les taux de récupération sont en général plus faibles pour le béton que pour l'acier. Il arrive donc qu'une certaine partie du béton soit mise en décharge telle quelle ou bien après avoir été triée (séparation des armatures et du béton).

Le traitement du béton est composé de différentes étapes qui se suivent chronologiquement.

Dans un premier temps, on va trier un certain pourcentage de la quantité totale de béton. Ce pourcentage est dicté par le taux de récupération des armatures et tourne généralement autour de 65%. La feuille de calcul considère que les 35 autres pourcents sont directement amenés en décharge. Cette phase inclut donc à la fois des impacts dus au triage d'une partie du béton (65%) et à la mise en décharge de la quantité restante (35%).

L'étape suivante consiste à recycler la quantité d'acier qui a été séparée du béton. Cette phase est identique au recyclage d'un profilé métallique. Parallèlement à ça, on va valoriser une certaine quantité de béton en le réutilisant comme granulats pour des bétons maigres (fondations) ou des routes.

La dernière étape consiste simplement à mettre en décharge la quantité de béton triée restante. Les impacts sont donc dus à la mise en décharge du béton.

Au final, contrairement à l'acier, les impacts de fin de vie du béton sont généralement positifs. En effet, bien qu'une partie de la quantité totale de matériau soit réutilisée après triage et concassage, en termes d'impacts, ces deux transformations dépassent bien souvent le gain réalisé par la revalorisation du béton.

Il est probable qu'avec le temps, les méthodes de triage et de concassage deviennent plus efficaces et permettent une valorisation plus importante des éléments en béton. De plus, on s'efforce de minimiser toujours plus les quantités de matériaux mises en décharge. Par exemple, depuis 2009, en Wallonie, il est interdit de mettre des matériaux inertes (béton et acier) en décharge, ceux-ci devant être revalorisés au maximum.

Comme pour les impacts de production, les valeurs d'impacts sont calculées à partir de la base de données *Ecoinvent 2001*.

Le schéma ci-dessous représente les différentes étapes relatives au traitement du béton en fin de vie.

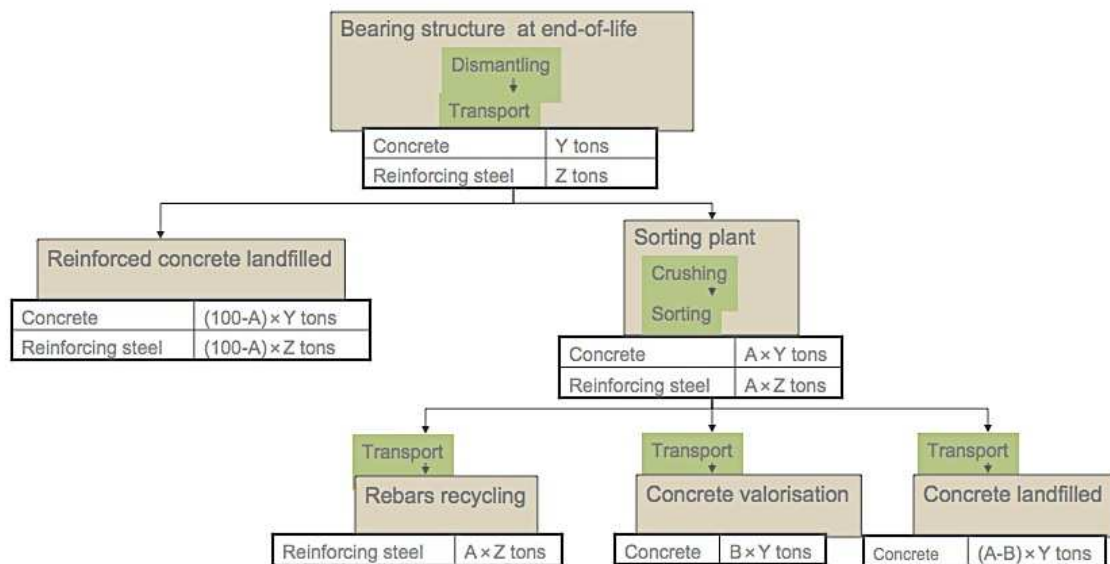


Figure 38 : Schéma explicatif de la fin de vie du béton

Source ArcelorMittal

### 5.3.2 Résultats LCA

Une fois que les inventaires complets ont été réalisés et que le processus de calcul a été expliqué, on peut passer à l'étude des résultats. On étudiera dans un premier temps, un cas de base considérant un transport et un recyclage moyen. On fera ensuite varier différents paramètres dans l'analyse de sensibilité.

#### 5.3.2.1 Impacts de production seuls

Dans un premier temps, on décide de se pencher uniquement sur les impacts de production. On ne tient donc pas compte du transport et de la fin de vie des matériaux. Cela se justifie notamment par le fait qu'il est fort probable que la composante de production des matériaux soit la plus importante et donne déjà un bon ordre de grandeur du global warming potential (GWP) et de l'énergie consommée (PEC).

Le tableau 34 reprend les valeurs totales calculées, les graphiques suivants représentent l'apport de chaque élément.

	Structure en acier	Structure en béton
<b>GWP (tCO<sub>2</sub>eq)</b>	<b>109,50</b>	91,83
<b>PEC (GJ)</b>	<b>1164,15</b>	751,20

