

AVANT-PROPOS

La réalisation de ce travail de fin d'études a demandé le concours et l'appui de nombreuses personnes.

Tout d'abord, je tiens à remercier Mr DUCHENE Laurent, professeur à l'Université de Liège et promoteur de ce travail de fin d'études, pour son précieux concours et son encadrement. Ensuite, je remercie également Mr Jean-François DEMONCEAU, docteur-ingénieur, professeur à l'Université de Liège et co-promoteur pour sa pleine collaboration et son suivi au cours de la réalisation de cette thèse.

J'exprime également ma profonde gratitude à Mr DUCHENE Yves, responsable des études spéciales de Greisch Ingénierie S.A., pour sa coopération dans l'élaboration des simulations numériques et sa contribution à l'étude de mes diverses questions.

Je voudrais également témoigner ma profonde reconnaissance à Mr HAMRA Lotfi, assistant du département ArGEnCo à l'Université de Liège qui m'a grandement aidé dans les différentes étapes de programmation.

Finalement, je termine en adressant mes sincères remerciements à tous les intervenants pour leur appui durant la réalisation de ce travail de fin d'études.

ENONCE

Titre du travail : Robustesse des structures des bâtiments - Etude expérimentale et contribution au développement de solutions analytiques.

L'élaboration de cette thèse consistera principalement à s'intéresser à la robustesse des structures et particulièrement dans le cas d'un événement exceptionnel non précisé qui aura pour conséquence la perte d'un poteau ou d'une colonne au sein d'un bâtiment.

Cette théorie actuellement en cours de développement nécessite la maîtrise de phénomènes assez complexes nécessitant généralement l'utilisation d'éléments finis ; c'est notamment le cas en ce qui concerne la maîtrise de l'allongement des rotules plastiques soumis à moment de flexion et effort normal.

Plusieurs modèles ont été développés, notamment à l'Université de Liège, pour décrire ces différents phénomènes qui peuvent apparaître au sein de la structure sous la perte d'un élément porteur et plus précisément dans le cas de la perte d'une colonne au niveau d'un portique.

L'objectif de ce travail de fin d'études consiste à contribuer à la validation de solutions analytiques via la préparation d'une campagne d'essais en utilisant les outils numériques (FineLg) et analytiques (Ossa2D) disponibles, la campagne d'essais ayant pour but de mettre en évidence le phénomène d'allongement des rotules plastiques lorsqu'elles sont soumises à une action combinée M+N.

Membres du jury :

L. DUCHENE

J.-F. DEMONCEAU



J.-P. JASPART

Y. DUCHENE



RESUME

« Robustesse des structures des bâtiments - Etude expérimentale et contribution au développement de solutions analytiques », mémoire réalisé par HAMOIR Denis - Ingénieur Civil des Constructions – Année académique 2014-2015.

Au fil des années, plusieurs catastrophes comme l'effondrement du bâtiment « Ronan Point », ont montré l'importance de l'intégrité structurale d'un bâtiment. Cela signifie qu'en cas d'événements exceptionnels, on va tout tenter pour éviter l'effondrement de la structure. Certes elle va subir des déformations mais en finalité, il importera avant tout que la structure reste suffisamment stable pour permettre par exemple d'évacuer les personnes occupant la structure.

Cette notion de robustesse est présente dans les différentes normes mais ce sont des recommandations et non des règles en soi. En effet, ces recommandations sont actuellement incomplètes et comportent donc des lacunes. Beaucoup d'études sont réalisées sur le sujet et notamment à l'Université de Liège.

Dans cette université, la recherche a porté principalement sur l'étude d'un événement exceptionnel qui est la perte d'un poteau au sein de différents portiques. De là, des modèles analytiques ont été développés.

Le présent travail de fin d'études concerne l'étude du comportement de différents portiques parmi lesquels on retire progressivement une de leurs colonnes afin de simuler un événement exceptionnel non précisé. Il est question de développer en détail deux sujets importants :

- le dimensionnement des différents portiques ;
- une étude numérique des phénomènes (FineLg).

Le dimensionnement des différents éléments composant les portiques a été vérifié pour permettre d'effectuer des essais en laboratoire en vue de valider les différents modèles.

L'étude numérique a permis d'étudier les différents phénomènes pouvant apparaître suite à la perte du poteau et ainsi valider ou pas les simulations analytiques trouvées via les modèles développés ces dernières années.

EXECUTIVE SUMMARY

« Robustness of building structures – Experimental study and contribution to the development of analytical solutions », thesis realised by HAMOIR Denis, Civil Engineering – Academic year 2014-2015.

Over the years, several disasters like the collapse of the building « Ronan Point » have shown the structural integrity of-a building importance. This means that in case of exceptional events, we will try everything to prevent the structure collapse. It certainly will be deformed but at least, it's important above all that the structure remains stable enough to allow the people evacuation.

This notion of robustness is present in the different standards but these standards are recommendations and not rules. These recommendations are currently, indeed, incomplete and thus have gaps. Many studies are conducted on the subject and in particular at the University of Liège.

In this university, research has focused on the study of an exceptional event which is the loss of a column within different structures. Hence analytical models have been developed.

This graduation work concern the study of the behaviour of various structures among which one of their columns is gradually removed to simulate an unspecified exceptional event. This to develop in detail two important topics:

- different structures sizing ;
- a numerical study of phenomena.

It will thus be a question of sizing structures components to perform laboratory tests which validate the various models found.

The numerical study will allow the study of various phenomena that can occur in case of losing a column as well as to verify and validate or not the analytical simulations found via the models developed in recent years.

TABLES DES MATIERES

AVANT-PROPOS	2
ENONCE	3
RESUME	4
EXECUTIVE SUMMARY	5
INTRODUCTION	9
CHAPITRE 1 GENERALITES ET DEFINITIONS	10
1.1. Chargements exceptionnels et accidentels	10
1.1.1. La ruine en chaîne.....	13
1.1.2. Intégrité structurale.....	15
1.1.3. Partie directement affectée et partie indirectement affectée	16
1.1.4. British Standards.....	18
1.2. Conclusion	18
CHAPITRE 2 NORMES ET RECOMMANDATIONS DE DIMENSIONNEMENT	19
2.1. Dimensionnement sous sollicitations accidentelles/exceptionnelles	20
2.1.1. Méthode de dimensionnement pour un événement exceptionnel identifié.....	21
2.1.2. Méthode de dimensionnement pour un événement exceptionnel non identifié	21
2.2. Classes de conséquences	22
2.2.1. Classe de conséquence 2.....	23
2.2.1.1. Groupe inférieur	23
2.2.1.2. Groupe supérieur.....	23
2.3. Méthode prescriptive : la méthode des tirants	24
2.3.1. Tirants horizontaux	24
2.3.2. Tirants verticaux	27
2.4. Méthode des éléments clés	28
2.5. Dimensionnement suite à un événement exceptionnel identifié : un impact	29
2.6. Conclusion	31
CHAPITRE 3 METHODE DES CHEMINS ALTERNATIFS D'EFFORTS	32
3.1. Méthode des chemins alternatifs des efforts dans un portique	32
3.2. Courbe de comportement	35
3.2.1. Phase 1	36
3.2.2. Phase 2	36
3.2.3. Phase 3	38
3.3. Sous-structure	39
3.4. Essai en laboratoire	41

3.4.1. Résultats essai sous-structure	43
3.4. Modes de ruine des assemblages.....	44
3.5. Conclusion	44
CHAPITRE 4 ETAT DE LA QUESTION	46
4.1. Etude de la phase 2 par Monsieur N. N. H. LUU	47
4.2. Etude de la phase 3 par Monsieur J.-F. DEMONCEAU.....	48
4.3. Objectifs du travail de fin d'études	50
CHAPITRE 5 ETUDE EXPERIMENTALE	51
5.1. Introduction.....	51
5.2. Description des différents essais.....	51
5.2.1. Essais - restrainte latérale de 25000 kN/m	52
5.2.2. Essais - restrainte latérale de 300000 kN/m	54
5.3. Dimensionnement des portiques	55
5.3.1. Configuration premier portique	56
5.3.1.1. Classe de section	57
5.3.2. Capacité des vérins horizontaux.....	58
5.3.2.1. Calcul de N_{pl}	58
5.3.3. Capacité du vérin vertical	59
5.3.3.1. Calcul de M_{pl}	59
5.3.4. Dimensionnement de la poutre membranaire.....	61
5.3.4.1. Résistance au cisaillement	61
5.3.4.2. Moment résistant de calcul (déversement) de la poutre	63
5.3.4.2.1. Moment critique de déversement	64
5.3.4.2.2. Elancement réduit de déversement	64
5.3.4.2.3. Courbes de déversement	65
5.3.4.2.4. Coefficient de réduction	65
5.3.4.2.5. Moment de résistance au déversement.....	65
5.3.5. Dimensionnement des colonnes	68
5.3.6. Configuration second portique	70
5.3.6.1. Dimensionnement poutre membranaire	71
5.3.6.2. Dimensionnement colonnes	71
5.3.6.3. Dimensionnement poutre supérieure.....	73
CHAPITRE 6 ETUDE NUMERIQUE.....	74
6.1. Résultats analytiques	74
6.1.1. Courbes charge verticale-déplacements	74
6.1.2. Courbes charge verticale - charge horizontale.....	76
6.1.3. Courbes d'interaction M-N.....	77
6.2. FineLg	78
6.3. Maillages	80

6.4. Résultats	81
6.4.1. Portique - restreinte latérale de 25000 kN/m.....	82
6.4.1.1. Courbes de comportement	83
6.4.1.2. Analyse des courbes.....	84
6.4.1.3. Déformée.....	85
6.4.1.4. Courbes charge vertical – charge horizontale	86
6.4.1.5. Courbes d’interaction M-N	87
6.4.2. Portique - restreinte latérale 300000 kN/m.....	88
6.4.2.1. Courbes de comportement	89
6.4.2.2. Analyse des courbes.....	90
6.4.2.3. Courbes charge verticale – charge horizontale.....	90
6.4.2.4. Courbes d’interaction M-N	91
6.4.2.5. Déformée.....	92
6.5. Comparaison des résultats analytiques et numériques.	92
6.5.1. Courbes de comportement	93
6.5.2. Courbes charge verticale – charge horizontale	95
6.6. Assemblages	97
CONCLUSION	99
PERSPECTIVES	101
ANNEXES	102
BIBLIOGRAPHIE	113

INTRODUCTION

L'objet de ce mémoire est de comprendre la notion de robustesse dans le cas de la perte d'un poteau dans une structure suite à un événement exceptionnel non précisé mais aussi d'améliorer les recommandations que l'on retrouve dans les diverses normes via des modèles qui seront vérifiés et validés.

La présente étude s'articule autour de trois parties : une partie théorique, une partie expérimentale et une partie numérique.

La première partie est consacrée à la présentation de quelques généralités et définitions qui seront utilisées au cours de ce travail de fin d'études et qui seront également nécessaires pour aborder la problématique de la robustesse. On évoquera notamment la notion de robustesse, la notion de chargement accidentel et chargement exceptionnel, la notion de ruine en chaîne, etc. On remarquera que ces concepts sont clairement distincts en termes de dimensionnement. Les notions d'intégrité structurale et de classe de conséquence seront définies également.

La deuxième partie aborde la préparation des essais en laboratoire, à savoir le dimensionnement détaillé des différents éléments composant les portiques. Il sera donc question de vérifier les différentes instabilités ainsi que la résistance et de constater que la partie indirectement affectée par la perte du poteau reste dans le domaine élastique tout au long des divers essais.

La troisième partie porte sur l'élaboration et l'analyse d'essais numériques, ayant pour but la validation des modèles analytiques préétablis par Clara HUVELLE.

Ce travail de fin d'études se clôture par une synthèse reprenant les principaux points abordés.

CHAPITRE 1

GENERALITES ET DEFINITIONS

La robustesse couvre la problématique de résistance des structures soumises à des chargements accidentels ou exceptionnels.

Au cours des cinq années universitaires, l'enseignement a porté notamment sur des situations de chargements dits traditionnels ou classiques. Cela se traduit par la prise en considération d'un certain nombre de charges appliquées sur une structure (par exemple, un bâtiment, un pont, ...).

Sous ces chargements dits traditionnels ont été vérifié d'une part la résistance et d'autre part le comportement approprié de la structure. On a donc vérifié les états limites ultimes (ELU) et les états limites de services (ELS) en faisant appel aux règles des différents Eurocodes en fonction du type de matériau qui composait la structure et éventuellement du type de sollicitation en présence.

1.1.Chargements exceptionnels et accidentels

Les Eurocodes précisent que la robustesse est requise sous ce qu'on appelle un chargement exceptionnel, on parlerait même d'événement exceptionnel.

En parlant de chargement, l'attention se porte généralement sur une charge appliquée sur une structure. Or, la robustesse ne traduit pas nécessairement une charge mise en pratique mais, le cas échéant, la perte d'un élément. Ce phénomène s'appelle un événement exceptionnel.

Cette notion de robustesse qui est requise sous des événements exceptionnels, engendrera des exigences structurales supplémentaires par rapport au dimensionnement classique.

La notion de chargement exceptionnel est à distinguer de la notion de chargement accidentel.

L'exemple suivant va illustrer cette notion :

Supposons que l'on charge un bureau d'études de dimensionner une structure d'une part en Turquie et d'autre part en Belgique. En Turquie, dans certaines zones, surgissent des tremblements de terre très sévères de l'ordre de $0,4g^1$. Par comparaison à la Belgique, le niveau de tremblement de terre à considérer est de l'ordre de $0,1g$.

La Turquie étant une zone de forte sismicité, considérer un tremblement d'intensité de $0,4g$ dans le dimensionnement fait partie des cas de charges classiques mais accidentelles. De fait, le tremblement de terre constituant en un chargement accidentel. Cela fait partie de la procédure de dimensionnement traditionnelle pour le bâtiment.

Par contre, en Belgique, un tremblement de terre de cet ordre-là ne fait pas partie des chargements classiques à considérer. Il sera tenu pour un chargement exceptionnel.

Un tel chargement, peut donc être défini comme un événement ou une charge possédant une probabilité d'occurrence très faible, suffisamment faible que pour ne pas être considérée dans le dimensionnement classique. Toutefois, elle peut tout de même apparaître et avoir des conséquences très graves sur la structure à dimensionner.

En Belgique, un tremblement de terre de cette magnitude-là n'a pas une probabilité nulle. S'agissant d'une probabilité d'occurrence tellement faible, on ne la prend pas en compte dans le dimensionnement. Dans cette hypothèse, il ne sera pas requis de la structure de se comporter de manière classique ; cependant, des exigences structurales complémentaires s'imposeront pour s'assurer qu'en présence d'un tel cas, les conséquences ne soient pas trop significatives.

¹ $0,4g$ représente la vitesse d'accélération du sol, où g n'est autre que l'accélération de la pesanteur et vaut $9,81 \text{ m/s}^2$. Donc quand on parle d'une intensité de $0,4g$, cela veut dire une accélération de $0,4 * 9,81 \text{ m/s}^2$ au niveau du sol.

On identifie différents types de chargements exceptionnels, qui peuvent être liés à des incertitudes dites naturelles ou humaines² :

Exemples d'incertitudes naturelles :

- la neige ;
- le vent, les tornades, les tempêtes ;
- les tremblements de terre ;
- les tsunamis ;
- ...

Exemples d'incertitudes humaines :

- des explosions ;
- des attaques terroristes ;
- ...

On note également que les charges d'incertitudes naturelles ou humaines sont différenciées selon leur mode d'action sur la structure :

- statiques (la neige) ;
- dynamiques (le vent, les tornades) ;
- cycliques (les tremblements de terre) ;
- à impacts (tsunami, d'un véhicule) ;
- ou des feux exceptionnels.

Conséquemment, il faut tenir compte de ces chargements exceptionnels afin d'éviter ce qu'on appelle « la ruine en chaîne ».

² Voir exemples repris du cours « *Formation à la robustesse des structures : généralités* » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 7, 18/09/2013.

1.1.1. La ruine en chaîne

Il s'agit d'un concept apparu en 1968 dans l'Eurocode 1³ suite à la catastrophe du Ronan Point en Grande-Bretagne.

Ronan Point⁴ est une tour de 22 étages située à Newham (à l'est de Londres). Cette tour multi-étagée était composée d'appartements.

Le 16 mai 1968⁵, une habitante du 18ème étage brûle une allumette sans détecter une fuite de gaz s'échappant de la cuisinière. Il s'ensuit une explosion soufflant non seulement les murs extérieurs de la cuisine mais également les murs porteurs du salon.