Tableau 34 : Impacts de production

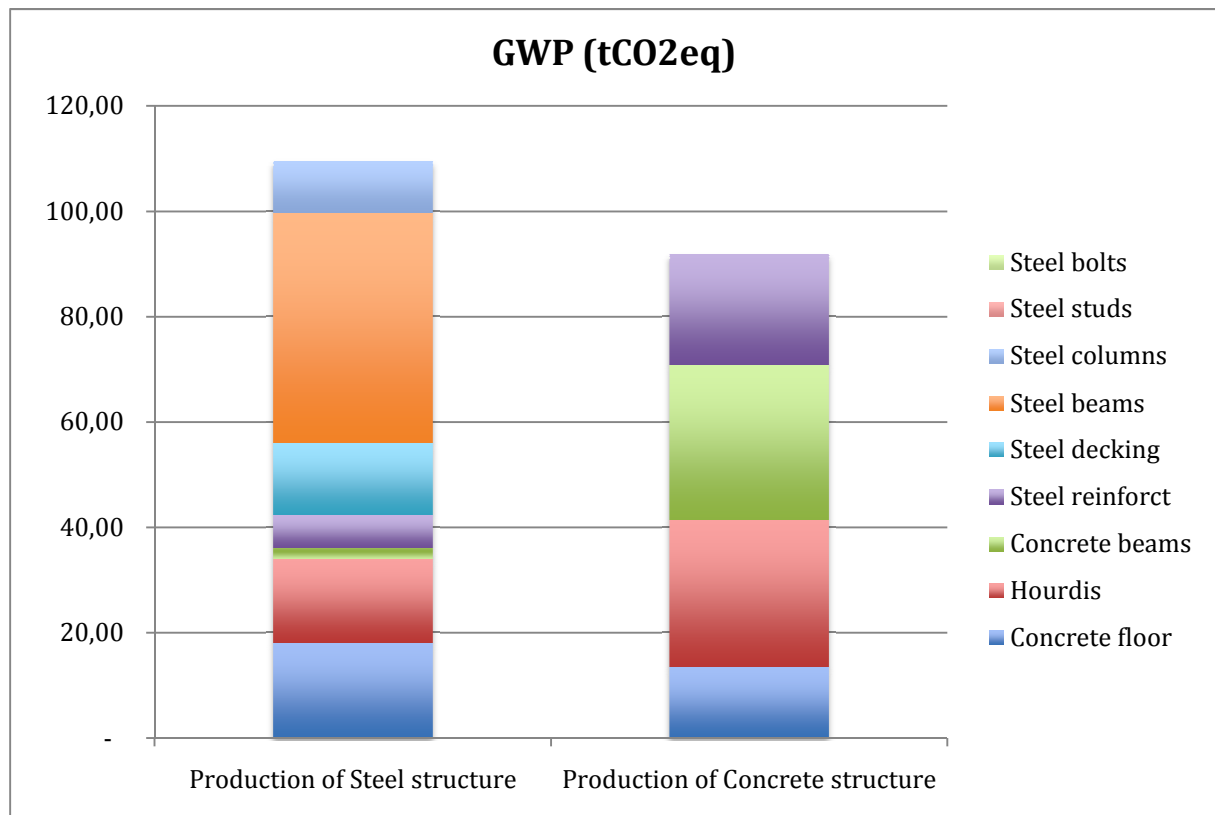


Figure 39 : GWP dû à la production des matériaux

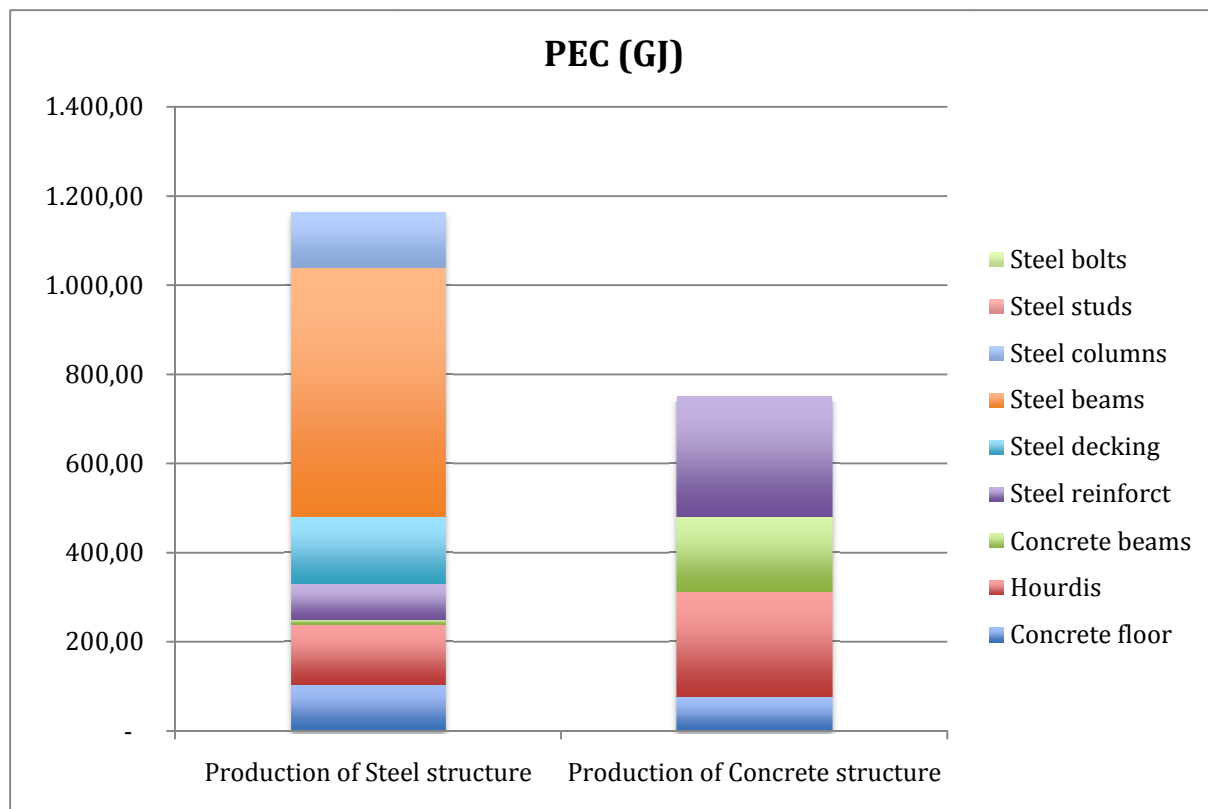


Figure 40 : Energie consommée pour la production des matériaux

Remarque : les quantités de béton nécessaires pour les semelles de fondation ont été incluses dans la catégorie « concrete beams » (vert clair).

La première constatation que l'on peut faire à la vue des graphes est que les impacts sont clairement plus élevés pour la structure en acier que pour celle en béton. On peut en effet constater une différence de l'ordre de 15% pour le réchauffement global et de plus de 35% pour l'énergie consommée.

Pour la solution acier, la catégorie produisant le plus d'impacts est la catégorie « Steel beams », cela est tout à fait logique car elle reprend à la fois les poutres métalliques et les plats, et constitue le poste le plus important en tonnage (sans compter les hourdis). On peut aussi remarquer que les impacts dus aux assemblages métalliques ne sont même pas visibles sur les graphes tellement ils sont faibles.

Concernant les planchers, on voit très clairement que le système Cofradal, repris à la fois dans la catégorie « steel decking » (tôles galvanisées constituant le bac Cofradal) et « concrete floor » (épaisseur de béton coulée en place) est bien plus néfaste que l'utilisation de planchers en hourdis (catégorie rouge).

Pour la solution béton, on voit que les deux postes les plus importants sont les hourdis et l'armaturage. Ce dernier est en effet très important vu que la structure est entièrement en béton armé. Les poutres et colonnes sont reprises dans la catégorie « concrete beams » ; on voit que malgré les tonnages de béton assez importants, ce poste reste bien inférieur à son équivalent de la solution acier (« steel beams » et « steel columns »).

### 5.3.2.2 Cas de base : distances moyennes, recyclage moyen

Cette fois, on va considérer à la fois les impacts de production, de transport et de fin de vie. Pour ce faire, on considère les distances moyennes proposées par la feuille Excel, c'est-à-dire 50 km pour le béton coulé en place, 500 km pour le béton préfabriqué et 1000 km pour les éléments métalliques.

Pour la fin de vie des matériaux, on utilise également les valeurs moyennes de taux de récupération proposées par le programme. Ainsi pour l'acier, on aura 65% pour les armatures, 95% pour les éléments en tôles et 97,5% pour tous les autres éléments métalliques. On décide de choisir comme valeur de départ, une valorisation du béton à 20%. Cette valeur est assez faible et pourra être augmentée par la suite.

Le tableau ci-dessous ainsi que les graphiques qui suivent reprennent les différents résultats.

	Impacts	Acier	Béton
Production	GWP (tCO <sub>2</sub> eq)	109,50	91,83
	PEC (GJ)	1164,15	751,20
Transport	GWP (tCO <sub>2</sub> eq)	8,13	13,20
	PEC (GJ)	114,92	186,71
End-of-life	GWP (tCO <sub>2</sub> eq)	-11,91	10,22
	PEC (GJ)	-34,60	195,07
LCA total	GWP (tCO <sub>2</sub> eq)	105,72	115,25
	PEC (GJ)	1244,47	1132,98

Tableau 35 : Impacts globaux

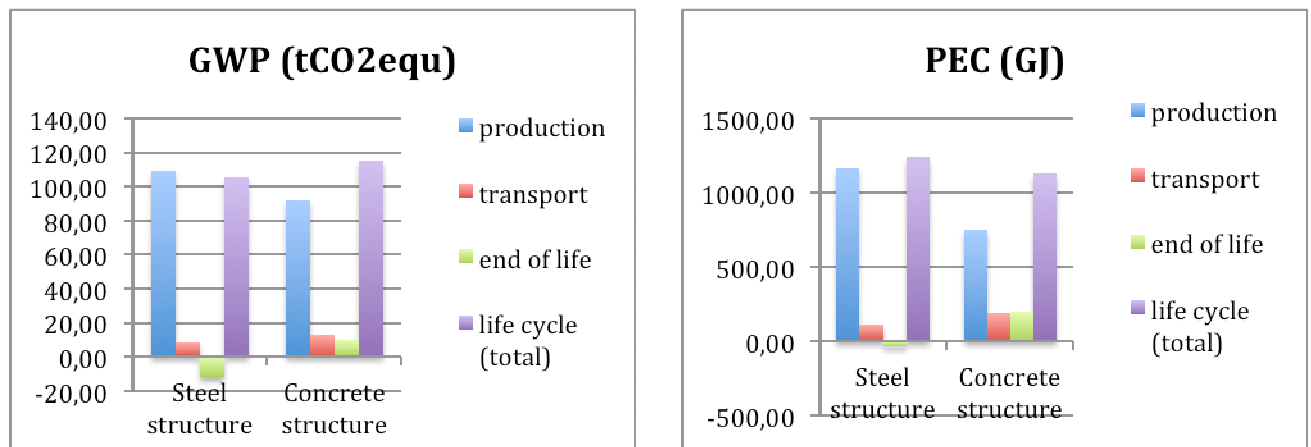


Figure 41 : Impacts globaux

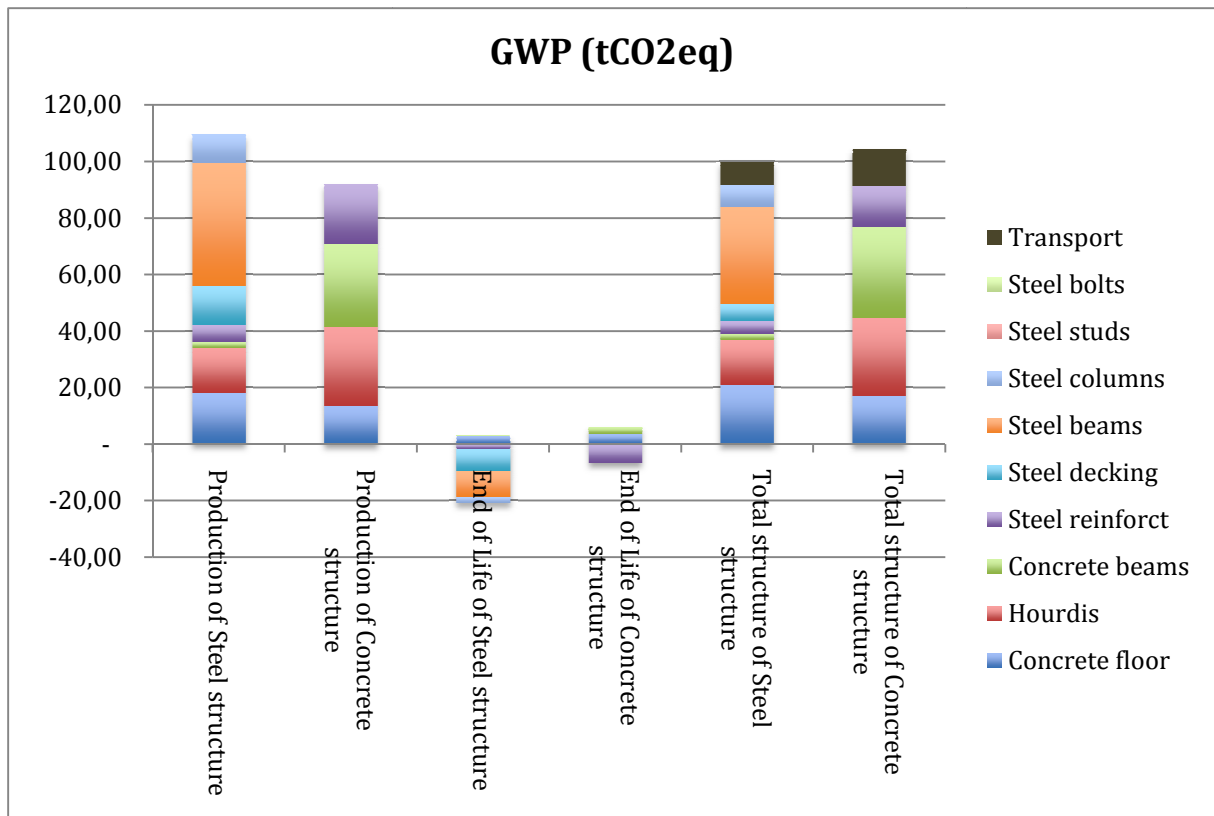


Figure 42 : GWP global

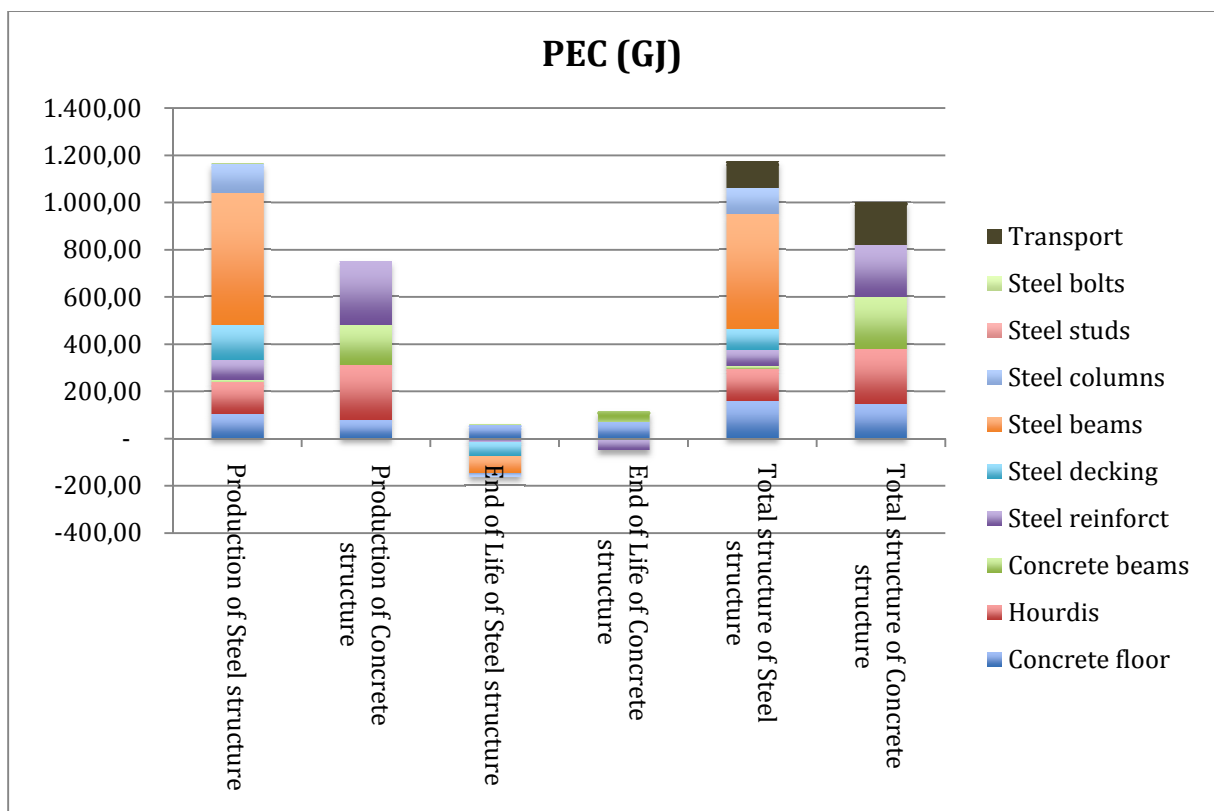


Figure 43 : Energie globale

On constate cette fois, que la solution béton n'est plus la meilleure du point de vue du réchauffement global. Cela peut s'expliquer par le fait que la composante de transport est plus importante pour le béton étant donné que globalement les quantités de matériaux à transporter sont bien plus importantes dans cette solution. En effet les éléments métalliques, bien que parcourant de plus longues distances sont en quantités bien plus faibles.