La partie supérieure de la tour est alors tombée sur les étages inférieurs causant un effondrement partiel de la tour (voir figures 1 et 2). Ce phénomène s'appelle le mécanisme de « ruine en chaîne ».

Comme dans ce cas-ci, on parle de ruine en chaîne lorsque les effets sont disproportionnés par rapport à la cause qui les a fait naître.



Figure 1 : Effondrement du Ronan Point⁶

³ INSTITUT BELGE DE NORMALISATION : Eurocodes : Bases de calcul des structures, CEN, Bruxelles, 1990.

⁴ Nommé d'après Harry Louis Ronan: ancien président du Comité du logement de l'arrondissement londonien de Newham.

⁵ UNIT: Base de données des défaillances [en ligne]. Disponible sur

http://www.unit.eu/cours/cyberisques/base_de_donnees/co/Module_Base_de_donnees_defaillance_22.html (consulté le 01/07/2015).

⁶ WORDPRESS : Photo [en ligne]. Disponible sur <https://blackcablondon.files.wordpress.com/2012/06/ronan-point1.jpg> (consulté le 01/07/2015).



Figure 2 : Effondrement du Ronan point (vue aérienne)⁷

Le World Trade Center en 2001 constitue un autre exemple de ruine en chaîne : impact de deux avions chargés de kérosène, puis diffusion d'un incendie disproportionné, engendrant par la suite l'effondrement des tours sur elles-mêmes (voir figure 3).



Figure 3 : World Trade Center, 2001⁸

⁷ FAILEDARCHITECTURE : Photo [en ligne]. Disponible sur <http://www.failedarchitecture.com/wp-content/uploads/2011/04/original-830x1137.jpg> (consulté le 01/07/2015).

⁸ TRBIMG : Photo [en ligne]. Disponible sur le site <http://www.trbimg.com/img-541131d7/turbine/la-na-wtc-9112001> consulté le 01/07/2015.

Le phénomène de ruine en chaîne va donc induire des exigences structurales supplémentaires au niveau des structures à considérer. Sous les charges de calculs classiques concernant un dimensionnement, seront pris en compte des aspects de résistance, de stabilité, de rigidité et dans certains cas de ductilité.

Toutes ces exigences sont requises au niveau de chacun des éléments composant la structure ainsi qu'au niveau de la structure toute entière (on parle alors de stabilité globale de la structure). Lorsque l'on abordera la problématique des chargements exceptionnels, il faudra s'assurer de l'intégrité structurale.

1.1.2. Intégrité structurale

On entend par intégrité structurale le fait que, lors de la perte d'un élément au sein d'une structure suite à un événement exceptionnel, le bâtiment reste stable.

L'objectif poursuivi consiste à maintenir tous les éléments en place, hormis l'élément perdu, afin d'éviter leur effondrement.

En conséquence, la robustesse peut être définie comme une propriété requise afin de résister à des événements extrêmes tels que des explosions, des impacts, des attaques terroristes, etc. Donc des événements à probabilité faible d'occurrence mais à conséquences sévères.

Quels sont les objectifs recherchés ?

- permettre de sauver la vie des occupants en permettant leur évacuation ;
- diminuer le risque d'effondrement sur les ambulanciers, pompiers ou autres intervenants qui sont en train de secourir des victimes ;
- réduire les dégâts aux alentours.

Le but clairement recherché est d'assurer une intégrité structurale au bâtiment.

La notion d'intégrité peut être variable : à Ronan Point, la structure s'est effondrée rapidement. Ce concept d'intégrité structurale ne peut être évoqué tandis que pour le World Trade Center s'applique le concept d'intégrité partielle. En effet, après le crash, les tours se sont maintenues dans leur position initiale durant une heure environ, on peut parler d'intégrité partielle car après le crash, les tours ont tenu plus ou moins une heure avant de s'effondrer.

Même si le bâtiment reste stable, celui-ci va subir des déformations et des déplacements lors de la perte d'un élément structural.

Sous chargement exceptionnel, on ne se préoccupe pas des déformations, on va profiter de celles qui sont liées à des déplacements significatifs pour essayer de trouver un nouvel état d'équilibre par l'activation des effets du second ordre. Suite à ces effets, on va éventuellement s'il y a convergence de ceux-ci, retrouver un nouvel état d'équilibre de la situation déformée et par conséquent un nouvel état stable de la structure. Pour atteindre cet état d'équilibre, il faudra s'assurer de l'activation d'un certain nombre d'éléments ou de phénomènes au sein de la structure.

Avant d'étudier ces différents éléments, lors d'un événement exceptionnel, une distinction sera généralement nécessaire entre d'une part, la partie dite « directement affectée » et d'autre part, la partie dite « indirectement affectée ».

1.1.3. Partie directement affectée et partie indirectement affectée

Voici un scénario (voir figure 4) que l'on va considérer tout au long de ce travail de fin d'études.

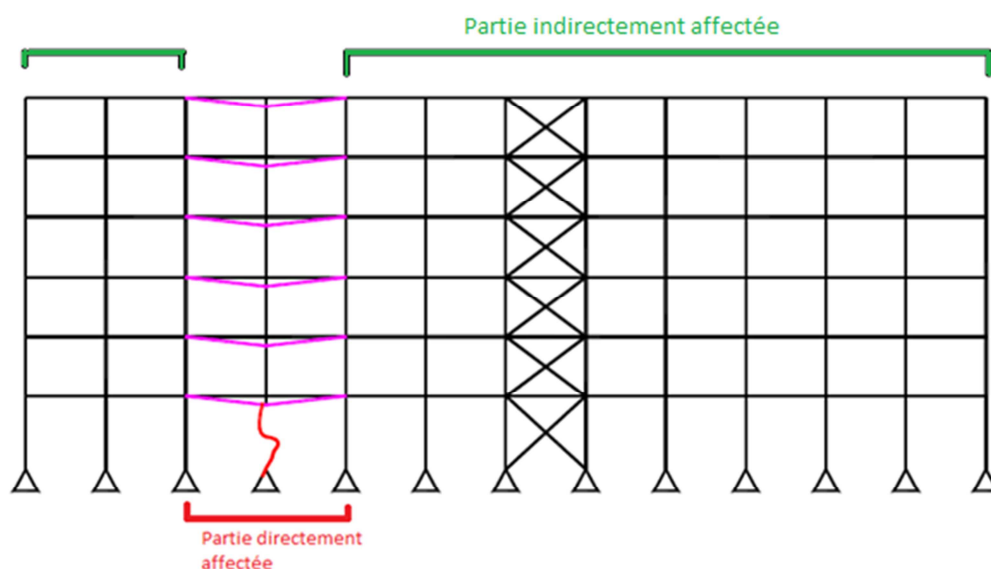


Figure 4 : partie directement affectée et indirectement affectée⁹

⁹ Image reprise du cours « Formation à la robustesse des structures : Généralités » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 26, 18/09/2013.

Ce scénario correspond à la perte d'un élément porteur que l'on retrouve en rouge sur la figure, en l'occurrence une colonne métallique, au sein d'un portique.

Lors de la perte d'une colonne, apparaissent des déformations significatives dans la structure, principalement dans la partie située précisément au-dessus de l'élément perdu comme on peut le voir sur le schéma, c'est ce que l'on appelle la partie directement affectée. Cela représente les poutres au-dessus de l'élément perdu et les assemblages à leurs extrémités (en rose sur le schéma). Par contre, le reste de la structure désigné comme la partie indirectement affectée, n'est pas directement touché par la perte de l'élément, mais a quand même des effets sur le comportement global de la structure.

Remarquons qu'en fonction des propriétés de chaque partie, la déformation de la partie directement affectée va être plus ou moins grande et va plus ou moins pouvoir se développer. Le fait que la structure, et notamment la partie directement affectée va se déformer, va engendrer des déformations significatives au niveau des poutres. Des efforts membranaires vont apparaître et permettre éventuellement de retrouver un nouvel état d'équilibre. Les efforts membranaires tendent à s'opposer à la perte de la colonne, or, qui dit effort membranaire dans les poutres, dit effort horizontal injecté dans le reste de la structure. Par conséquent, cette partie indirectement affectée devra être capable de reprendre ces efforts supplémentaires pour lesquels la structure n'a pas été généralement dimensionnée. C'est ce qu'on appelle le chemin alternatif des efforts (ce sujet sera abordé dans le chapitre 3). Les efforts vont essayer de trouver un nouveau chemin pour rétablir un état stable.

Cette distinction entre partie directement affectée et partie indirectement affectée a bien été reprise lors de l'élaboration des Eurocodes.

Avant d'aborder les aspects normatifs, il est opportun de définir quelques notions par ailleurs reprises dans l'élaboration des Eurocodes.

Comme l'apparition d'une ruine dite en chaîne est arrivée pour la première fois en Grande-Bretagne, cela a impliqué que ce sont les anglais qui ont été les premiers à réagir et à instaurer un certain nombre de règles dans leurs normes de dimensionnement (British Standards).

1.1.4. British Standards

Il faut savoir que lors de la catastrophe du Ronan Point, tous les éléments étaient isostatiques. Quand on a un élément isostatique et qu'on lui enlève un appui, la structure s'effondre. Par contre, si on a des éléments hyperstatiques, la suppression d'une ou de deux conditions d'appuis, peut entraîner la possibilité de redistribuer les efforts. Ce qui implique que la notion de robustesse, va être liée à une notion d'hyperstaticité et de redistribution des efforts.

Une des premières règles est donc de s'assurer d'avoir un lien entre les éléments porteurs.

Voici également les autres règles que l'on peut retrouver dans les British Standards, et que l'on retrouve également dans les Eurocodes.

1.2. Conclusion

Comme conclusion de ce premier chapitre, on peut retenir que la robustesse constitue une notion importante, mais qu'à ce jour elle n'est pas encore prise en compte dans le dimensionnement par la plupart des bureaux d'études. Bien que l'Eurocode y fasse référence, elle reste assez vague sur la façon de la considérer dans un dimensionnement de structure et de fait, elle a souvent été ignorée par le passé.

La robustesse fait donc intervenir deux caractéristiques importantes qui sont :

- assurer une intégrité structurale et éviter la ruine en chaîne ;
- assurer une stabilité globale de la structure sous événement exceptionnel.

CHAPITRE 2

NORMES ET RECOMMANDATIONS DE DIMENSIONNEMENT

Depuis 1968, un certain nombre de normes de dimensionnement liées à la robustesse sont apparues. Les premiers à proposer ce type de normes étant les anglais via les British Standards. Les règles inscrites dans les Eurocodes ont été principalement inspirées des normes des British Standards.

Le chapitre suivant s'intéressera uniquement aux règles des Eurocodes.

Ci-après le libellé de l'une des règles des Eurocodes :

« Une structure doit être conçue et exécutée de telle sorte qu'elle ne soit pas endommagée par des événements tels que :

- *une explosion ;*
- *un choc ;*
- *les conséquences d'erreurs humaines*

de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale. »¹⁰

Ce propos répond à une demande de robustesse quelle que soit la structure. Il signifie que toutes les structures doivent actuellement être dimensionnées en tenant compte de la robustesse.

L'Eurocode traitant principalement des événements exceptionnels et de la robustesse est représenté par l'Eurocode 1 partie 1.7., ayant pour titre :

« Actions sur les structures – Actions générales – Actions accidentelles »

Ce titre surprend plutôt car il décrit des actions accidentelles et non exceptionnelles. A l'analyse, la norme a été libellée alors que les notions d'actions accidentelles et exceptionnelles n'étaient pas encore définies.

¹⁰ INSTITUT BELGE DE NORMALISATION : *Eurocode 1 : Actions on structures Part 1-7 : General Actions-Accidental actions*, CEN, Bruxelles, 2004.

L'Eurocode fait la distinction entre des actions accidentelles identifiables ou non-identifiables, celles-ci seront abordées par la suite. Les règles suivantes font partie généralement de l'annexe informative des Eurocodes car elles n'ont pas le caractère normatif à l'heure actuelle.

2.1. Dimensionnement sous sollicitations accidentelles/exceptionnelles

Dans l'Eurocode, on va retrouver un tableau (voir tableau 1) résumant le type d'approche envisageable selon l'Eurocode pour cerner la notion de chargement exceptionnel ou événement exceptionnel.

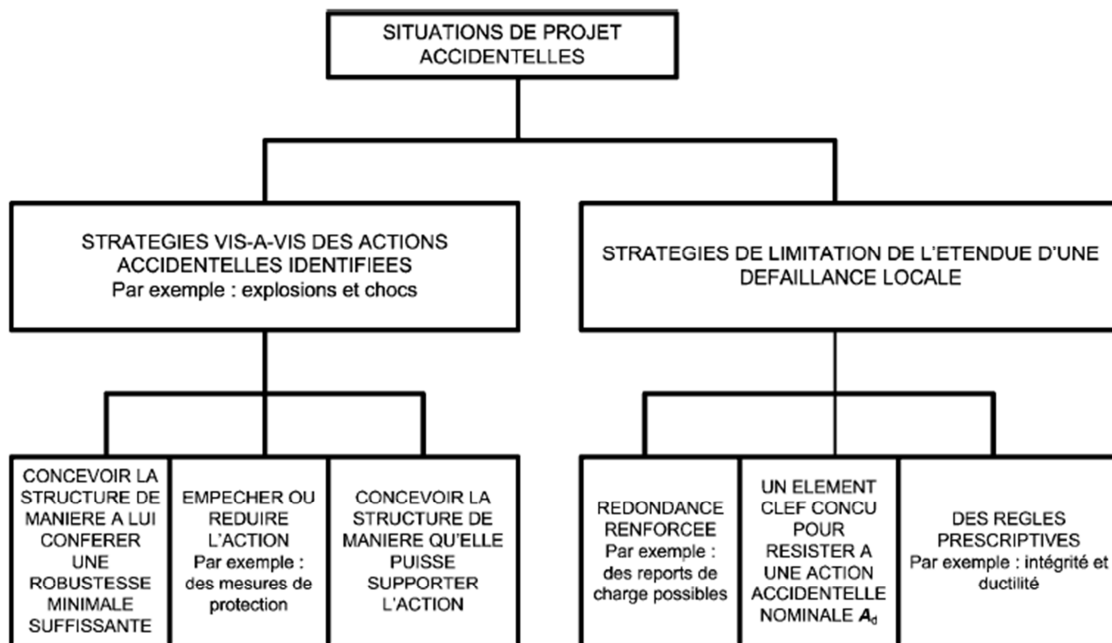


Tableau 1 : Types d'approche¹¹

¹¹ INSTITUT BELGE DE NORMALISATION : *Eurocode 1 : Actions on structures Part 1-7 : General Actions-Accidental actions*, CEN, Bruxelles, 2004.

On constate deux types d'approche :

- un premier type d'approche basé sur des stratégies permettant d'identifier le type d'événement exceptionnel pouvant survenir. On y retrouve notamment deux types de chargement exceptionnel :
 - les explosions ;
 - les impacts ;
- un deuxième type d'approche visant des stratégies fondées sur une limitation de la propagation d'un dommage local.

2.1.1. Méthode de dimensionnement pour un événement exceptionnel identifié

Pour cette méthode, différentes stratégies seront mises en œuvre :

- se prémunir de l'apparition de chargement exceptionnel ou d'événement exceptionnel avec mesures de protection ;
- dimensionner la structure pour supporter l'événement en question en s'intéressant à la stabilité globale de celle-ci. Dès lors, la notion de robustesse est écartée vu que l'on dimensionne la structure pour supporter l'événement.

2.1.2. Méthode de dimensionnement pour un événement exceptionnel non identifié

Pour la seconde méthode, on retrouve un principe dans l'Eurocode 1 partie 1.7 qui est le suivant :

*« lors du dimensionnement, le dommage potentiel d'une structure pouvant provenir d'une cause non spécifiée doit être minimisé, en prenant en compte son utilisation et son exposition. »*¹²

Donc les dégâts que l'on peut constater dans la structure suite à un événement non spécifié doivent être minimisés par l'utilisation de l'une des stratégies suivantes :

- les mesures prescriptives que l'on pourrait appeler des méthodes indirectes ;
- la méthode des éléments clés ;
- la méthode des chemins alternatifs des efforts.

¹² INSTITUE BELGE DE NORMALISATION : Eurocode 1 : Actions on structures Part 1-7 : General Actions-Accidental actions, CEN, Bruxelles, 2004.