De plus, le recyclage important de l'acier s'oppose aux impacts de production et de transport. Il est donc indispensable de prendre en compte la fin de vie de la structure pour que cette solution puisse rivaliser avec la solution béton. En améliorant davantage les hypothèses de recyclage de l'acier, on pourrait encore diminuer les impacts finaux.

On peut remarquer une grosse différence entre la fin de vie des éléments en béton et celle des éléments métalliques. En effet, ces derniers offrent des impacts négatifs contrairement aux éléments en béton qui produisent de nouveaux impacts suite aux opérations de triage et concassage. Un des moyens de diminuer les impacts de fin de vie du béton serait d'augmenter le pourcentage de valorisation et le taux de récupération des armatures.

Ensuite, on remarque que les plus gros impacts sont ceux liés à la production des matériaux. On peut donc déjà sentir qu'en jouant sur les hypothèses de transport et de fin de vie, globalement les résultats ne vont pas varier de manière importante. Cela dit, les impacts totaux des deux solutions se tiennent assez bien (variation de l'ordre de 10%), il se pourrait donc que suivant les hypothèses, le classement des deux solutions change.

## 5.4 Analyse de sensibilité

### 5.4.1 Coefficients de caractérisation

Les valeurs de coefficients de caractérisation sont fixées dans la feuille de calcul d'Ameco. Or, d'une source à l'autre, ceux-ci peuvent varier fortement et il est donc important de vérifier l'impact que cela peut avoir sur les résultats globaux. Pour ce faire, on va comparer les résultats déjà obtenus avec ceux obtenus avec un nouveau jeu de coefficients. Les nouvelles valeurs utilisées nous viennent de la base de données *Ecoinvent 2001*.

Ces coefficients n'interviennent que dans l'impact relatif au réchauffement global. Le tableau 36 reprend les différentes valeurs de coefficients de caractérisation.

Composants	Coefficients de caractérisation	
	Ameco	Ecoinvent
Dioxyde de carbone	1	1
Méthane	25	24,5
Dioxyde d'azote	298	320
VOC	16,1	19

Tableau 36 : Variation des coefficients de caractérisation

La comparaison est faite par rapport au cas de base du paragraphe 5.3.2.2 considérant un transport et un recyclage moyen.

Sources	Acier	Béton
GWP total Ameco	105,72	115,25
GWP total Ecoinvent	105,67	115,27

Tableau 37 : GWP (total) selon la source

On constate logiquement que la variation de résultats est tout à fait négligeable. Cela s'explique par le fait que le principal composant provoquant le réchauffement global est le dioxyde de carbone, les autres composants étant produits en quantités beaucoup plus faibles.



## 5.4.2 Influence du transport

Le but de ce cas est de voir dans quelle mesure les distances parcourues influencent les résultats finaux. Les trois distances sur lesquelles on peut jouer sont celles parcourues par les éléments métalliques, les éléments en béton préfabriqués et le béton coulé en place.

La distance de base proposée par le programme pour les éléments métalliques est de 1000 km. En consultant le site d'ArcelorMittal, on trouve qu'il existe de nombreux sites de distribution de matériaux aussi bien en France qu'en Belgique et au Luxembourg. Pour rappel, le chantier se trouve à Maizières-Lès-Metz, dans le nord de la France, à proximité de la frontière luxembourgeoise.

De plus, en faisant l'hypothèse que les éléments en béton préfabriqués sont produits par l'usine Ergon située à Lierre (à proximité d'Anvers), la distance réelle à parcourir est de l'ordre de 300 km.

Au final, on décide donc de diviser chaque distance par deux (500-250-25 au lieu de 1000-500-50). Cette hypothèse paraît tout à fait réaliste étant donné ce qui vient d'être dit. Les paramètres de recyclage restent inchangés par rapport au cas de base. Le tableau 38 reprend les impacts de transports en fonction des hypothèses.

Impacts	Solution acier		Solution béton	
	1000-500-50	500-250-25	1000-500-50	500-250-25
<b>GWP (transport)</b>	8,13	4,06	13,20	6,60
<b>PEC (transport)</b>	114,92	57,46	186,71	93,35
<b>GWP (total)</b>	105,72	101,65	115,25	108,65
<b>PEC (total)</b>	1244,47	1187,01	1132,98	1039,63

Tableau 38 : Impacts en fonction des hypothèses de transport

On constate logiquement que les impacts de transports sont réduits de moitié par rapport au cas de base. Cela peut paraître important mais si l'on regarde cette diminution par rapport aux impacts totaux, on constate qu'elle est assez faible. En effet, on observe une diminution d'environ 5% des impacts globaux suite à la diminution de moitié des distances à parcourir. Cette diminution est légèrement plus importante pour la structure en béton car les impacts de transport sont plus élevés que pour la structure en acier (voir paragraphe 5.3.2.2).

En conclusion, le transport n'a qu'une influence réduite sur les valeurs globales d'impacts. Il ne sera donc pas nécessaire d'augmenter la précision des valeurs de distances à parcourir et on se contentera de distances moyennes réalistes par rapport à la situation géographique du chantier.

### 5.4.3 Influence de la gestion de fin de vie

Nous allons maintenant étudier l'influence de la gestion de fin de vie des matériaux sur les impacts globaux des structures. Pour ce faire, on fait l'hypothèse de taux de recyclage maximum, à savoir 100% pour les armatures et 100% pour les autres éléments métalliques. Le béton est également revalorisé à 100% et aucun matériau n'est mis en décharge.

Cette hypothèse paraît assez forte à l'heure actuelle mais la fin de vie de l'ouvrage n'arrivera pas avant une cinquantaine d'années. De plus, la législation a tendance à se diriger vers un recyclage complet des matériaux. Par exemple, depuis 2009, en Wallonie, il est interdit de mettre des matériaux inertes (béton et acier) en décharge, ceux-ci devant être revalorisés au maximum.

Or, on peut déjà supposer que de nouvelles techniques de traitement des déchets apparaîtront dans le futur, permettant un recyclage plus complet et plus efficace des matériaux. Enfin, cette hypothèse a surtout pour but de voir dans quelles mesures les résultats vont varier.

Les autres hypothèses sont identiques à celles du cas de base. Le tableau ci-dessous compare les différents résultats.

Impacts	Solution acier		Solution béton	
	65-97,5-20	100-100-100	65-97,5-20	100-100-100
<b>GWP (EOL)</b>	-11,91	-17,66	10,22	-0,64
<b>PEC (EOL)</b>	-34,60	-100,61	195,07	64,81
<b>GWP (total)</b>	105,72	99,97	<b>115,25</b>	<b>104,39</b>
<b>PEC (total)</b>	<b>1244,47</b>	<b>1178,46</b>	1132,98	1002,72

Tableau 39 : Impacts en fonction des hypothèses de fin de vie

A la vue du tableau, on constate une baisse des impacts d'environ 5% pour la structure en acier et d'environ 10% pour la structure en béton. Cette diminution d'impacts est plus forte pour la solution béton car cette fois, les opérations de triage et de concassage sont plus ou moins compensées par le recyclage complet des armatures et la revalorisation complète du béton sous forme de granulats.

Les hypothèses choisies sont donc en faveur de la solution béton qui réduit ses impacts de manière plus importante. Cela a pour effet de diminuer l'écart entre les deux solutions pour le réchauffement global et de l'accroître pour l'énergie consommée comme illustré par la figure 44.

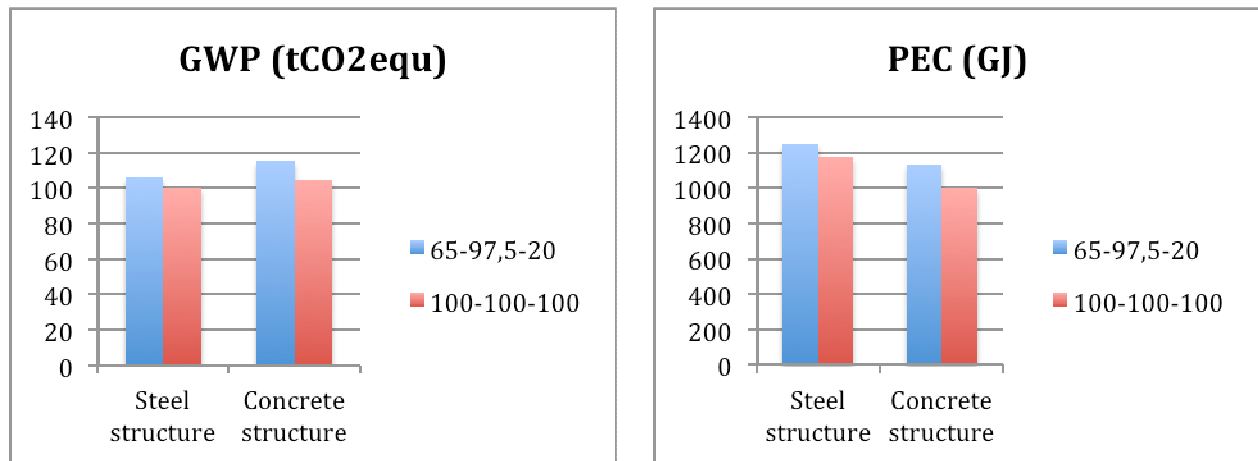


Figure 44 : Impacts globaux en fonction du scénario de fin de vie

Ces résultats mettent donc en évidence le fait que la capacité de réduction des impacts par une meilleure gestion de fin de vie des matériaux, est beaucoup plus importante pour les éléments en béton que pour les éléments métalliques. Il est donc probable que des progrès puissent encore être réalisés pour augmenter le recyclage des matériaux, en particulier pour le béton puisqu'à l'heure actuelle, l'acier est déjà presque entièrement recyclé.

#### 5.4.4 Influence de la précision du dimensionnement

Le dernier aspect dont on désire connaître l'influence est la précision du dimensionnement. En effet, plus celui-ci est effectué de manière précise et plus les quantités de matériaux devraient diminuer. Nous allons donc étudier l'influence sur les résultats d'une diminution des tonnages de 10% pour une solution et pas l'autre. Cela a pour but de simuler un meilleur dimensionnement pour l'une des deux solutions.

Le tableau ci-dessous nous donne les impacts globaux selon le scénario de dimensionnement. Les autres paramètres (transport et recyclage) sont identiques à ceux du cas de base.

Impacts	Solution acier		Solution béton	
	Cas de base	-10%	Cas de base	-10%
<b>GWP (total)</b>	105,72	95,68	115,25	103,63
<b>PEC (total)</b>	1244,47	1127,63	1132,98	1018,32

Tableau 40 : Impacts en fonction de la précision du dimensionnement

La diminution des impacts suite à la réduction des tonnages est évidemment de 10% puisque les valeurs de ceux-ci sont directement proportionnelles aux quantités de matériaux utilisées.

Etant donné que les impacts des deux solutions sont assez proches dans le cas de base (environ 9%), les éventuelles imprécisions de dimensionnement peuvent faire pencher la balance d'un côté ou de l'autre. Il est donc clair que, peu importent les matériaux utilisés, la meilleure façon de réduire les impacts environnementaux produits par une structure, est de minimiser les tonnages par l'intermédiaire d'un dimensionnement aussi précis et optimal que possible.

## **5.5 Autres aspects de comparaison entre les deux solutions**

En plus de l'aspect cycle de vie, nous allons brièvement comparer les deux solutions sur d'autres aspects importants comme la facilité de mise en œuvre sur chantier, la durée du chantier et le coût de la structure. Pour rappel, on se concentre uniquement sur la structure et non sur le bâtiment en entier.

### **5.5.1 Schéma structurel**

Comme cela a déjà été souligné au paragraphe 4.3, le schéma structurel utilisé pour le dimensionnement de la structure en béton a été imaginé à l'origine pour une structure métallique. Cet aspect est plutôt défavorable pour la solution béton. En effet, la portée importante des poutres (plus de 12 mètres) convient mieux pour des éléments métalliques que des éléments en béton.

Une étude plus complète pourrait prendre en compte cette contrainte en effectuant deux dimensionnements parallèles en fonction des matériaux utilisés. Les schémas structurels pourraient donc être différents et l'unité fonctionnelle serait plutôt définie à partir des desideratas du client (surfaces au sol requises, nombre d'étages, ouvertures, trame architecturale, etc.) et non d'un schéma structurel bien précis.

Nous n'irons pas aussi loin dans le cadre de ce travail, cela dit il est intéressant de garder ce point de comparaison à l'esprit.

### **5.5.2 Mise en œuvre**

La mise en œuvre des matériaux sur chantier est bien plus complexe pour la structure en béton que pour celle en acier. En effet, contrairement à l'acier, les éléments en béton (poutres et colonnes) sont coulés sur place ce qui demande des travaux de coffrages et de ferrailages importants.

De plus, il est impossible de couler tout un portique d'une seule traite si l'on veut que le béton soit parfaitement mis en œuvre. Ceux-ci sont donc coulés par séquences et nécessitent des armatures d'attente et un traitement spécifique de la surface de reprise de bétonnage de manière à assurer une connexion parfaite entre les bétons de deux séquences successives.

Dans le cas de la solution acier, les éléments sont simplement assemblés les uns aux autres par boulonnage ce qui nécessite beaucoup moins de travail et surtout de temps.

Pour ce qui est des planchers, les tâches sont assez semblables d'une solution à l'autre puisqu'elles consistent à poser un élément préfabriqué (hourdis ou Cofradal) sur lequel on vient couler une certaine épaisseur de béton.

### 5.5.3 Durée du chantier

La durée du chantier est directement liée à la mise en œuvre des matériaux sur le site. Or, comme on vient de le dire, la mise en œuvre des éléments métalliques est beaucoup plus rapide que celle des éléments en béton ; il est donc clair que la solution acier conduira à des délais de chantier plus courts.

### 5.5.4 Prix

Enfin, nous allons comparer les deux structures en termes de coût. Pour ce faire, nous allons tenter d'estimer le prix de chaque solution sans compter les planchers puisqu'on considère qu'ils sont assez proches. Le coût tiendra donc compte des poutres, des colonnes et des semelles de fondation.

Le calcul se fera à l'aide de coûts de référence utilisés pour le cours de Projet Intégré du cursus de deuxième master. D'un ouvrage à l'autre, ces valeurs peuvent différer de manière significative selon les conditions de chantier ; le but est donc uniquement de se donner un vague ordre de grandeur afin de comparer les deux solutions.

Le tableau 41 reprend les principaux coûts relatifs à chaque solution.

	<b>Elément</b>	<b>Quantité</b>	<b>Coût unitaire</b>	<b>Coût total</b>
<b>Solution béton</b>	Poutres	136,3 t	130 €/m <sup>3</sup>	7385 €
	Colonnes	56,35 t	130 €/m <sup>3</sup>	3055 €
	Semelles	26,89 t	130 €/m <sup>3</sup>	1460 €
	Armatures	13,38 t	1,2 €/kg	16 060 €
	Coffrages	7*79 m <sup>2</sup>	30 €/m <sup>2</sup>	17 600 €
	<b>Total</b>			
<b>Solution acier</b>	Charpente métallique	44 t	3 €/kg	132 000 €
	Béton semelles	14,82 t	130 €/m <sup>3</sup>	805 €
	Armatures semelles	0,632 t	1,2 €/kg	760 €
	<b>Total</b>			

Tableau 41 : Calcul des coûts

On constate que le coût incluant le prix des matériaux, leur fourniture et leur mise en place est environ trois fois plus élevé dans le cas d'une structure métallique que pour une structure en béton. Ce coût est bien sûr à contrebalancer avec la durée du chantier qui, elle, est plus courte pour la structure métallique.