On va brièvement aborder les deux premières méthodes dans ce chapitre-ci. En ce qui concerne la méthode des chemins alternatifs des efforts, elle fera l'objet d'un chapitre spécifique.

2.2. Classes de conséquences

Pour l'ingénieur, le choix entre ces différentes stratégies ne sera pas libre ; en effet, il sera imposé en fonction de la classe de conséquence du bâtiment.

La classe de conséquence identifie le type de structure pour lequel le risque d'une ruine est plus ou moins dommageable. Il existe trois classes de ruine :

- faibles conséquences (CC1) ;
- conséquences moyennes (CC2) ;
- grandes conséquences (CC3).

Par ailleurs, on observe que l'Eurocode 1 partie 1-7 mentionne quatre classes de conséquences, la classe de conséquence 2 étant divisée en deux sous-groupes, le risque inférieur et le risque supérieur.

C'est derrière chacune de ces classes de conséquences que l'on va retrouver différents types de bâtiments :

- CC1 : granges, maisons individuelles ne dépassant pas quatre niveaux, bâtiments agricoles, etc. ;
- CC2 (risque inférieur) : maisons individuelles ne dépassant pas cinq niveaux, hôtels et immeubles de bureaux ne dépassant pas quatre niveaux, etc. ;
- CC2 (risque supérieur) : hôtels, immeubles et autres bâtiments résidentiels de quatre niveaux au minimum et quinze au maximum, etc. ;
- CC3 : hôpitaux, stades recevant plus de 5.000 spectateurs, aéroports, services de secours, etc.

Suivant le caractère de la demande, on remarque que pour :

- la classe de conséquence 1 : aucune considération particulière sous action exceptionnelle ;
- la classe de conséquence 2 : possibilité d'utilisation d'analyses simplifiées qui sont basées généralement sur la définition de modèles statiques équivalents (définition), où on va pouvoir utiliser les règles prescriptives, et notamment la méthode des tirants ;
- la classe de conséquence 3 : obligation d'effectuer un examen approfondi du risque afin de déterminer un niveau de fiabilité et de sécurité requis.

Etant donné que la plupart des bâtiments conçus de nos jours appartiennent à la classe de conséquence 2, s'y intéresser plus en profondeur est apparu comme un choix judicieux.

2.2.1. Classe de conséquence 2

2.2.1.1. Groupe inférieur

En ce qui concerne le groupe inférieur, on dit que l'on peut utiliser la méthode des tirants en s'assurant des tirants horizontaux efficaces.

On devra donc imposer des tirants horizontaux entre les éléments et on définira de quelle façon et pour quel motif assurer ces éléments horizontaux.

2.2.1.2. Groupe supérieur

Concernant le groupe supérieur, des tirants horizontaux seront de nouveau imposés de même que des tirants verticaux.

Les tirants horizontaux figurent généralement au niveau des planchers, tandis que les tirants verticaux se trouvent au niveau des colonnes. Si cela n'est pas réalisable, il s'imposera de vérifier la structure en s'assurant que suite à l'enlèvement de chacune des colonnes ou de chacune des poutres supportant une colonne une à une, la structure restera globalement stable et que les dommages locaux encourus ne se propageront pas de façon disproportionnée.

Qu'est-ce qu'un dommage disproportionné ? La norme a tenté de définir un dommage disproportionné :

« En fixant des limites pour un dommage local qui serait admissible, il faut que la surface affectée par ce dommage local ne dépasse pas 15% de la surface de l'étage ou 200 m², le plus grand des deux. Et il faut que le dommage local n'affecte que deux étages. »¹³

2.3. Méthode prescriptive : la méthode des tirants

On a noté que pour les groupes supérieurs, pouvait être appliquée la méthode des tirants qualifiée de méthode prescriptive. Si la méthode des tirants n'est pas applicable donc qu'on n'est pas capable d'assurer des tirants, on va supposer que l'on perd les éléments porteurs un à un et on va vérifier que la structure reste stable. Dans le cas contraire, on conclura que cet élément est indispensable à la stabilité globale du bâtiment. Celui-ci devient un élément clé et pour le dimensionner, on devra utiliser la méthode dite des éléments clés.

2.3.1. Tirants horizontaux

Qu'entend-t-on par « assurer des tirants horizontaux efficaces »? Pour éclairer ce texte, il sera fait appel aux structures dites en portique.

Les tirants doivent être présents sur le pourtour et à l'intérieur de chaque plancher ainsi qu'au niveau de la toiture, dans deux directions perpendiculaires, afin de fixer les colonnes à la structure du bâtiment. Un exemple est présenté sur la figure 5 :

¹³ INSTITUE BELGE DE NORMALISATION : Eurocode 1 : Actions on structures Part 1-7 : General Actions-Accidental actions, CEN, Bruxelles, 2004.

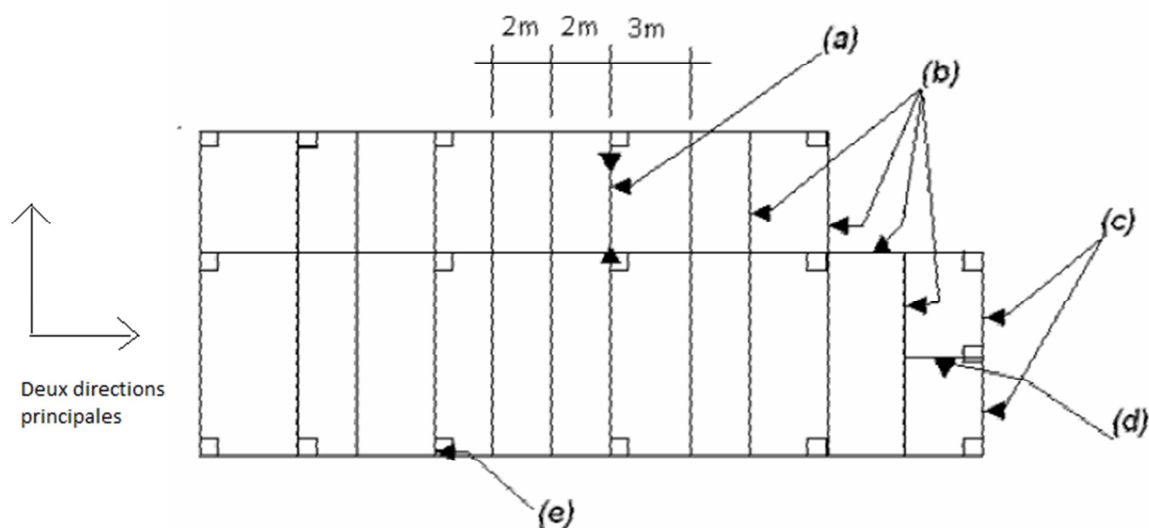


Figure 5 : tirants horizontaux¹⁴

« Avec :

- (a) poutre de 6m de portée comme tirant interne ;
- (b) toutes les poutres calculées pour agir comme tirants ;
- (c) tirants périphériques ;
- (d) tirant ancré dans un poteau ;
- (e) poteau de rive. »¹⁵

On doit s'assurer que chaque élément vertical au niveau des planchers est bien maintenu dans les deux directions principales. En effet, en cas de perte d'un élément porteur, n'apparaîtra plus le problème survenu au Ronan Point où les éléments se trouvaient complètement disconnectés. Le retrait de l'un d'eux provoquerait l'effondrement de la structure.

Si, à l'examen, dans ces deux directions, des éléments résistent à la traction, il sera possible de redistribuer les efforts, et ensuite de développer des efforts membranaires. En d'autres termes, c'est une méthode prescriptive qui sous-entend pouvoir activer la méthode des chemins alternatifs des efforts mais sans rentrer dans des détails clairs de la distribution des efforts.

¹⁴ INSTITUT BELGE DE NORMALISATION : Eurocode 1 : Actions on structures Part 1-7 : General Actions-Accidental actions, CEN, Bruxelles, 2004.

¹⁵ Ibidem.

Les tirants horizontaux peuvent être :

- « des profilés en acier ;
- des armatures en acier dans les dalles en béton ;
- des treillis d'armature et de la tôle nervurée dans le cas d'un plancher mixte lorsque la tôle est directement connectée à la poutre via des goujons connecteur. »¹⁶

Evidemment, le chaînage peut faire intervenir plusieurs modes de fonctionnement. C'est pourquoi lorsque l'on se préoccupera d'un tirant consistant en un profilé métallique, il peut s'avérer être le même profilé métallique servant à reprendre des charges verticales. Cependant, lors du dimensionnement de ce tirant, il faudra tenir compte que seul un effort de traction est présent ; on omettra par conséquent qu'il est soumis à des charges verticales. Lors d'un événement exceptionnel, la probabilité que le plancher soit chargé à la limite de l'ELU est faible, c'est pourquoi on peut se permettre de négliger les efforts verticaux au moment du dimensionnement des tirants. De plus l'interaction M-V est moins problématique par exemple que l'interaction M-N.

Pour les dimensionner, on retrouve dans l'Eurocode (dans l'annexe informative)¹⁷ deux formules qui permettent d'estimer un effort de traction : une formule pour les tirants internes et une pour les tirants périmétriques. On distingue les tirants internes et périmétriques car ceux-ci ne reprennent pas la même charge verticale lors d'un événement exceptionnel. On peut facilement comprendre au regard de la figure 5 que les tirants internes reprennent deux fois plus de charge que les tirants périmétriques. C'est pourquoi on fait une distinction dans le dimensionnement de ceux-ci.

Pour des tirants internes :

$$T_i = \max[0.8(g_k + \psi q_k)sL ; 75 \text{ kN}]$$

Pour des tirants périmétriques :

$$T_p = \max[0.4(g_k + \psi q_k)sL ; 75 \text{ kN}]$$

¹⁶ Voir exemples repris du cours « Formation à la robustesse des structures : normes et recommandations de dimensionnement » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 24, 18/09/2013.

¹⁷ INSTITUT BELGE DE NORMALISATION : Eurocode 1 : Actions on structures Part 1-7 : General Actions-Accidental actions, CEN, Bruxelles, 2004.

On retrouve dans ces formules :

- le terme s : qui est l'espace maximum entre les tirants. L'espace maximum car c'est ce qui nous donnera l'effort de traction maximum ;
- le terme L : qui est la longueur du tirant considéré ;
- le terme ψ : qui est le ψ associé à la combinaison de charge accidentelle ;
- les termes g et q : qui sont respectivement les charges surfaciques permanentes et les charges surfaciques variables.

Lors de la description du tirant, on a noté que cela pouvait être entre autres un profilé métallique. On va donc le vérifier pour qu'il puisse reprendre un effort de traction, mais vu la grandeur des efforts en question, on ne note pas de problème de stabilité et de résistance. De plus, il ne faut pas une grande surface d'acier pour pouvoir reprendre les efforts en question.

Par contre, si on dispose d'une poutre métallique pouvant reprendre un effort de traction et que l'assemblage à l'extrémité ne peut pas reprendre cet effort, le tirant ne fonctionne pas. Donc quand on dit de vérifier le tirant, c'est le tirant y compris les éléments qui permettent de le connecter au reste de la structure.

2.3.2. Tirants verticaux

Par ailleurs, pour la classe de groupe supérieur s'imposait des tirants verticaux : ceci concerne principalement les colonnes. Il est précisé que celles-ci doivent être capables de reprendre un effort de traction égal à l'effort de réaction maximum qui apparaît au niveau des étages en-dessous de l'élément considéré (voir figure 6). Plus clairement, dans une colonne, le problème ne va pas être la colonne en elle-même, parce qu'au vu de la grandeur des efforts, la colonne a été dimensionnée pour reprendre cet effort de traction. Le problème se situera principalement au niveau de l'assemblage de continuité s'il se pose.

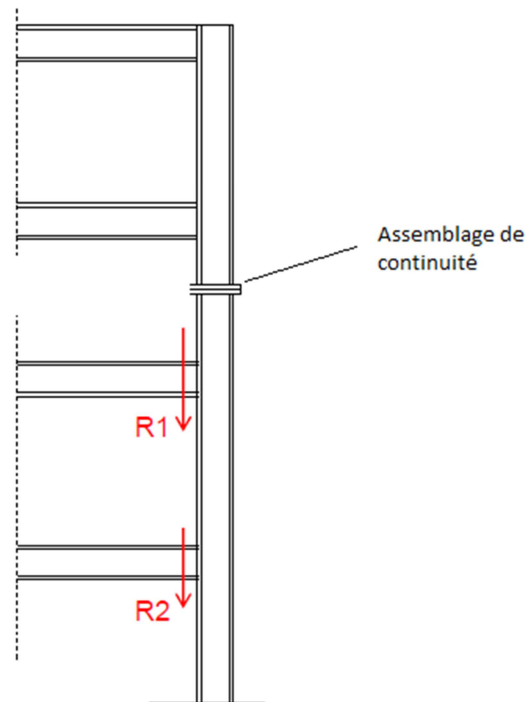


Figure 6 : tirants verticaux¹⁸

Il s'agit là de la méthode des tirants pour les structures en portique. La méthode est relativement facile à utiliser mais elle présente une lacune significative : la prise en compte de la ductilité.

On l'a dit la méthode des tirants est employée pour s'assurer de la possibilité de développer un chemin alternatif des efforts. Or, pour pouvoir développer ce chemin alternatif des efforts et à un moment donné développer des efforts de traction dans ces tirants, il faut de la ductilité. On constate qu'à aucun moment, la ductilité dans la méthode des tirants n'est évoquée.

2.4. Méthode des éléments clés

Dans l'hypothèse où l'on ne peut appliquer la méthode des tirants, il n'est pas possible d'activer le chemin alternatif des efforts. Dans ce cas, la méthode des éléments clés s'appliquera. Un élément clé est un élément de structure dont dépend la stabilité globale de la structure.

¹⁸ Image reprise du cours « Formation à la robustesse des structures : normes et recommandations de dimensionnement » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 31, 18/09/2013.

La norme précise que pour la vérification de l'élément clé, celui-ci doit pouvoir reprendre un effort accidentel A_d dans les deux directions (horizontale et verticale), une direction à la fois. Et qu'appelle-t-on A_d ? Il s'agit d'une valeur arbitraire de 34 kN/m² provenant des British Standards.

C'est pourquoi, dans la conception du bâtiment, il s'indique dans la mesure du possible d'éviter le recours à la méthode des éléments clés lors du dimensionnement pour prendre en compte la notion de robustesse.

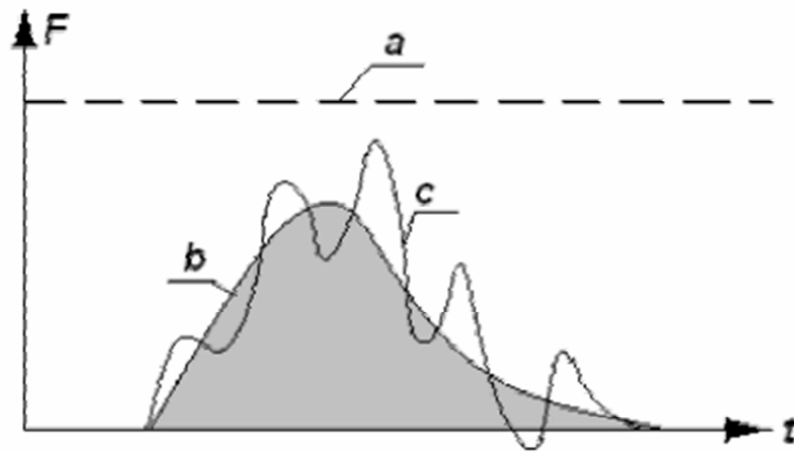
2.5. Dimensionnement suite à un événement exceptionnel identifié : un impact

Le travail opéré jusqu'à présent a permis d'aborder l'ensemble des méthodes permettant de limiter la propagation d'une ruine. Maintenant, l'étude sera centrée sur toutes les stratégies qui sont fondées sur l'identification de l'événement exceptionnel ; l'intérêt va porter en particulier sur l'impact, phénomène en soi le plus courant.

De façon conservative, on peut supposer que seul l'objet impacté absorbe toute l'énergie. Cela signifie que l'on va présumer que la structure est infiniment rigide et que l'objet absorbe toute l'énergie.

Pourquoi est-il sécuritaire de considérer lors du dimensionnement que l'objet absorbe toute l'énergie ? Tout simplement parce que la dissipation d'énergie qui pourrait être associée à la déformation de la structure n'est pas prise en compte. De fait, cela signifie que l'on va considérer une déformation plus importante de la colonne impactée qu'elle ne le serait réellement.