De plus, il ne faut pas perdre de vue que la solution béton nécessite une augmentation des surfaces de façades verticales d'environ 15% soit 117 m<sup>2</sup> de couverture comme calculé au paragraphe 5.1.2.

## 6 Conclusions

### 6.1 Récapitulatif du travail effectué

Ce travail de fin d'études avait pour but de comparer l'analyse de cycle de vie d'une structure en fonction des matériaux utilisés. On s'est concentré ici principalement sur les deux grands matériaux utilisés en construction, à savoir l'acier et le béton.

La structure en question existe réellement et fait partie d'un bâtiment assez classique de type bureaux comportant deux étages. A l'origine, celle-ci est composée de poutres et colonnes en acier et de planchers mixtes acier-béton.

Avant d'entrer réellement dans le travail, une certaine recherche bibliographique a été réalisée afin de prendre connaissance de ce qu'était concrètement une analyse de cycle de vie et de se renseigner sur les avancées scientifiques relatives aux analyses de cycle de vie des structures.

La première étape du travail consistait à redimensionner entièrement l'ouvrage en utilisant, cette fois, essentiellement du béton armé. Ce dimensionnement se devait d'être aussi précis et optimal que possible de manière à pouvoir comparer les deux solutions (acier et béton) par la suite.

Ce dimensionnement constitue donc une partie importante du travail et chacune de ses phases a été détaillée de manière précise. Plusieurs possibilités de conception structurelle ont été envisagées afin de déterminer celle qui convenait le mieux.

L'étape suivante est l'analyse de cycle de vie à proprement parler, c'est-à-dire le calcul des principaux impacts environnementaux induits par la construction de la structure. Ceux-ci sont notamment liés à la production des différents matériaux utilisés, à leur transport jusqu'au chantier ainsi qu'à leur gestion en fin de vie : démolition, mise en décharge, triage, recyclage, ...

Les analyses respectives de chaque structure ont été réalisées en parallèle de manière à pouvoir, à tout moment, comparer les résultats obtenus par la solution acier et la solution béton.

Une brève analyse de sensibilité a ensuite été effectuée dans le but de visualiser l'influence de différents paramètres sur les résultats finaux. Ces paramètres sont notamment les hypothèses de transport et de recyclage.

Au final, le paragraphe 5.5 étudie, à titre indicatif, d'autres aspects de comparaison entre les deux structures, à savoir, la mise en œuvre des éléments sur chantier, la durée du chantier et le coût.

## 6.2 Résultats

Après avoir décrit les tâches effectuées, nous allons faire un bref récapitulatif des résultats obtenus. Pour plus de détails, le lecteur peut se reporter aux paragraphes 5.3.2 et 5.4.

La première constatation qui a été faite est que lorsque l'on considère uniquement les impacts de production, ceux-ci sont nettement plus importants pour la solution acier que pour la solution béton. Cela met en évidence le fait que la bonne gestion des matériaux métalliques en fin de vie de l'ouvrage est primordiale si l'on veut avoir une structure compétitive en matière d'impacts environnementaux.

En effet, dans un deuxième temps, on considère à la fois les impacts de production, de transport et de fin de vie, et on voit que les résultats sont assez proches et que les deux solutions se tiennent à moins de 10%. Dans ce cas, les hypothèses de fin de vie et de transport sont les taux de recyclage moyen et distances moyennes proposées par la feuille de calcul.

Cela s'explique principalement par le fait que les taux de recyclage de l'acier permettent une réduction de ses impacts par l'intermédiaire de crédits (impacts négatifs dus à la récupération de ferraille), tandis que le traitement du béton produit de nouveaux impacts notamment suite aux opérations de triage et de concassage. De plus, les quantités de béton à transporter sont bien plus importantes, ce qui conduit à des impacts de transport plus élevés pour cette solution.

On passe ensuite à l'analyse de sensibilité. Celle-ci se concentre sur la façon dont les résultats sont influencés par les valeurs de coefficients de caractérisation, les hypothèses de transport et de fin de vie ainsi que la précision du dimensionnement. On constate, tout d'abord, que le changement de valeur de coefficient de caractérisation n'a pas d'influence sur les résultats.

On remarque également que la diminution de moitié des distances parcourues par les matériaux entraîne une faible réduction de l'ordre 5% des impacts globaux. L'affinage de ces distances n'est donc pas vraiment nécessaire.

On étudie ensuite l'influence des hypothèses de fin de vie. On décide de les augmenter au maximum, c'est-à-dire de considérer un recyclage complet (100%) de l'acier et une revalorisation complète (100%) du béton. Ces hypothèses sont complètement en faveur de la solution béton qui réduit ses impacts de manière plus importante que la solution acier. Ces résultats mettent donc en évidence le fait que la capacité de réduction des impacts par une meilleure gestion de fin de vie des matériaux, est beaucoup plus importante pour les éléments en béton que pour les éléments métalliques qui sont déjà presque entièrement recyclés.

Enfin, on se penche sur l'influence de la précision des différents dimensionnements et l'on met en évidence le fait que la meilleure façon de réduire les impacts environnementaux produits par une structure, est de minimiser les quantités de matériaux par l'intermédiaire d'un dimensionnement aussi précis et optimal que possible.



## **6.3 Conclusion finale**

Au final, on constate que les impacts produits par l'une ou l'autre solution sont assez proches (moins de 10% dans le cas de base). Un des moyens de réduire ces impacts est bien sûr de minimiser les quantités de matériaux et les distances à parcourir, cela étant valable pour les deux solutions.

Le second moyen est d'augmenter le recyclage et la récupération des matériaux. Or, l'acier étant déjà presque entièrement recyclé, cette possibilité de réduction des impacts s'applique principalement aux éléments en béton.

## **6.4 Perspectives d'avenir**

Comme cela a déjà été dit, des progrès sont encore à faire au niveau du traitement des éléments en béton. En effet, à l'heure actuelle, le gain fourni par la revalorisation sous forme de granulats et le recyclage des armatures est souvent camouflé par des impacts importants provoqués par les opérations de triage et de concassage.

Dans la continuité de ce travail, on pourrait se concentrer plus particulièrement sur les différents éléments composant la structure de manière à localiser les sources d'impacts les plus importantes. Le but ultime serait de les atténuer par l'amélioration ou l'utilisation d'autres méthodes constructives.

Cette étude pourrait également servir de base pour l'élaboration de structures mixtes alliant les avantages environnementaux de l'acier (recyclage plus aisé) et du béton (impacts de production plus faibles).

## 7 Bibliographie

Braun, Hechler, Hauf, Kuhlman, Embodied energy optimization by innovative structural systems, 2010.

Braun, Note de dimensionnement Laboratoire activité minière à Maizières-Lès-Metz, Arcelor Commercial Sections S.A., 2010.

Dotreppe, Béton Armé, Notes de cours, Université de Liège, 2008.

Ecoinvent Database, Swiss center for life cycle inventories, 2001.

EN 1990, Eurocode : Bases de calcul des structures, Comité Européen de Normalisation, 2002.

EN 1991-1-4, Eurocode 1 : Actions sur les structure – Partie 1-4 : Actions générales – Actions du vent, Comité Européen de Normalisation, 2005.