Pour faciliter l'analyse structurale, l'Eurocode admet de considérer l'impact comme une charge statique équivalente. Une charge statique équivalente est la représentation d'une force dynamique incluant la réponse de la structure (voir figure 7).



Légende :
 a : force statique équivalente
 b : force dynamique
 c : réponse de la structure

Figure 7 : Force statique équivalente¹⁹

Dans l'Eurocode 1 partie 1-7²⁰, on retrouve des tableaux où figure la définition de deux forces $F_{d,x}$ $F_{d,y}$:

- $F_{d,x}$ dans le sens de déplacement de l'objet et
- $F_{d,y}$ dans le sens perpendiculaire au déplacement de ce dernier.

On doit considérer l'application de $F_{d,x}$ et $F_{d,y}$ de façon indépendante.

Dans le cas d'un véhicule percutant une colonne, la valeur de la charge statique équivalente sera adaptée en fonction du type de route en présence (voir figure 8).

¹⁹ INSTITUT BELGE DE NORMALISATION : *Eurocode 1 : Actions on structures Part 1-7 : General Actions-Accidental actions*, CEN, Bruxelles, 2004.

²⁰ Ibidem.

Catégorie de trafic	Force F_{dx}^a [kN]	Force F_{dy}^a [kN]
Autoroutes et routes régionales, nationales et principales	1000	500
Routes régionales en zone rurale	750	375
Routes en zone urbaine	500	250
Cours d'immeubles et garages parkings avec accès pour :		
- les voitures	50	25
- les camions ^b	150	75
^a x = dans la direction de la circulation ; y = perpendiculairement à la direction de la circulation ^b Le terme "camion" se rapporte aux véhicules dont la masse brute maximale est supérieure à 3,5 tonnes.		

Figure 8 : Valeurs forces statiques équivalentes²¹

On a également la hauteur d'impact qui est différente suivant la source (voiture ou camion). Donc suivant la hauteur, il faut faire attention aux efforts tranchants et moments de flexion qui peuvent varier en fonction de la position de l'impact.

2.6. Conclusion

En résumé, le premier code introduisant des règles est le « British Standards ». Les autres codes se sont principalement inspirés de ce dernier. Par conséquent, on y découvre les mêmes philosophies de dimensionnement. Dans l'Eurocode, figurent deux types de stratégies : des stratégies fondées sur l'identification de l'action exceptionnelle à considérer et des stratégies fondées sur une limitation de propagation du dommage localisé.

Ce chapitre reprend les différentes règles reprises dans l'Eurocode, on remarque que pour la plupart de celles-ci, l'Eurocode manque de précision et contient encore certaines lacunes comme par exemple l'omission de la ductilité pour différentes méthodes. Ces imprécisions expliquent également que cette notion de robustesse n'est pas encore maîtrisée dans la plupart des bureaux d'études.

²¹ INSTITUT BELGE DE NORMALISATION : Eurocode 1 : Actions on structures Part 1-7 : General Actions-Accidental actions, CEN, Bruxelles, 2004.

CHAPITRE 3

MEHTODE DES CHEMINS ALTERNATIFS D'EFFORTS

Le présent chapitre aborde la dernière méthode dénommée la méthode des chemins alternatifs des efforts. Cette méthode mérite un chapitre spécifique car cette méthode sera utiliser dans la suite de ce travail de fin d'études et permettra d'étudier différentes courbes de comportement importantes.

La méthode des chemins alternatifs des efforts consiste à étudier la redistribution des efforts dans un bâtiment suite à la perte d'un poteau au sein d'un portique.

3.1. Méthode des chemins alternatifs des efforts dans un portique

En quoi consiste la méthode des chemins alternatifs des efforts ?

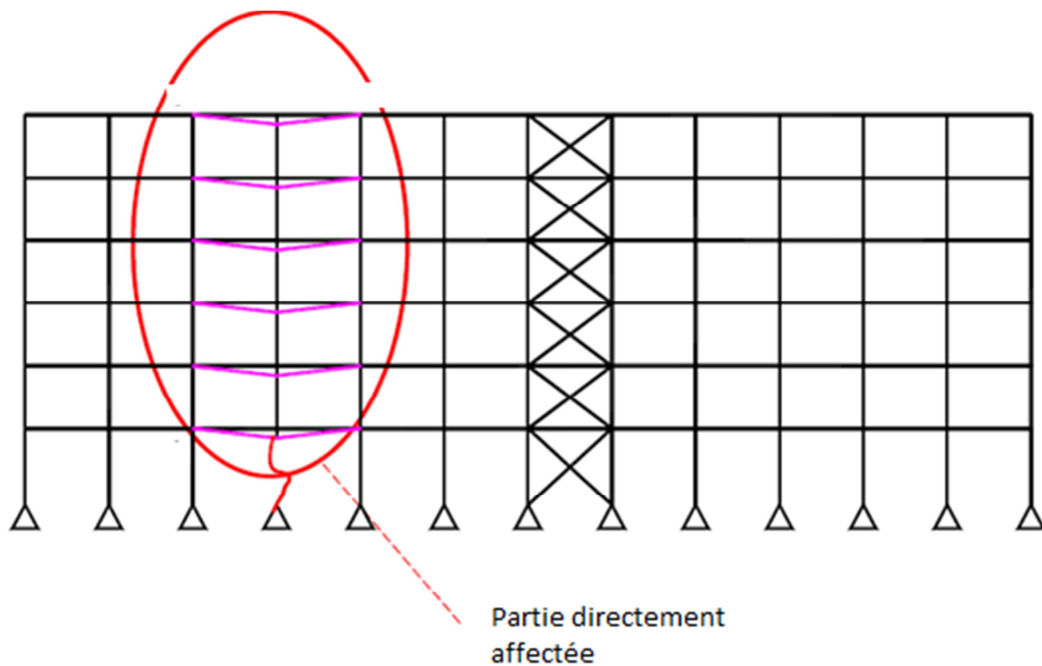


Figure 9 : Structure – chemins alternatifs des efforts²²

Considérons la structure ci-dessus (voir figure 9) dans laquelle on enlève progressivement une colonne (représentée en rouge sur le schéma). On constate qu'une partie située au-dessus du poteau va se déformer d'une façon significative ; cette partie est dénommée « la partie

²² Image reprise du cours « Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 3, 18/09/2013.

directement affectée ». On observe une forte déformation favorisant la manifestation d'effets du second ordre et provoquant la recherche d'un nouvel état d'équilibre dans la configuration déformée. Evidemment pour ce faire, il est nécessaire que l'élément puisse se déformer, d'où la notion la notion de ductilité. Pour autant, il s'avère indispensable que le reste de la structure appelée « la partie indirectement affectée » puisse reprendre un certain type d'effort supplémentaire pour lequel cette partie n'a pas été spécialement dimensionnée.

Par la suite, on découvrira des efforts membranaires se développant dans certaines poutres de la partie directement affectée et qu'en conséquence, la partie indirectement affectée qui a tendance à retenir la partie qui veut s'effondrer doit être capable de reprendre ces efforts membranaires.

La déformation de la structure va développer des efforts de traction. Les deux parties tendant à se rapprocher mais contrairement à ce que l'on pourrait croire, on ne va pas voir apparaître que de la traction dans la partie directement affectée mais également de la compression notamment au niveau des poutres supérieures. C'est comme si au sein de la structure, il y avait un effet d'arc (voir figure 10).

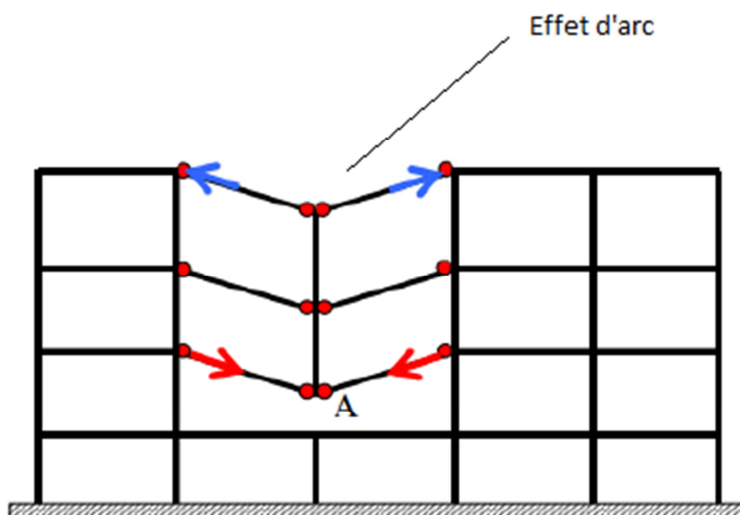


Figure 10 : compression et traction au sein de la structure²³

Qui dit compression, dit risque d'instabilité. De plus, quand on perd un élément porteur, par exemple une colonne, ce sont souvent les colonnes de part et d'autre qui souffrent le plus. Les

²³ Image reprise du cours « Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 9, 18/09/2013.

efforts vont principalement passer par ces poteaux. En conséquence, il sera requis de vérifier ces poteaux quant à un certain risque d'instabilité.

Cette méthode demande des exigences au niveau du comportement structural :

- ductilité ;
- résistance ;
- activation de l'effet de chaînage.

Cette méthode postule également une hyperstaticité, car dans un système isostatique suite à la perte d'un élément porteur, on obtient un mécanisme. S'impose donc dans certains cas une bonne programmation par éléments finis.

Pour décrire cette méthode, on va prendre l'exemple d'un portique dans lequel on simule la perte d'une colonne (voir figure 11) et étudier la courbe effort-déplacement qui va permettre d'expliquer les différents phénomènes qui apparaissent lors de la perte d'un poteau.

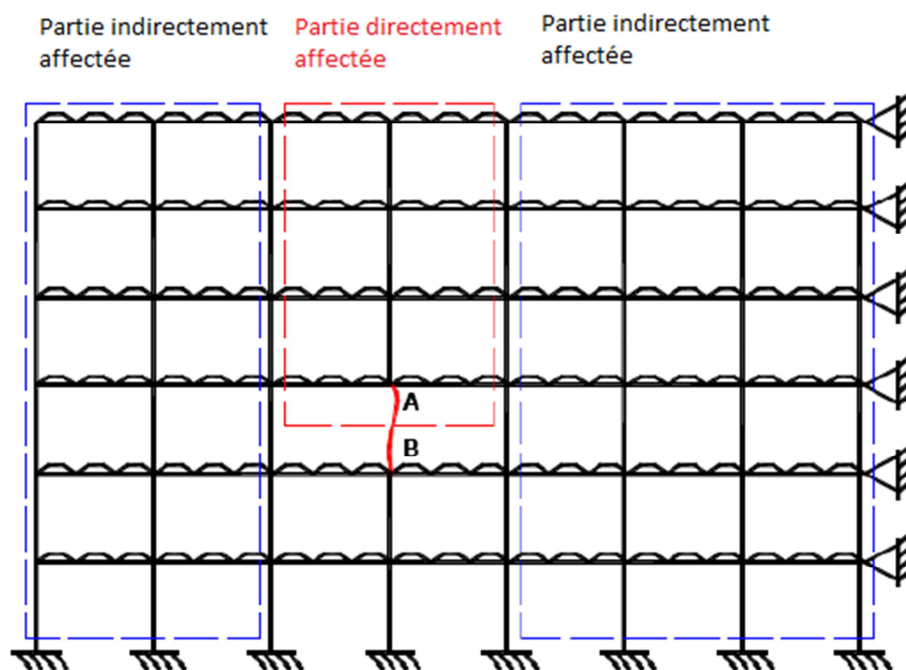


Figure 11 : simulation perte colonne - portique²⁴

²⁴ N.N.H. LUU, « Structural response of steel and composite building frames to an impact leading to the loss of a column », Thesis presented at Liège University. Belgium, 2008.

3.2. Courbe de comportement

L'examen portera sur la réaction d'un portique en cas de retrait progressif d'une colonne. Pour refléter la réponse de la structure suite à la perte de cette colonne, on va tracer une courbe qui représente l'évolution de l'effort axial dans le poteau en fonction du déplacement vertical du point A situé au-dessus du poteau perdu.

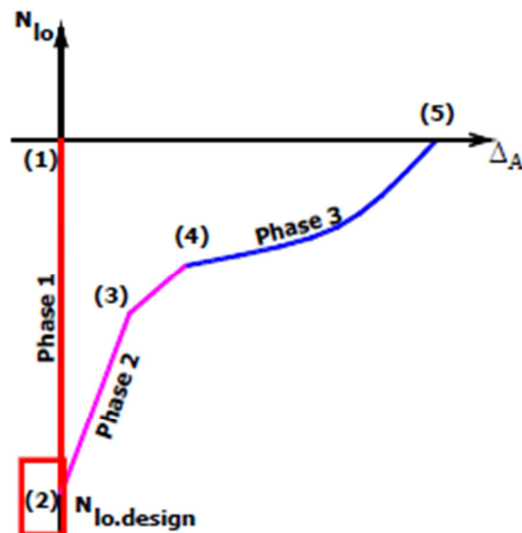


Figure 12 : Courbe de comportement²⁵

On remarque que l'on peut diviser cette courbe en 3 phases distinctes qui seront expliquées ci-dessous. On peut voir sur les figures suivantes²⁶ les différentes phases du graphique et le comportement de la structure :

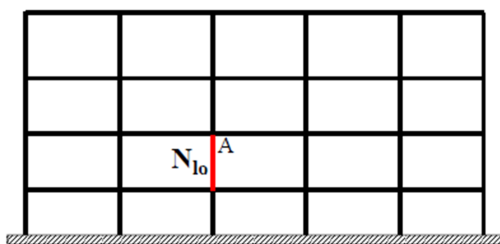


Figure 13 : état de la structure entre le point (1) et (2)

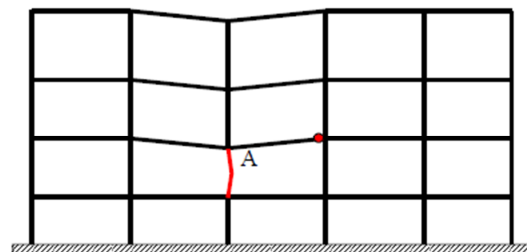


Figure 14 : état de la structure entre le point (2) et (3)

²⁵ Image reprise du cours « Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 6, 18/09/2013.

²⁶ Images reprises du cours « Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 6, 7, 8 et 9, 18/09/2013.

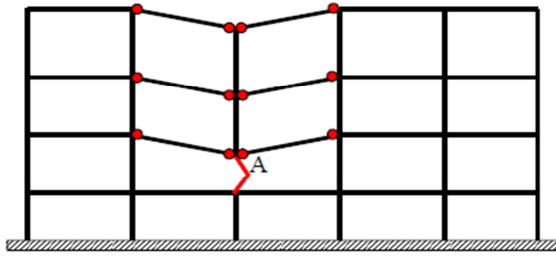


Figure 15 : état de la structure entre le point (3) et (4)

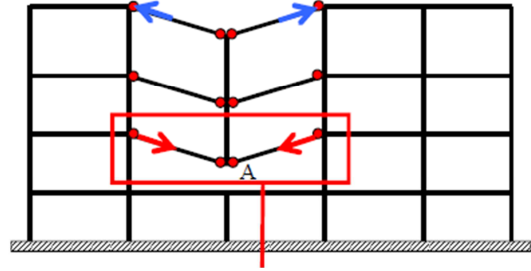


Figure 16 : état de la structure entre le point (4) et (5)

3.2.1. Phase 1

Au début de la 1^{ère} phase, on applique des charges verticales sur le bâtiment, donc à la fin de la phase 1, on est sous un chargement classique de dimensionnement. On se situe dans la partie négative du graphique, parce que généralement le poteau reprend un effort de compression que l'on note $N_{lo, design}$. Pour la phase 1, on suppose que le déplacement du point A est nul, de fait on néglige le raccourcissement du poteau sous l'effort $N_{lo, design}$ car celui-ci est négligeable par rapport aux déplacements futurs. Le raccourcissement est de l'ordre du millimètre tandis que les déplacements atteints à la phase 3 par exemple sont de l'ordre du mètre.

3.2.2. Phase 2

Au début de la seconde phase, on commence progressivement par perdre le poteau. On rappelle que l'on se trouve en statique, donc dans un premier temps, on va avoir une réponse élastique de la structure, ce qui se représente par une droite sur le graphique.

La structure commence donc à se déformer jusqu'à atteindre le point 3.