EN 1992-1-1, Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, Comité Européen de Normalisation, 2004.

EN 1992-1-2, Eurocode 2 : Calcul des structures en béton – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu, Comité Européen de Normalisation, 2004.

EN 1998-1, Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, Comité Européen de Normalisation, 2004.

Gervasio et Simoes da Silva, Influence of end-of-life scenarios on the environmental performance of a low-rise residential dwelling, 2004.

Heitinger, Thomas, Hechler, Conan, Life cycle assessment of composite bridges, 2010.

ISO 14040, Management environnemental – Analyse de cycle de vie – Principes et cadre, 2006.

ISO 14044, Management environnemental – Analyse de cycle de vie – Exigences et lignes directrices, 2006.

Rossi, Lukic, Iqbal, Du, Cregg, Borg, Haller, Life cycle impacts assessment of steel, composite, concrete and wooden columns, 2010.

Software « Ameco », Logiciel d'évaluation du cycle de vie des bâtiments, ArcelorMittal, 2010.

Software « Ossa 2D », Calcul élastique d'ossatures planes, Département M.S.M., Université de Liège, 2001.

# 8 Tables

## 8.1 Tables des figures

FIGURE 1 : SYSTÈME CoSFB AVEC ÉLÉMENTS DE TYPE COFRADAL.....	12
FIGURE 2 : GWP (tCO <sub>2</sub> -EQU).....	15
FIGURE 3 : VOLUMÉTRIE GLOBALE DU BÂTIMENT (VUE 1).....	19
FIGURE 4 : VOLUMÉTRIE GLOBALE DU BÂTIMENT (VUE 2).....	20
FIGURE 5 : SCHÉMA STRUCTUREL DE L'OUVRAGE.....	21
FIGURE 6 : SYSTEME CoSFB + COFRADAL 260.....	22
FIGURE 7 : INVENTAIRE DE LA STRUCTURE ACIER.....	22
FIGURE 8 : ZONAGE DE LA TOITURE.....	24
FIGURE 9 : MODÈLE OSSA 2D.....	34
FIGURE 10 : VENT SOUFFLANT SUR LA GRANDE FAÇADE.....	35
FIGURE 11 : VENT SOUFFLANT SUR LA PETITE FAÇADE.....	36
FIGURE 12 : CAS DE VENT 1.....	36
FIGURE 13 : CAS DE VENT 2.....	36
FIGURE 14 : CAS DE CHARGE DIMENSIONNANT.....	39
FIGURE 15 : GÉOMÉTRIE DE LA POUTRE.....	40
FIGURE 16 : DIAGRAMME DE MOMENTS.....	41
FIGURE 17 : DIAGRAMME D'EFFORTS NORMAUX.....	41
FIGURE 18 : DIAGRAMME D'EFFORTS TRANCHANTS.....	42
FIGURE 19 : SCHÉMA D'ARMATURAGE DE LA POUTRE DE TOITURE.....	48
FIGURE 20 : SCHÉMA D'ARMATURAGE DE LA POUTRE DE PLANCHER.....	48
FIGURE 21 : DÉFORMÉE.....	51
FIGURE 22 : EFFORT NORMAL EXCENTRÉ.....	53
FIGURE 23 : ARMATURES COMPRIMÉES.....	54
FIGURE 24 : SCHÉMA D'ARMATURAGE DE LA COLONNE.....	58
FIGURE 25 : LONGUEUR DE FLAMBEMENT.....	61
FIGURE 26 : DÉFORMÉE DU PORTIQUE TRANSVERSAL.....	67
FIGURE 27 : DÉFORMÉE DU PORTIQUE LONGITUDINAL.....	67
FIGURE 28 : DISTRIBUTION DE TEMPÉRATURE POUR R60.....	69
FIGURE 29 : COEFFICIENT DE RÉDUCTION EN FONCTION DE LA TEMPÉRATURE.....	69
FIGURE 30 : ARMATURAGE GLOBAL.....	70
FIGURE 31 : DÉTAIL D'ARMATURAGE DE LA LIAISON POUTRE-COLONNE SUPÉRIEURE.....	70
FIGURE 32 : DÉTAIL D'ARMATURAGE DE LA LIAISON POUTRE-COLONNE INFÉRIEURE.....	71
FIGURE 33 : TRANSMISSION DE LA CHARGE VERTICALE.....	73
FIGURE 34 : VUE EN PLAN DE LA SEMELLE DE FONDATION.....	74
FIGURE 35 : INVENTAIRE DE LA STRUCTURE ACIER.....	77
FIGURE 36 : SOURCES RELATIVES AUX IMPACTS DE TRANSPORT.....	83
FIGURE 37 : CYCLE DE PRODUCTION DE L'ACIER.....	85
FIGURE 38 : SCHÉMA EXPLICATIF DE LA FIN DE VIE DU BÉTON.....	86
FIGURE 39 : GWP DÛ À LA PRODUCTION DES MATÉRIAUX.....	87
FIGURE 40 : ÉNERGIE CONCOMMÉE POUR LA PRODUCTION DES MATÉRIAUX.....	88
FIGURE 41 : IMPACTS GLOBAUX.....	89
FIGURE 42 : GWP GLOBAL.....	90
FIGURE 43 : ÉNERGIE GLOBALE.....	90
FIGURE 44 : IMPACTS GLOBAUX EN FONCTION DU SCÉNARIO DE FIN DE VIE.....	95
FIGURE 45 : TABLEAU DE DÉTERMINATION DU BRAS DE LEVIER Z.....	105
FIGURE 46 : TABLEAU DE DÉTERMINATION DE LA QUANTITÉ D'ÉTRIERS.....	106
FIGURE 47 : MÉTHODES DES VALEURS TABULÉES.....	107

## 8.2 Table des tableaux

TABLEAU 1 : CHARGES APPLIQUÉES À LA TOITURE .....	24
TABLEAU 2 : COEFFICIENTS DE COMBINAISON DE CHARGES.....	24
TABLEAU 3 : COEFFICIENTS DE PRESSION EXTÉRIEURE .....	24
TABLEAU 4 : CHARGES APPLIQUÉES AU PLANCHER.....	26
TABLEAU 5 : TABLEAU RÉCAPITULATIF .....	28
TABLEAU 6 : CHARGES APPLIQUÉES AU PLANCHER.....	30
TABLEAU 7 : RÉCAPITULATIF DU DIMENSIONNEMENT ISOSTATIQUE.....	31
TABLEAU 8 : COEFFICIENTS DE PRESSION EXTÉRIEURE, .....	35
TABLEAU 9 : COEFFICIENTS DE PRESSION EXTÉRIEURE, .....	36
TABLEAU 10 : EFFORTS DE VENT.....	37
TABLEAU 11 : CALCUL DES EFFORTS DUS AUX IMPERFECTIONS GÉOMÉTRIQUES.....	38
TABLEAU 12 : CHARGES GRAVITAIRES APPLIQUÉES AUX POUTRES.....	38
TABLEAU 13 : DIMENSIONS FINALES DES POUTRES.....	39
TABLEAU 14 : CHARGES FINALES APPLIQUÉES AUX POUTRES.....	40
TABLEAU 15 : EFFORTS PRINCIPAUX.....	42
TABLEAU 16 : DIMENSIONNEMENT DES POUTRES DE PLANCHER.....	47
TABLEAU 17 : CHARGES ELS APPLIQUÉES À LA STRUCTURE .....	50
TABLEAU 18 : VALEURS DE FLÈCHES.....	50
TABLEAU 19 : CHARGES ELS DE LONGUE DURÉE.....	51
TABLEAU 20 : VALEURS DE FLÈCHES SOUS CHARGES DE LONGUE DURÉE .....	51
TABLEAU 21 : EFFORTS SOLLICITANT LES COLONNES SUPÉRIEURES.....	52
TABLEAU 22 : EFFORTS SOLLICITANT LES COLONNES INFÉRIEURES.....	59
TABLEAU 23 : DIMENSIONNEMENT DES POUTRES DE RIVE .....	64
TABLEAU 24 : DIMENSIONNEMENT DES COLONNES DE RIVE.....	65
TABLEAU 25 : RÉACTIONS D'APPUI POUR LA SOLUTION BÉTON .....	73
TABLEAU 26 : RÉACTIONS D'APPUI POUR LA SOLUTION ACIER .....	75
TABLEAU 27 : QUANTITÉS FINALES DE MATÉRIAUX DE SEMELLES .....	75
TABLEAU 28 : INVENTAIRE FINAL DE LA SOLUTION ACIER .....	78
TABLEAU 29 : INVENTAIRE RELATIF AUX ÉLÉMENTS STRUCTURAUX.....	79
TABLEAU 30 : TYPE DE PLANCHERS UTILISÉS.....	79
TABLEAU 31 : INVENTAIRE RELATIF AUX PLANCHERS .....	79
TABLEAU 32 : COEFFICIENTS DE CARACTÉRISATION.....	81
TABLEAU 33 : VALEURS D'IMPACTS EN FONCTION DE LA TENEUR EN CIMENT .....	82
TABLEAU 34 : IMPACTS DE PRODUCTION .....	87
TABLEAU 35 : IMPACTS GLOBAUX.....	89
TABLEAU 36 : VARIATION DES COEFFICIENTS DE CARACTÉRISATION.....	92
TABLEAU 37 : GWP (TOTAL) SELON LA SOURCE .....	92
TABLEAU 38 : IMPACTS EN FONCTION DES HYPOTHÈSES DE TRANSPORT .....	93
TABLEAU 39 : IMPACTS EN FONCTION DES HYPOTHÈSES DE FIN DE VIE.....	94
TABLEAU 40 : IMPACTS EN FONCTION DE LA PRÉCISION DU DIMENSIONNEMENT .....	96
TABLEAU 41 : CALCUL DES COÛTS .....	98