Au point 3, on voit apparaître la première plasticité dans la partie directement affectée. Le fait de voir apparaître cette plasticité va entraîner une perte de rigidité, et ceci se traduit par une cassure de la pente de la courbe dans le graphique.

Il est important de signaler que la courbe reliant le point 3 au point 4 n'est pas correctement représentée, on doit normalement avoir plusieurs cassures de pente sur cette partie car au fur et à mesure que l'on voit apparaître les différentes rotules plastiques, on doit obtenir une diminution de la rigidité de la structure. Le comportement réel serait plutôt celui décrit sur le figure suivante :

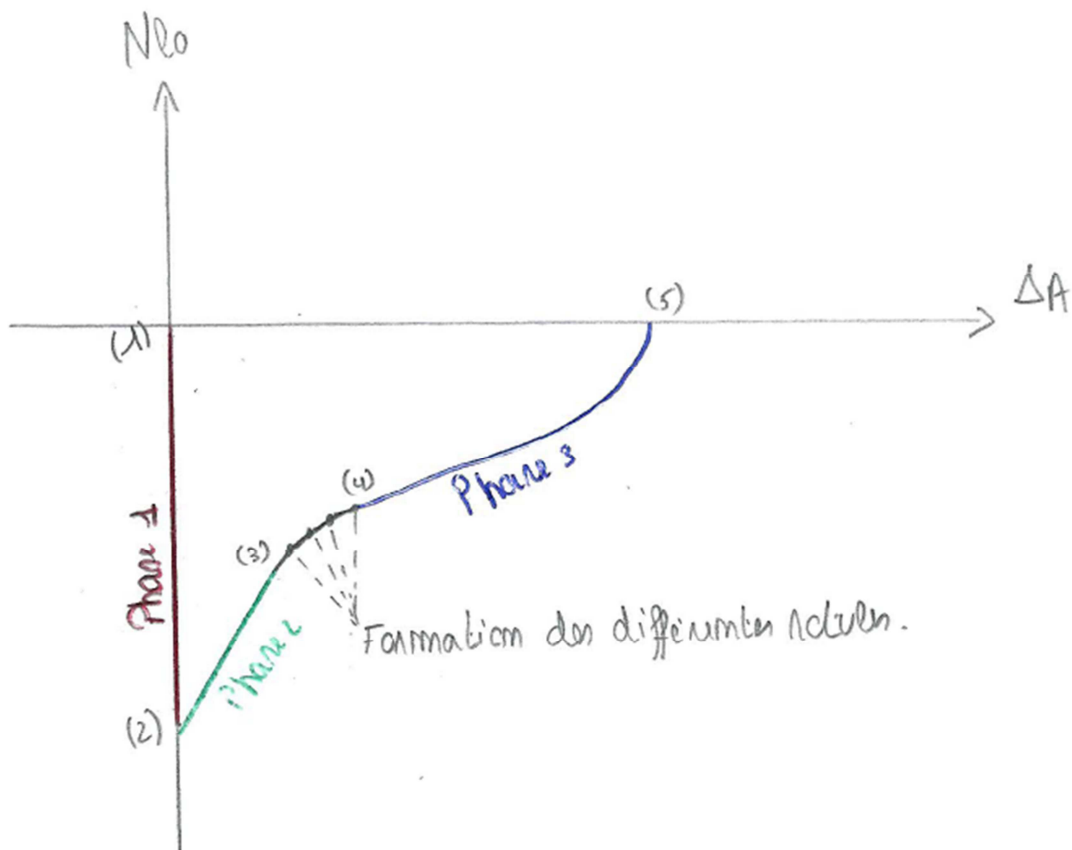


Figure 17 : comportement réel de la phase 2

Une fois arrivé au point 4, on obtient 4 rotules plastiques dans la poutre située au-dessus de l'élément perdu et dans ce cas-ci, on atteint donc le mécanisme plastique. Ceci marque la fin de la phase 2. Donc on peut dire que la phase 2 représente la partie élastique et le développement de la plasticité dans la partie directement affectée.

3.2.3. Phase 3

Au début de la 3^{ème} phase, donc au point 4, on a un mécanisme plastique, à ce moment-là, la structure va se déformer rapidement et de manière significative. Mais, du fait des effets du second ordre et de l'apparition de cette déformation significative, on va voir apparaître des efforts membranaires. Ceux-ci vont avoir tendance à retenir la partie directement affectée, c'est-à-dire à freiner la déformation du système. C'est pour cela que l'on voit apparaître une raideur supplémentaire. Ceci est dû au fait que les efforts internes se développant dans la partie directement affectée s'opposent au phénomène en cours.

En parallèle au développement de ces efforts membranaires, qui sont au final des efforts de traction, on va voir apparaître des efforts de compression dans les poutres supérieures suite à un effet d'arc.

L'objectif est de pouvoir atteindre le point 5. Celui-ci correspond au moment où l'on a retiré complètement la colonne. Si on l'atteint, cela signifie que l'on a, certes une situation très déformée, mais que les efforts se sont redistribués dans la structure et que celle-ci est restée globalement stable. On pourrait très bien ne pas atteindre le point 5 au niveau de la courbe cela signifierait qu'on n'a pas retrouvé un état stable et donc un effondrement du bâtiment.

Dans ce but, il faut évidemment une ductilité suffisante pour atteindre le déplacement ΔA et également que toute la structure soit suffisamment résistante pour reprendre les efforts complémentaires qui se développent, notamment les efforts de traction pour lesquels elle n'a pas été nécessairement dimensionnée.

Pour bien comprendre les différents phénomènes, on définira au cours d'une étape ultérieure ce que l'on appelle une « sous-structure ».

3.3. Sous-structure

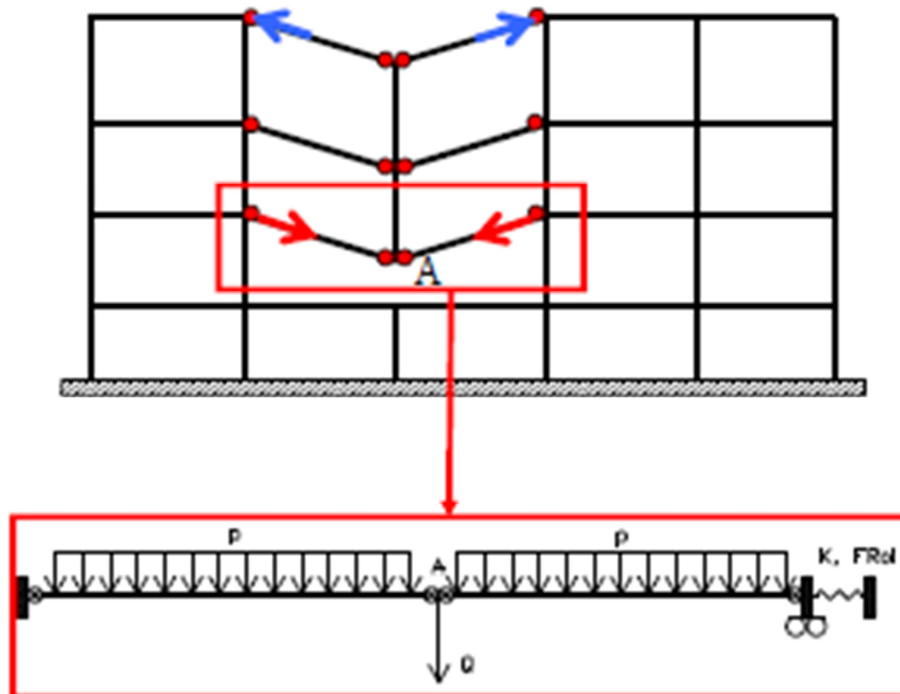


Figure 18 : Sous-structure²⁷

Le schéma ci-dessus représente une sous-structure dont on extrait l'étage inférieur (voir figure 18). De cette façon, on découvre de nouveau la poutre avec des charges uniformément réparties appliquées sur celle-ci ainsi que ses assemblages le cas échéant.

La perte du poteau est simulée par deux vérins à vis en série (voir figure 19) situés sous le point A (voir figure 18) que l'on va descendre progressivement. Quant au ressort latéral mis en place, il reflète l'influence de la partie indirectement affectée.

²⁷ Image reprise du cours « Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 9, 18/09/2013.



Figure 19 : Vérins à vis en série²⁸

Le placement de ce ressort s'avère indispensable car des efforts membranaires vont développer. Par conséquent, si on ne simule la partie indirectement affectée, le système s'effondrera sur lui-même.

Cette influence de la rigidité de la partie indirectement affectée est donc reflétée par le ressort. Suivant que la partie indirectement affectée se révèle plus ou moins rigide, elle influence plus ou moins fortement le développement des efforts membranaires. Par ailleurs, cette situation influencera également les demandes en ductilité de la structure.

A la fin, on conclut que ce ressort possède assurément non seulement une rigidité mais également une résistance tout simplement parce que la partie indirectement affectée ne va pas pouvoir reprendre des efforts de traction de façon indéfinie. Au-delà de cette résistance, il peut apparaître un mécanisme de panneau par exemple (voir figure 20).

²⁸ Image reprise du cours « *Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts* » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 17, 18/09/2013.

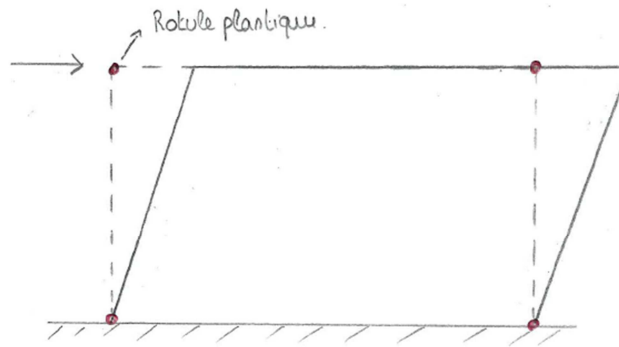


Figure 20 : Mécanisme de panneau

C'est donc ce lien entre rigidité/résistance qui est reflété par ce ressort.

3.4. Essai en laboratoire

Pour bien comprendre le principe du développement des efforts membranaires, le laboratoire « mécanique des structures et des matériaux » de l'Université de Liège a réalisé en 2006 un essai.

Un essai sera brièvement présenté pour attirer l'attention sur un certain nombre de phénomènes apparus dans le cadre de celui-ci.

Pour cet essai, une structure mixte acier/béton a été dimensionnée avec prise en considération d'un portique de quatre portées de 4m dont on a extrait l'étage inférieur et par ailleurs réduit les deux travées extérieures à 1,5m par facilité pour le laboratoire. Voici donc la structure qui a été testée :

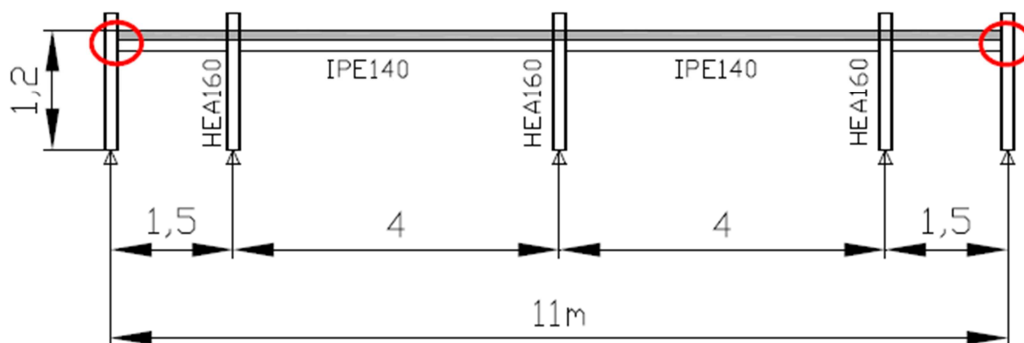


Figure 21 : Essai laboratoire²⁹

²⁹ Image reprise du cours « Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 12, 18/09/2013.

On a donc une poutre mixte avec des assemblages mixtes et des poteaux en acier. En venant extraire un étage par facilité pour l'essai en laboratoire, on est venu perturber la partie indirectement affectée de la structure. Pour garder un comportement réel pendant l'essai, on est donc venu mettre deux vérins horizontaux de chaque côté de la structure (voir figure 22). Ces vérins ont été calibrés de façon à simuler une restrainte réelle que l'on verrait apparaître dans une vraie structure.

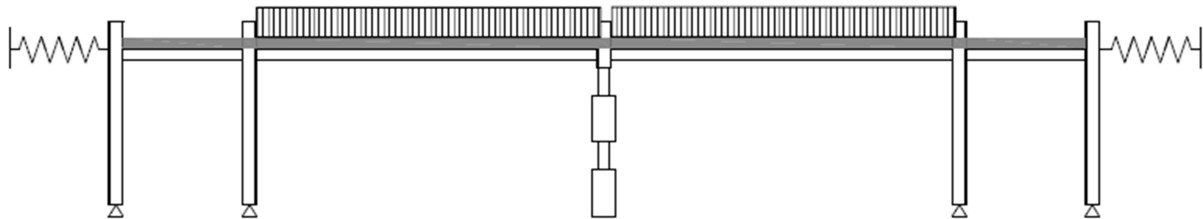


Figure 22 : Structure détaillée³⁰

Maintenant, pour simuler la perte du poteau, des vérins à vis ont été placés sous le portique. On a également posé des charges uniformément réparties permanentes pour simuler des charges d'étages. Pour représenter ces charges réparties, on a utilisé 4 plaques d'acier mises les unes sur les autres et par-dessus, des blocs de béton (voir figure 23). Ensuite, on retire progressivement le vérin à vis pour simuler la perte du poteau. Pour continuer à simuler les charges venant des étages supérieurs, on continue avec un second vérin placé au-dessus qui applique une charge verticale jusqu'à la ruine du spécimen.



Figure 23 : Charges uniformément réparties³¹

³⁰ Image reprise du cours « Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 18, 18/09/2013.

3.4.1. Résultats essai sous-structure

Voici la courbe effort-déplacement obtenue au droit du vérin au cours de l'essai :

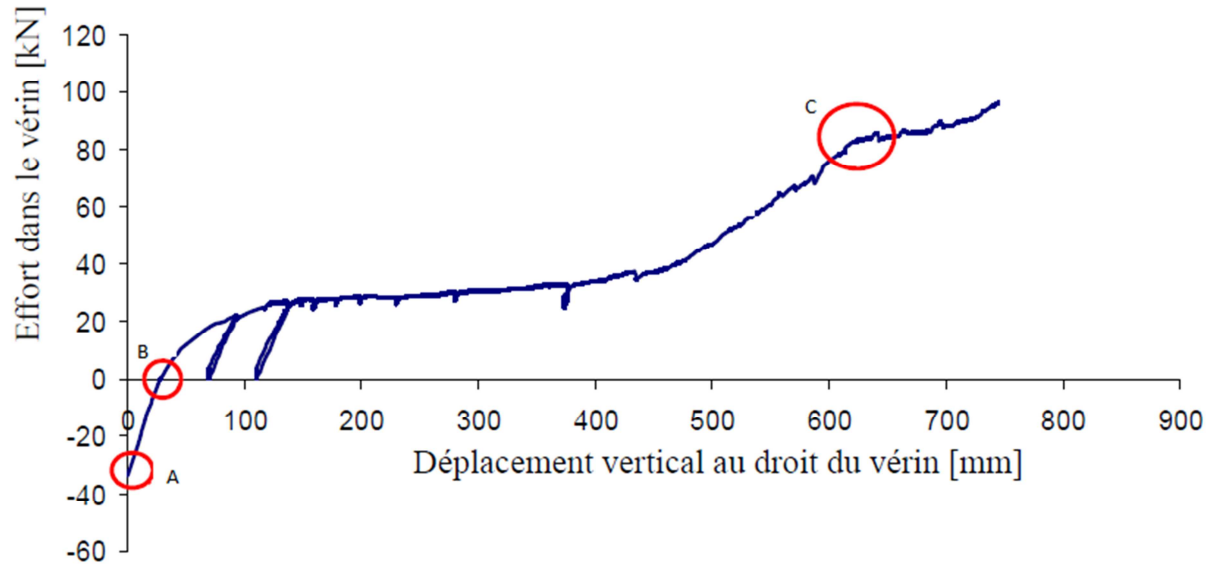


Figure 24 : Courbe de comportement³²

On va analyser la courbe depuis le début et décrire les différents phénomènes observés :

Au début de l'essai (au point A sur la courbe), on a chargé le spécimen avec des charges permanentes sur la poutre. Donc la charge négative que l'on retrouve au début de la courbe représente la réaction du système sur le vérin.

Ensuite, on commence à enlever le vérin. On obtient donc dans un premier temps une réponse élastique jusqu'à atteindre une charge. Cette charge correspond au moment où l'on a complètement retiré le vérin (point B sur la courbe).

Par la suite, on est venu appliquer une charge supplémentaire par le haut via un vérin et on constate que l'on voit apparaître de la plasticité progressivement dans le système jusqu'à atteindre un plateau où là s'est formé un mécanisme de poutre. Ces rotules plastiques dans ce

³¹ Image reprise du cours « Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 18, 18/09/2013.

³² Image reprise du cours « Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts » par Messieurs DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. slide 20, 18/09/2013.

cas-ci sont apparues au niveau des assemblages car on a utilisé des assemblages partiellement résistants.

À ce moment précis, au niveau du ressort, aucun effort ne transite quasiment. En réalité, on a constaté un peu de compression due à certaine épaisseur de la poutre. En tentant d'imprimer un mouvement de rotation à la poutre, des raisons géométriques ont empêché la poutre de tourner et ont provoqué la manifestation de cet effort de compression.

On continue sur la courbe et on observe l'apparition progressive de la traction dans la poutre jusqu'à développer des efforts membranaires. Si on regarde ce qui se passe à ce moment-là, on remarque une rupture des armatures dans la dalle en béton, cette rupture entraînant une perte de rigidité (voir le point C sur la courbe). On constate suite à cette perte de rigidité que la structure a continué à mobiliser des efforts au niveau de la dalle.

En conséquence, on peut donc affirmer une notion importante : lorsque l'on applique la méthode des chemins alternatifs des efforts, ce n'est pas dramatique de perdre des éléments parce qu'à la limite cela soulage la structure, on entend par là que la structure va pouvoir se déformer plus rapidement et donc atteindre plus rapidement un état stable. Mais pour ce faire, il faut de la ductilité au niveau des éléments.

On va maintenant aborder rapidement les différents modes de ruine des assemblages apparaissant dans ce cas-ci.

3.4. Modes de ruine des assemblages

En robustesse, on observe que lors de la perte d'un poteau dans une structure, on atteint au départ le moment plastique dans le diagramme M-N. Une fois ce moment plastique atteint, on va se déplacer sur la courbe d'interaction M-N de la section. Jusqu'à atteindre quel état ? Éventuellement une situation où on n'aura plus du tout de moment mais où on aura uniquement de l'effort axial. En terme de ductilité, l'intérêt portera sur les caractéristiques des différents assemblages.

3.5. Conclusion

La méthode des chemins alternatifs des efforts est une méthode très performante mais très compliquée, car on est dans le domaine non linéaire matériel et géométrique et cela demande

des logiciels très performants. Pour éviter ce problème de difficulté concernant les assemblages et notamment la courbe M-N des assemblages, il existe deux philosophies :

- Soit dire que rien ne se passe dans les assemblages et dire qu'on a des assemblages pleinement résistants, comme ça on va s'assurer que la plasticité va se développer dans la poutre et pas dans l'assemblage. Dans la pratique c'est très difficile car il faut que sur tout le parcours M et N l'assemblage soit plus résistant que l'élément et à la sur-résistance que l'on pourrait avoir au niveau des poutres en acier (cette sur-résistance vient du fait que lors de la commande des différentes poutres, la nuance d'acier n'est toujours pas correctement respectée et donc on pourrait se retrouver avec du S400 alors que l'on a commandé du S355 et donc une sur-résistance non voulue des poutres) ;
- Soit si on a des assemblages partiellement résistants alors il faut une hyperstaticité et une ductilité requises au niveau de la structure et des assemblages.

Donc en termes d'exigences en matière de robustesse, il faut :

- de l'hyperstaticité ;
- de la ductilité³³.

³³ On peut définir si une poutre est assez ductile via les classes de section. Dans le cas de la robustesse, il faudrait des sections de classe 1 ou 2.

CHAPITRE 4

ETAT DE LA QUESTION

Ces dernières années à l'université de Liège, des études ont été effectuées dans le domaine de la robustesse. Et particulièrement dans le cas d'un portique qui perd un de ses poteaux sous un événement exceptionnel non précisé pour déterminer l'évolution du déplacement vertical au sommet du poteau perdu.

Il y a d'abord eu une première étude réalisée par Monsieur Nguyen Nam Hai LUU qui s'est intéressée à la phase 2 décrite dans le diagramme de l'effort normal en fonction du déplacement verticale vu précédemment. Pour ce faire, il a défini une sous-structure et analysé les phénomènes qui apparaissent dans la partie directement affectée durant la phase 2 qui, pour rappel, correspond au moment où on commence à enlever la colonne progressivement et qui se termine quand on atteint un mécanisme plastique dans la structure.

Ensuite, une autre étude a été réalisée par Monsieur Jean-François DEMONCEAU. Celle-ci s'intéresse aux phénomènes qui apparaissent lors de la phase 3. La phase 3 intervient après formation du mécanisme plastique et concerne le développement des efforts membranaires suite à l'apparition des effets du second ordre et de déformation significative.

Suite à ces deux premières études, on a pu développer des méthodes analytiques pour représenter au mieux le comportement d'un portique qui perd une de ses colonnes suite à un événement exceptionnel. Ces études ont été réalisées sur base de plusieurs hypothèses :

- l'analyse du portique est faite selon une étude 2D,
- la perte de la colonne est supposée se faire suffisamment lentement, de manière à pouvoir réaliser l'étude d'un cas statique. Donc le côté dynamique du phénomène est négligé.

On va procéder à une brève présentation des résultats obtenus lors de ces deux études.

4.1. Etude de la phase 2 par Monsieur N. N. H. LUU

Comme précisé plus haut, Monsieur LUU a utilisé une sous-structure que l'on peut voir ici :

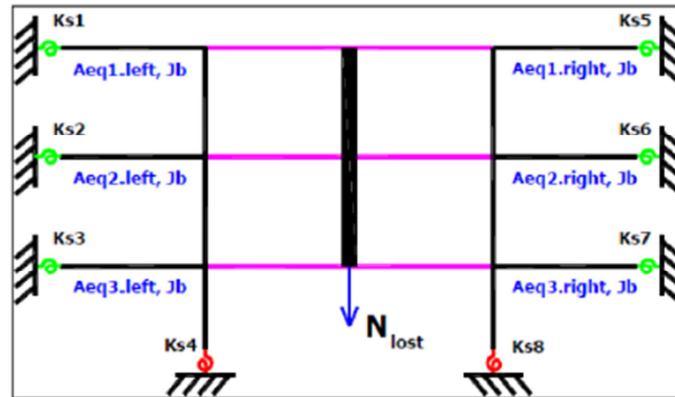


Figure 25 : Sous-structure de Mr LUU³⁴

Une fois la sous-structure définie, pour connaître tous les paramètres, il fallait encore déterminer deux caractéristiques : les ressorts rotationnels et les aires équivalentes. Ils sont représentés par Ks_i et Aeq_i sur le schéma. Monsieur LUU a développé des formules analytiques pour déterminer ces deux valeurs que l'on peut consulter dans sa thèse³⁵.

Une fois tous ces paramètres déterminés, une analyse « élasto-plastique géométrique linéaire » est réalisée. De là, on a pu déterminer les efforts internes ainsi que les déplacements à la fin de la phase 2.

³⁴ N.N.H. LUU, « Structural response of steel and composite building frames to an impact leading to the loss of a column », Thesis presented at Liège University. Belgium, 2008

³⁵ Ibidem.

4.2. Etude de la phase 3 par Monsieur J.-F. DEMONCEAU

Dans le cas de la phase 3 qui correspond à la suite du mécanisme plastique et apparition des efforts membranaires, Monsieur DEMONCEAU a développé lui aussi une sous-structure que l'on peut voir ici :

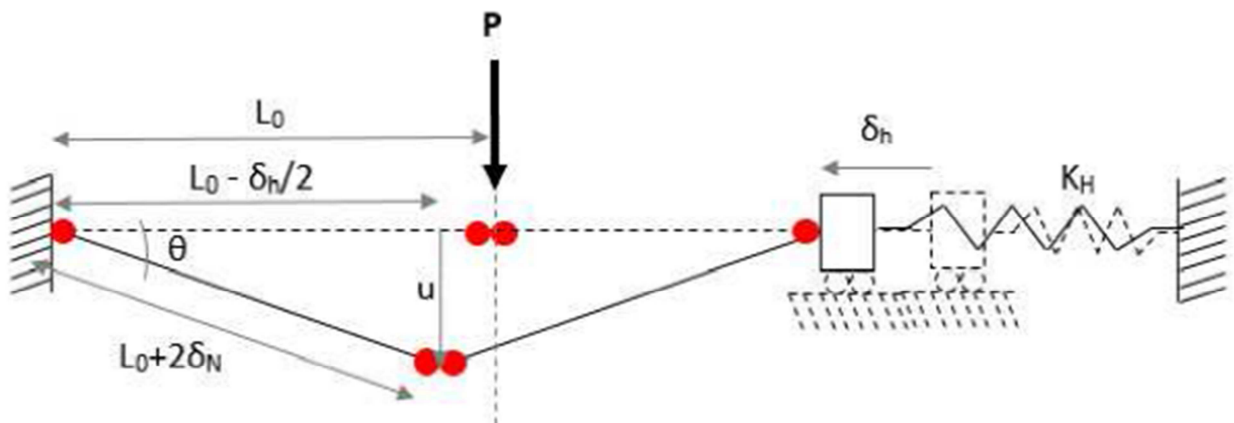


Figure 26 : Sous-structure de Mr J.-F. DEMONCEAU ³⁶

Cette sous-structure va permettre de tracer une courbe reliant la charge Q et le déplacement ΔA . Elle est composée de la poutre qui va plastifier où il y aura apparition des efforts membranaires, mais on voit également un ressort qui lui va représenter la partie indirectement affectée qui est caractérisée par une raideur K_H et une résistance F_{Rd} . Ces valeurs peuvent être déterminées via des formules analytiques que l'on peut retrouver dans l'étude de Monsieur N.N.H. LUU.

Remarque : On suppose que la partie indirectement affectée reste élastique durant l'étude du portique.

Il faut également préciser que lors de l'apparition des efforts membranaires dans la phase 3, qui vont avoir tendance à retenir l'effondrement de la structure, on va voir apparaître des efforts de traction dans la poutre. Du fait de ces efforts, les rotules plastiques vont s'allonger et on va définir ce que l'on appelle la raideur extensionnelle de la rotule plastique notée K_N .

³⁶ HUVELLE Clara, HOANG Van-Long, JASPART Jean-Pierre, DEMONCEAU Jean-François : « Complete analytical procedure to assess the response of a frame submitted to a columnloss », University of Liège.

De là, Monsieur DEMONCEAU a développé un modèle analytique permettant de tracer la courbe représentant la charge Q en fonction du déplacement ΔA . Ce modèle est basé sur une analyse « rigide-plastique ».

Pour pouvoir utiliser ce modèle, il faut lui apporter plusieurs données :

- L_0 qui représente la longueur initiale de la poutre ;
- K_N qui représente la raideur extensionnelle de la rotule plastique quand elle est soumise à de l'effort normal et des moments de flexion. Cette valeur ne peut être obtenue analytiquement à ce jour ;
- K_H qui représente la raideur du ressort qui simule la raideur latérale de la partie indirectement affectée ;
- l'interaction moment de flexion/effort normal de la section où les rotules plastiques vont se former.

Au final, il reste des inconnues dans le modèle, mais celles-ci peuvent être trouvées via des équations reprises dans ce tableau :

Unknowns	Equations
u	$u = \text{input data}$
θ	$\sin(\theta) = u / (L_0 - 2L + \Delta_L)$
δ	$\cos(\theta) = (L_0 - 2L - \delta_H - 2\delta) / (L_0 - 2L + \Delta_L)$
δ_H	$\delta_H = F_H / K_H$
Δ_L	$\Delta_L = F_H (L_0 - 2L) / (EA)$
M	$M = \sum F_i h_i$
F_H	$F_H = \sum F_i$
$F_i (i=[1:6])$	$F_i = f(\delta_i)$
$\delta_i (i=[1:6])$	$\delta_i = \delta + h_i \theta$
P	$-P(L_0 - \delta_H) + F_H u + 2M = 0$

Tableau 2 : Inconnues-Equations³⁷

³⁷ HUVELLE Clara, HOANG Van-Long, JASPART Jean-Pierre, DEMONCEAU Jean-François : « Complete analytical procedure to assess the response of a frame submitted to a column loss », University of Liège.

À la suite de ces deux études, Clara HUVELLE a réalisée, dans le cadre de son travail de fin d'études, la vérification des théories mises au point pour modéliser la phase 3 en considérant que la partie indirectement affectée reste élastique. Elle a mis en avant les différentes faiblesses des deux modèles et elle a développé une nouvelle méthode de calcul de la raideur élastique de la partie indirectement affectée, reflétée par la réponse $Q-\Delta A$.

4.3. Objectifs du travail de fin d'études

L'objectif principal ce travail de fin d'études est, dans un premier temps, de dimensionner en détails les différents portiques pour permettre la réalisation des essais en laboratoire ultérieurement. On devra dimensionner deux portiques différents et vérifier que ceux-ci ont les caractéristiques nécessaires pour analyser la phase 3 du diagramme vu précédemment.

Ensuite, il sera nécessaire de vérifier numériquement les résultats obtenus analytiquement dans le travail de fin d'études de Clara HUVELLE en considérant que la partie indirectement affectée reste dans le domaine élastique tout au long de l'essai. Pour ce faire, on analysera en détail la courbe $Q-\Delta A$. Ceci permettra de valider les formules analytiques développées au cours de son mémoire.

CHAPITRE 5

ETUDE EXPERIMENTALE

5.1. Introduction

Plusieurs essais vont être réalisés à l'Université de Liège ayant pour but de vérifier et de valider les modèles analytiques décrits précédemment. Ces différents essais consistent à simuler divers portiques perdant un de leurs poteaux suite à un événement exceptionnel non précisé.

Ce travail de fin d'études porte sur la préparation des différents essais en laboratoire. Il est donc question de décrire les différents essais, de dimensionner les différents éléments composant les portiques, de vérifier les risques d'instabilité et de définir les caractéristiques que doivent avoir ceux-ci.

Une des caractéristiques essentielles est que la partie indirectement affectée doit rester dans le domaine élastique tout au long des essais pour permettre la réutilisation des éléments. Il est donc nécessaire de bien choisir les profilés pour que cette caractéristique soit vérifiée tout au long de l'essai.

Pour ces différentes étapes, le programme Ossa2D sera utilisé.

5.2. Description des différents essais

On va donc réaliser différents essais avec des caractéristiques bien définies pour chacun d'entre eux. Ils seront tous caractérisés par la perte progressive d'un poteau.

En tout, quatre essais vont être réalisés :

- deux essais avec une restrainte latérale qui simule la partie indirectement affectée de $K_H = 25000 \frac{kN}{m}$ mais avec des profilés pour la poutre membranaire différents. Un essai sera caractérisé par un profilé IPE 100 et un autre caractérisé par un profilé IPE 160 ;
- deux essais avec une restrainte latérale de $K_H = 300000 \frac{kN}{m}$ et également deux profilés différents. Un essai sera caractérisé par un profilé IPE 100 et un autre caractérisé par un profilé IPE 160.

Il est important de préciser que théoriquement, on utilisera des limites d'élasticité de 355 MPa pour chacun des profilés. Mais en laboratoire, la qualité des aciers n'est pas toujours assurée et donc on peut se retrouver avec des limites d'élasticité pas exactement égales à 355 MPa. Lorsque l'on commande des éléments avec une nuance d'acier S355, c'est le minimum requis et au maximum on ne dépassera pas la nuance d'acier supérieure qui est S460. Dans le cas où l'on commande du S355 et que l'on obtient une limite d'élasticité un peu supérieure, la poutre sera plus résistante que prévu. Or en laboratoire cette sur-résistance de la poutre à son importance notamment au niveau des assemblages. De fait, les rotules plastiques pourraient apparaître au niveau de ceux-ci. C'est pourquoi dans la suite des résultats numériques on analysera les deux valeurs limites de nuance d'acier, à savoir, des profilés avec une limite d'élasticité de 355 MPa et 460 MPa.