## 9 Annexes

S 500 - Section rectangulaire							
Pivot	$E_s$ [10 <sup>-3</sup> ]	$\sigma_s$ [MPa]	$E_c$ [10 <sup>-3</sup> ]	$x/d$	$z/d$	$\mu$	Domaine
B	0.00	0	3.50	1.000	0.584	0.473	domaine 2b
B	0.50	100	3.50	0.875	0.636	0.451	
B	1.00	200	3.50	0.778	0.678	0.428	
B	1.50	300	3.50	0.700	0.709	0.402	
B	2.00	400	3.50	0.638	0.735	0.379	
B	2.18	435	3.50	0.617	0.743	0.371	Limite élastique
B	2.50	435	3.50	0.583	0.757	0.358	domaine 2a
B	3.00	435	3.50	0.538	0.776	0.338	
B	3.50	435	3.50	0.500	0.792	0.321	
B	4.00	435	3.50	0.467	0.808	0.304	
B	4.30	435	3.50	0.450	0.813	0.296	Ductilité C12 à C35
B	4.50	435	3.50	0.438	0.818	0.290	domaine 2a
B	4.9	435	3.50	0.419	0.828	0.280	
B	5.2	435	3.50	0.401	0.833	0.270	
B	5.7	435	3.50	0.382	0.841	0.260	
B	6.1	435	3.50	0.364	0.849	0.250	
B	6.50	435	3.50	0.350	0.854	0.242	Ductilité C40 et >
B	6.59	435	3.50	0.347	0.856	0.240	domaine 2a
B	7.12	435	3.50	0.329	0.863	0.230	
B	7.70	435	3.50	0.312	0.870	0.220	
B	8.33	435	3.50	0.296	0.877	0.210	
B	9.00	435	3.50	0.280	0.884	0.200	
B	9.77	435	3.50	0.264	0.890	0.190	
A-B	10.00	435	3.50	0.259	0.892	0.187	Rationnel
A	10.00	435	3.35	0.251	0.897	0.180	domaine 1b
A	10.00	435	3.14	0.239	0.903	0.170	
A	10.00	435	2.94	0.227	0.908	0.160	
A	10.00	435	2.78	0.216	0.914	0.150	
A	10.00	435	2.58	0.205	0.919	0.140	
A	10.00	435	2.41	0.194	0.925	0.130	
A	10.00	435	2.25	0.184	0.930	0.120	
A	10.00	435	2.09	0.173	0.935	0.110	
A	10.00	435	1.94	0.162	0.939	0.100	
A	10.00	435	1.79	0.152	0.944	0.090	
A	10.00	435	1.65	0.141	0.948	0.080	
A	10.00	435	1.50	0.131	0.953	0.070	
A	10.00	435	1.36	0.119	0.957	0.060	
A	10.00	435	1.21	0.108	0.962	0.050	
A	10.00	435	1.05	0.095	0.967	0.040	
A	10.00	435	0.89	0.082	0.972	0.030	
A	10.00	435	0.71	0.066	0.977	0.020	
A	10.00	435	0.49	0.047	0.984	0.010	
A	10.00	435	0.00	0.000	1.000	0.000	

Figure 45 : Tableau de détermination du bras de levier z

Source [Dotreppe, 2008]

$\varnothing$ (mm)	6	8	10	12	14	16
$A_{SW}$ (mm <sup>2</sup> )	56,5	100	157	226	308	402
s (mm)	$\frac{A_{SW}}{s}$ (mm <sup>2</sup> /mm)					
50	1,131	2,011	3,141	4,524	6,158	8,042
60	0,942	1,676	2,618	3,770	5,131	6,702
70	0,808	1,436	2,244	3,231	4,398	5,745
80	0,707	1,257	1,963	2,827	3,848	5,027
90	0,628	1,117	1,745	2,513	3,421	4,468
100	0,565	1,005	1,571	2,262	3,079	4,021
120	0,471	0,838	1,309	1,885	2,566	3,351
140	0,404	0,718	1,122	1,616	2,199	2,872
150	0,377	0,670	1,047	1,508	2,053	2,681
160	0,353	0,628	0,982	1,414	1,924	2,513
180	0,314	0,559	0,873	1,257	1,710	2,234
200	0,283	0,503	0,785	1,131	1,539	2,011
250	0,226	0,402	0,628	0,905	1,232	1,608
300	0,188	0,335	0,524	0,754	1,026	1,340

Figure 46 : Tableau de détermination de la quantité d'étriers

Source [Dotrepe, 2008]

Résistance au feu normalisé	Dimensions minimales (mm)						
	Combinaisons possibles de $a$ et de $b_{min}$ , $a$ étant la distance moyenne de l'axes des armatures au parement et $b_{min}$ étant la largeur de la poutre				Epaisseur d'âme $b_w$		
					Classe WA	Classe WB	Classe WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{min}= 80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{min}= 120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{min}= 150$ $a = 35$	250 25			110	100	100
R 120	$b_{min}= 200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{min}= 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{min}= 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd}=a+10$ mm (voir note ci-dessous)							
<p>Il convient de prendre en compte, pour les poutres précontraintes, l'augmentation de la distance d'axe des aciers au parement conformément à 5.2(5).</p> <p><math>a_{sd}</math> est la distance de l'axe des aciers à la paroi latérale de la poutre dans le cas des armatures d'angle (câble ou fil) des poutres présentant un seul lit d'armatures. Pour les valeurs de <math>b_{min}</math> supérieures à celles données dans la colonne 3, aucune augmentation de la valeur de <math>a_{sd}</math> n'est requise.</p> <p>* L'enrobage exigé par l'EN 1992-1-1 est normalement déterminant.</p>							

Figure 47 : Méthodes des valeurs tabulées

Source EN 1992-1-2