5.2.1. Essais - restrainte latérale de 25000 kN/m

Le premier essai consiste à étudier un simple portique comme représenté sur le schéma suivant : les colonnes ont une hauteur de 1m tandis que la poutre à une longueur de 3m avec une restrainte latérale de 25000 kN/m qui simule la partie indirectement affectée. Cette raideur latérale sera simulée via deux vérins de 100 to et une course maximale de 300 mm qui viendront s'appliquer au niveau des nœuds 2 et 4. On suppose que le comportement de la restrainte latérale reste élastique tout au long de l'essai. Ces vérins ne sont pas représentés graphiquement sur le schéma mais ils sont bien repris dans le modèle.

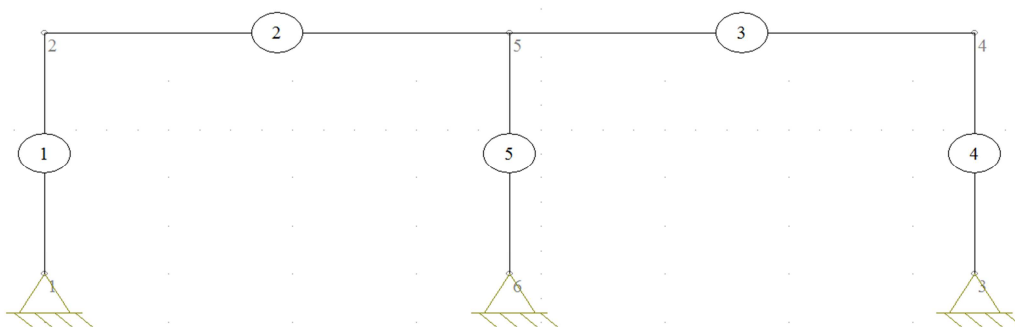


Figure 27 : Portique simple³⁸

On utilise des profilés HEB200 pour les colonnes et des profilés IPE 100/160 pour la poutre supérieure. Tous les profilés auront une limite d'élasticité théorique de 355 MPa. L'essai va

³⁸ Schéma obtenu à l'aide du logiciel Ossa2D

consister à étudier le comportement du portique lors de la perte progressive de la colonne représentée par l'élément 5. Il faudra également vérifier que les colonnes représentées par les éléments 1 et 4 restent bien élastiques et vérifier les différents risques d'instabilité de tous les éléments.

Pour simuler la perte de la colonne, on va appliquer une charge concentrée au niveau du nœud 5 vers le haut comme représenté sur le schéma suivant. En réalité, cette charge devrait être dirigée vers le bas car elle représente les charges supplémentaires venant des étages supérieures lorsque que la partie indirectement affectée entre en plasticité. On aura donc une redistribution des efforts et donc une augmentation de la charge appliquée au niveau de la colonne.

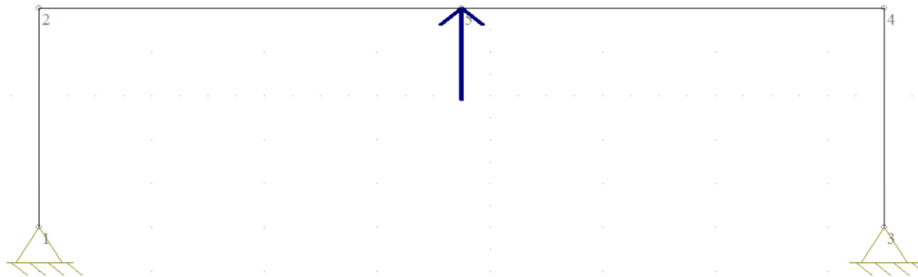


Figure 28 : Portique simple sans colonne centrale³⁹

On applique la charge vers le haut pour deux raisons :

- la première est que lors des essais réalisés en laboratoire, il est plus facile d'appliquer une charge vers le haut. De fait, il suffit de poser le vérin au niveau le sol tandis que l'appliquer vers le bas demande des installations spécifiques et compliquées ;
- la seconde est une question de stabilité (déversement) hors plan puisque si la charge s'applique vers le bas la poutre risque de sortir de son plan plus librement.

Cette charge au laboratoire va être simulée par un vérin vertical de 200 to avec une course maximale de 400 mm.

³⁹ Schéma obtenu à l'aide du logiciel Ossa2D.

5.2.2. Essais - restrainte latérale de 300000 kN/m

Le second essai consiste à étudier un portique étagé et une restrainte latérale de 300000 kN/m (voir figure 29). Cette restrainte n'est cette fois-ci pas représentée par un ressort mais par la présence des colonnes. Il faudra donc s'assurer qu'il y a une restrainte latérale de 300000 kN/m au niveau des colonnes.

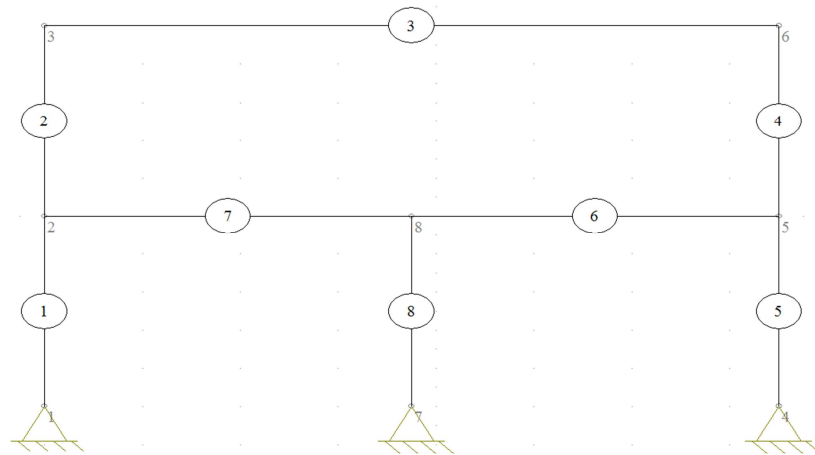


Figure 29 : Portique étagé⁴⁰

On utilise des profilés HEB 300 pour les colonnes représentées par les éléments 1, 2, 4 et 5, un profilé IPE 360 pour la poutre supérieure représenté par l'élément numéro 3 et un profilé IPE 100 ou 160 pour la poutre centrale représentée par les éléments 6 et 7. Ici la limite d'élasticité des colonnes est de 460 MPa tandis que le reste de la structure a une limite d'élasticité de 355 MPa. L'essai va constituer à étudier le comportement de la structure lors de la perte progressive de la colonne représentée par l'élément 8.

⁴⁰ Schéma obtenu à l'aide du logiciel Ossa2D.

On va simuler la perte du poteau en appliquant une charge concentrée au nœud 8 vers le haut.
On obtient le schéma suivant :

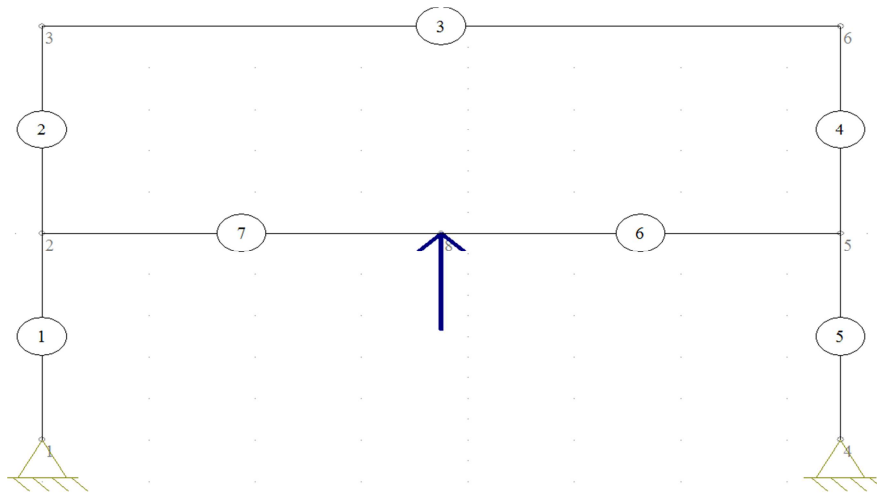


Figure 30 : Portique étagé sans colonne centrale⁴¹

Cette charge sera également simulée via un vérin qui a une capacité de 200 to et une course maximale de 400 mm.

5.3. Dimensionnement des portiques

Pour le dimensionnement des portiques, il faudra vérifier plusieurs points importants :

- la partie indirectement affectée doit rester dans le domaine élastique tout au long de des différents essais ;
- vérifier les différents risques d'instabilité des éléments ;
- vérifier la capacité de charge des différents vérins qui sont respectivement de 100 to pour les vérins latéraux et de 200 to pour le vérin vertical.

⁴¹ Schéma obtenu à l'aide du logiciel Ossa2D.

5.3.1. Configuration premier portique

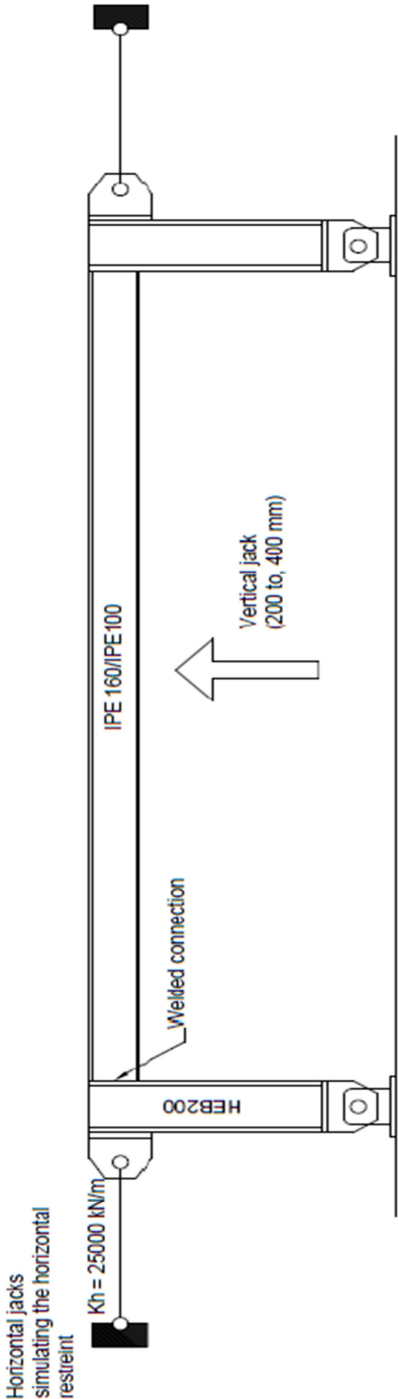


Figure 31 : Configuration premier portique⁴²

⁴² IEVEN Liesbeth, « Robustness of building structures : Experimental study and contribution to the development of analytical solutions ». Liège 2013-2014.

Dans un premier temps, il faut d'abord vérifier que les vérins ont les capacités suffisantes pour que, lors des essais, on arrive à aller au-delà la phase 3, c'est-à-dire l'apparition d'un mécanisme plastique et développement des efforts membranaires au niveau de la poutre. Pour ce faire, il faut que l'on puisse atteindre l'effort normal plastique de la section noté N_{pl} .

Avant de passer aux vérifications numériques, on peut d'abord vérifier que les profilés IPE 100 et IPE 160 ont une capacité de rotation suffisante pour permettre d'atteindre un mécanisme plastique, ceci se traduit via la classe de la section des profilés.

On peut retrouver en Annexe 1, les différentes propriétés des éléments composants les portiques.

5.3.1.1. Classe de section

Si on fait référence aux catalogues de chez *Arcelor Mittal*⁴³, on observe que pour l'IPE 160, le profilé est de classe 1⁴⁴ suivant l'axe fort pour une limite d'élasticité de 355 MPa et 460 MPa. Pour l'IPE 100 avec une limite d'élasticité de 355 MPa suivant l'axe fort, le profilé est de classe 1 mais pour la limite d'élasticité de 460 MPa rien n'est indiqué dans le catalogue. Il faut calculer la classe de section de ce profilé pour cette nuance d'acier :

- Semelle :

$$\frac{c_f}{t_f} = \frac{0.5(b - t_w - 2r)}{t_f} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 3.24 \leq 6.43$$

Avec :

- b la largeur du profilé ;
- t_w l'épaisseur d'âme ;
- r le rayon de congé ;
- t_f l'épaisseur d'aile ;
- f_y la limite d'élasticité du profilé.

⁴³ ARCELORMITTAL : Profilés et Aciers Marchands/Programme de vente, 2008-1, 233 p.

⁴⁴ De classe 1, signifie que le profilé a une capacité de rotation suffisante et donc qu'un analyse plastique est autorisée.

- Âme :

$$\frac{c_w}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{460}} = 18.69 \leq 51.46$$

Avec :

- h la hauteur du profilé ;

On vient de vérifier que cette section est également de classe 1. On peut donc conclure que les deux profilés ont une capacité de rotation suffisante et pourront atteindre leur moment plastique.

Les différentes valeurs de l'effort plastique sont calculés pour les deux profilés et ainsi s'assurer de la capacité des vérins.

5.3.2. Capacité des vérins horizontaux

5.3.2.1. Calcul de N_{pl}

$$N_{pl, IPE\ 100, s355} = A * f_y = 1030 * 355 = 365.65\ kN$$

$$N_{pl, IPE\ 100, s460} = 1030 * 460 = 473.8\ kN$$

$$N_{ultime} = 1030 * 510 = 525.3\ kN$$

Avec :

- A l'aire de la section.

Au vu des valeurs obtenues et sachant que la limite maximum des vérins latéraux est de 100 to = 1000 kN, on constate qu'au maximum l'effort est de 525.3 kN. L'atteinte de l'effort normal plastique sera obtenue.

En ce qui concerne l'IPE 160, on obtient les résultats suivant :

IPE 160	<i>kN</i>
$N_{pl,s355}$	713.55
$N_{pl,s460}$	924.6
N_{ultime}	1025.1

Tableau 3: Résultats N_{pl} IPE 160

On remarque que pour la charge plastique ultime, on atteint une charge supérieure à la capacité du vérin. La résistance plastique de la section ne sera pas atteinte. Étant donné que le profilé a une limite d'élasticité comprise entre 355 MPa et 460 MPa, l'IPE 160 convient.

5.3.3. Capacité du vérin vertical

En ce qui concerne le vérin vertical simulant la perte de la colonne tout au long de l'essai, il faut que sa capacité soit suffisamment grande pour que la poutre atteigne son mécanisme plastique. Pour cela, le calcul des moments plastiques est effectué.

5.3.3.1. Calcul de M_{pl}

Le mécanisme plastique obtenu est le suivant :

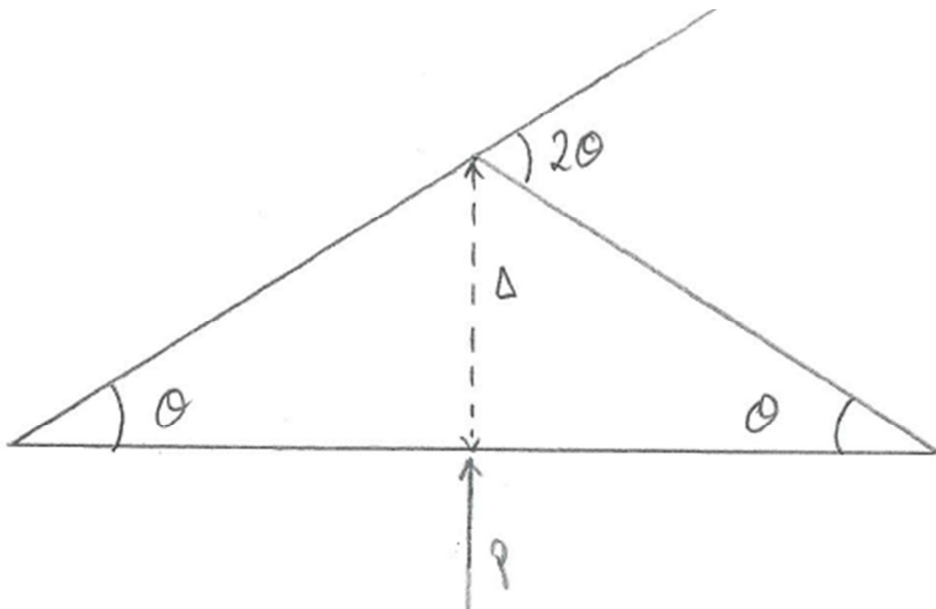


Figure 32 : mécanisme plastique de la poutre membranaire

Les différents moments plastiques pour l'IPE 100 en fonction de la limite d'élasticité sont :

$$M_{pl,IPE\ 100,s355} = W_{pl,y} * f_y = 39400 * 355 = 13.987\ kNm$$

$$M_{pl,IPE\ 100,s460} = 39400 * 460 = 18.124\ kNm$$

$$M_u = 39400 * 510 = 20.094\ kNm$$

Avec :

- $W_{pl,y}$ le module de flexion plastique.

En prenant en compte le schéma du mécanisme plastique, on peut calculer la charge plastique via la formule suivant :

$$4\theta M_{pl} = P_{pl} \frac{\Delta}{\theta}$$

$$P_{pl,IPE\ 100,s355} = 37.299\ kN$$

$$P_{pl,IPE\ 100,s460} = 48.331\ kN$$

$$P_{u,IPE\ 100} = 53.584\ kN$$

Au vu des valeurs obtenues, on remarque que la capacité du vérin est largement supérieure à la charge nécessaire pour atteindre le mécanisme plastique pour l'IPE 100.

Les mêmes calculs sont effectués pour le cas de l'IPE 160, voici les résultats obtenus :

IPE 160	kNm
$M_{pl,s355}$	44.02
$M_{pl,s460}$	57.04
M_{Ultime}	63.24

Tableau 4 : Résultats IPE 160 moment plastique

IPE 160	kN
$P_{PL,s355}$	117.387
$P_{PL,s460}$	152.107
P_{Ultime}	168.64

Tableau 5 : Résultats IPE 160 charge plastique

Comme pour l'IPE 100, les capacités du vérin sont suffisantes pour atteindre le mécanisme plastique de la poutre IPE 160.

Un point important doit également être vérifié, il s'agit de ne pas dépasser la course maximale des différents vérins. Cette condition sera validée lors des essais numériques.

5.3.4. Dimensionnement de la poutre membranaire

Les risques d'instabilité de l'IPE 100 et de l'IPE 160 seront vérifiés en considérant une nuance d'acier de 355MPa. Sachant que la poutre ne sera soumise qu'à de l'effort de traction et du moment. L'instabilité qu'il reste à vérifier est le déversement lié au moment de flexion.

En termes de résistance, la résistance au cisaillement sera vérifiée.

5.3.4.1. Résistance au cisaillement

La valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant dans chaque section transversale doit satisfaire :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{C,Rd}} \leq 1.0$$

Etant donné que l'on peut faire une analyse plastique, on calcule la résistance plastique au cisaillement qui est donnée par :

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- A_v l'aire de cisaillement ;
- γ_{M0} coefficient de sécurité égal à 1.

On trouve pour les deux profilés les valeurs suivantes :

$$V_{Pl,Rd,IPE100} = \frac{508 \left(\frac{355}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 104.12 \text{ kN}$$

$$V_{Pl,Rd,IPE160} = \frac{906 \left(\frac{355}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 198 \text{ kN}$$

Donc lors des essais numériques, il faudra vérifier que les efforts de cisaillement soient inférieurs à ces valeurs.

On peut considérer que l'effort de cisaillement est négligeable si :

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

Et

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \epsilon$$

Pour éviter le risque de voilement par cisaillement.

Pour la première condition, il faudra la vérifier tout au long de l'essai. Pour la seconde, vu qu'il s'agit d'une condition liée aux caractéristiques de la section, on peut directement la vérifier :

- Pour l'IPE 100 :

$$\frac{d}{t_w} = 18.19 < 69 \sqrt{\frac{235}{355}} = 56.14$$

- Pour l'IPE 160 :

$$\frac{d}{t_w} = 25.44 < 69 \sqrt{\frac{235}{355}} = 56.14$$

On peut conclure que la seconde condition est déjà respectée.

5.3.4.2. Moment résistant de calcul (déversement) de la poutre

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui associe le flambement d'axe faible et la torsion. Lorsqu'une poutre est fléchie selon son axe fort, il vient qu'une partie de la section est tendue et l'autre comprimée. Lorsque cet effort de compression atteint une valeur critique, un flambement de la semelle comprimée est observé, c'est ce que l'on nomme le déversement.

Procédure de vérification de la stabilité au déversement d'un élément fléchi:

Différentes étapes à réaliser pour la vérification du déversement seront décrites et ensuite les résultats obtenus pour les différents éléments seront résumés.

Tout d'abord, il faut savoir qu'il n'y a pas de phénomène de déversement si au moins une des conditions ci-dessous est respectée :

- la section de la poutre est fléchie selon son axe faible uniquement ;
- la poutre est maintenue latéralement de manière continue ou discontinue ;
- la section de la poutre possède une grande raideur torsionnelle et une bonne raideur au flambement horizontal (par exemple : les sections tubulaires).

5.3.4.2.1. Moment critique de déversement

Il faut calculer le moment critique de déversement qui est la charge d'instabilité d'un élément fléchi idéal parfaitement élastique :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right]$$

Avec :

- C_1 le coefficient tenant compte de la distribution du moment de flexion (voir table en Annexe 2) ;
- E le module de Young de l'acier ;
- I_z le moment d'inertie d'axe faible ;
- k_z le coefficient dépendant des conditions d'appuis selon l'axe faible (voir valeurs Annexe 3) ;
- L la longueur de la poutre ;
- I_w l'inertie de gauchissement ;
- G le module d'élasticité transversale ;
- C_2 le facteur dépendant des conditions de charge (voir tables Annexe 2) ;
- Z_g le facteur tenant compte du niveau d'application des charges ;
- C_3 le coefficient tenant compte des conditions de charges et d'encastrement ;
- Z_j le facteur tenant compte de l'asymétrie de la section ;

5.3.4.2.2. Elancement réduit de déversement

L'élancement réduit de déversement est défini par la relation :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ pour une section de classe 1 ou 2 ;

Remarque : si $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.2$, il n'y a pas de risque de déversement.

5.3.4.2.3. Courbes de déversement

Les courbes de déversement dépendent du type de la section (voir Annexe 4).

5.3.4.2.4. Coefficient de réduction

Ce coefficient de réduction dépend de l'élancement réduit et de la courbe de déversement choisie. Il est donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \leq 1$$

Où

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

5.3.4.2.5. Moment de résistance au déversement

Au final, le moment de résistance au déversement $M_{b,Rd}$ est obtenu en appliquant le coefficient de réduction au déversement χ_{LT} au moment plastique :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}}$$

On vient donc de décrire la démarche à suivre pour vérifier le déversement.

Pour les poutres IPE 100 et IPE 160, on se retrouve dans les conditions suivantes :

- On considère des extrémités totalement encastées donc $k = 0.5$;
- On considère qu'on empêche la rotation de torsion sans qu'il y ait d'empêchement de gauchissement donc $k_w = 1$;
- On considère une section uniforme et doublement symétrique donc $z_j = 0$.

On obtient les résultats suivants pour l'IPE 100 :

<u>Paramètres</u>	<u>Valeurs</u>	<u>Unités</u>
C_1	0.94	-
C_2	0.71	-
E	210000	N/mm^2
G	80769	N/mm^2
I_z	159000	mm^4
L	3000	mm
I_w	350000000	mm^6
I_t	12000	mm^4
z_g	50	mm
M_{cr}	7.752	kNm
λ_{LT}	1.3433	-
ϕ_{LT}	1.5222	-
χ_{LT}	0.4468	-
$M_{b,Rd}$	6.249	kNm

Tableau 6 : Résultats déversement IPE 100

La vérification à effectuer est que la valeur de résistance au moment de déversement soit supérieure au moment nécessaire pour atteindre le mécanisme plastique. La poutre ne doit pas déverser avant d'atteindre son mécanisme plastique.

Dans le cas de l'IPE 100, on obtient :

$$M_{b,Rd} = 6.249 \text{ kNm} < M_{plastique,s355} = 13.987 \text{ kNm}$$

On constate que le déversement va apparaître avant la formation du mécanisme plastique.

Dans ce cas, deux solutions sont possibles pour résoudre ce problème d'instabilité :

- soit changer de profilé ;
- soit maintenir latéralement la poutre de façon continue ou discontinue. Ainsi, il n'y aura pas de risque de déversement car c'est une des conditions de non déversement décrites plus haut.

Au final, on choisit de maintenir la poutre latéralement de façon discontinue.

On va procéder de la même manière pour l'IPE 160. On obtient les résultats suivants :

<u>Paramètres</u>	<u>Valeurs</u>	<u>Unités</u>
C_1	0.94	-
C_2	0.71	-
E	210000	N/mm^2
G	80770	N/mm^2
I_z	683000	mm^4
L	3000	mm
I_w	3960000000	mm^6
I_t	36000	mm^4
z_g	80	mm
M_{cr}	23.433	kNm
λ_{LT}	1.371	-
ϕ_{LT}	1.562	-
χ_{LT}	0.433	-
$M_{b,Rd}$	19.042	kNm

Tableau 7 : Résultats déversement IPE 160

Maintenant que l'on connaît la valeur du moment résistant au déversement, on la compare avec la valeur du moment plastique :

$$M_{b,Rd} = 19.042 \text{ kNm} < M_{plastique, IPE160, S355} = 44.02 \text{ kNm}$$

Il faudra donc également maintenir la poutre latéralement pour éviter le déversement de celle-ci.

5.3.5. Dimensionnement des colonnes

Dans le portique considéré, on utilise des HEB200 de nuance théorique S355. Pour ces colonnes, il y a deux cas de charges à considérer :

- recherche de l'atteinte du moment plastique au niveau de la poutre membranaire ;
- recherche de l'atteinte de l'effort plastique de la section.

Le vérin est représenté par l'élément situé entre les nœuds 1 et 2 (voir figure 33 et 34). Tandis que des rotules ont été placées de part et d'autre de cet élément pour que celui-ci ne reprenne pas des efforts de moment de flexion.

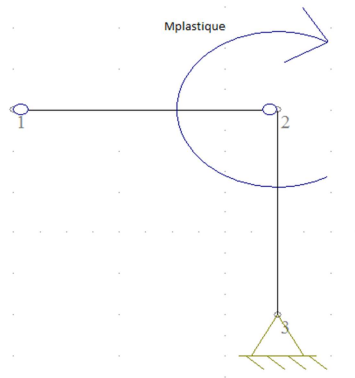


Figure 33 : Premier cas - moment plastique⁴⁵

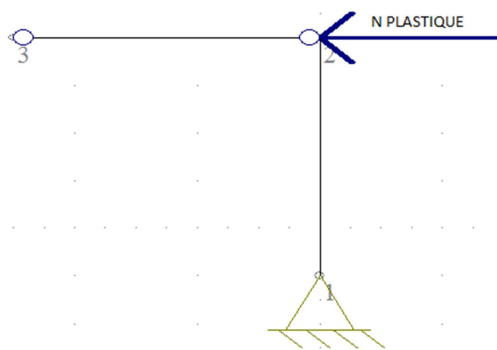


Figure 34 : Second cas - effort plastique⁴⁶

On peut voir le diagramme des moments de flexion, efforts normaux et efforts tranchants en Annexe 5.

⁴⁵ Schéma obtenu à l'aide du logiciel Ossa2D.

⁴⁶ Ibidem.

Le premier cas de charge considère une poutre IPE160 avec une limite d'élasticité de 460 MPa comme poutre membranaire, cette situation donnera les sollicitations les plus grandes au niveau des colonnes. Si les colonnes sont dimensionnées en considérant ce cas, elles seront suffisantes pour tous les autres.

Le moment plastique de la colonne est calculé afin de vérifier si celle-ci n'entre pas en plasticité :

$$M_{pl,HEB200,S355} = 642500 * 355 = 228.809 \text{ kNm}$$

Il reste à vérifier que cette valeur est supérieure au moment de plastique de la poutre IPE 160 :

$$M_{pl,IPE160,S460} = 57.04 \text{ kNm} < M_{pl,HEB200,S355} = 228.09 \text{ kNm}$$

Donc, on affirme que les colonnes n'entreront jamais en plasticité. La résistance dans le domaine élastique doit être assurée :

$$M_{el,HEB200,S355} = 569600 * 355 = 202.09 \text{ kNm} > M_{pl,IPE160,S460} = 57.04 \text{ kNm}$$

On vérifie la résistance à l'effort de cisaillement :

$$V_{PL,Rd,IPE160} = \frac{966 \left(\frac{355}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 198 \text{ kN} > V_{ed} = 57.04 \text{ kN}$$

Pour le second cas de charge, le vérin reprendra pratiquement toute la charge et de toute façon le moment ne sera jamais supérieur au moment plastique de la poutre.

Pour finir, il faut vérifier le risque de déversement des colonnes. Les valeurs de cette vérification se trouvent à l'Annexe 6.

On obtient un moment résistant au déversement de :

$$M_{Rd,pl} = 228.09 \text{ kNm} > M_{Ed} = 57.04 \text{ kNm}$$

5.3.6. Configuration second portique

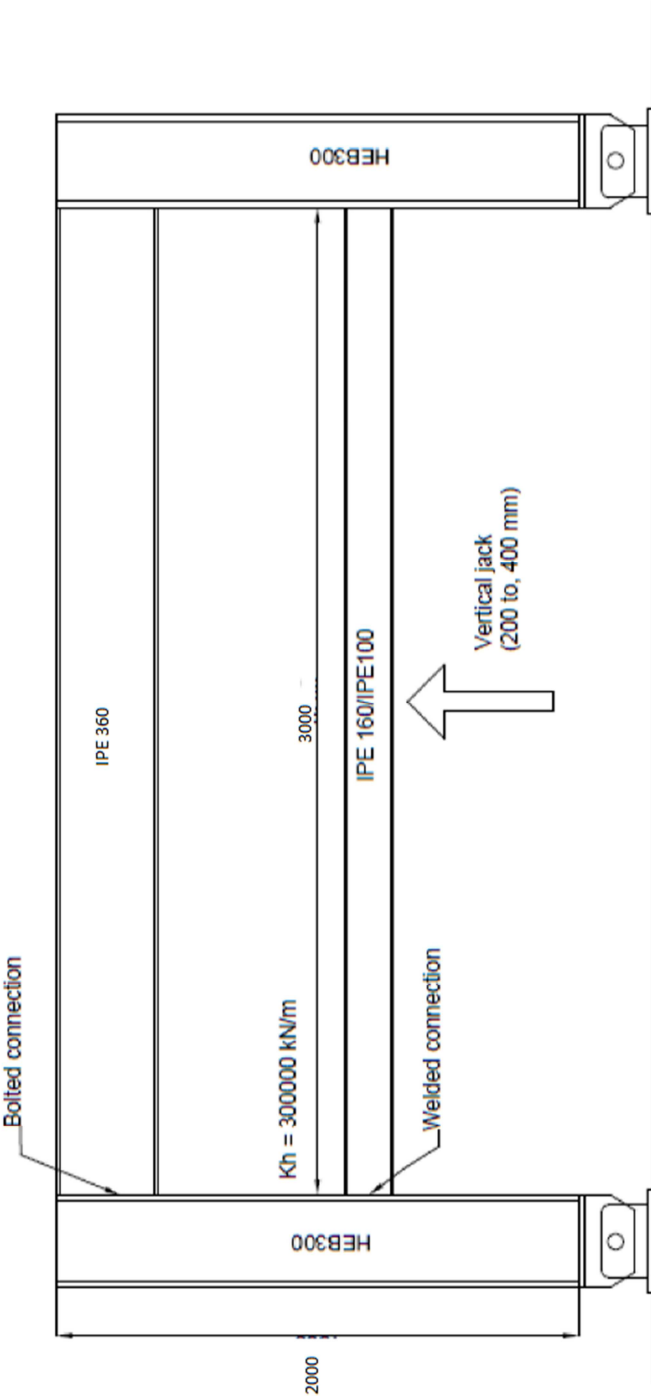


Figure 35 : Configuration second portique⁴⁷

⁴⁷ IEVEN Liesbeth, « Robustness of building structures : Experimental study and contribution to the development of analytical solutions ». Liège 2013-2014.

5.3.6.1. Dimensionnement poutre membranaire

Pour ce portique-ci, la poutre membranaire a déjà été dimensionnée et vérifiée aux instabilités car les conditions sont les mêmes que précédemment. Il reste donc à vérifier les colonnes et la poutre supérieure.

5.3.6.2. Dimensionnement colonnes

De même pour ce cas-ci, deux cas de charge sont possibles en considérant la poutre membranaire avec une IPE 160 en S460.

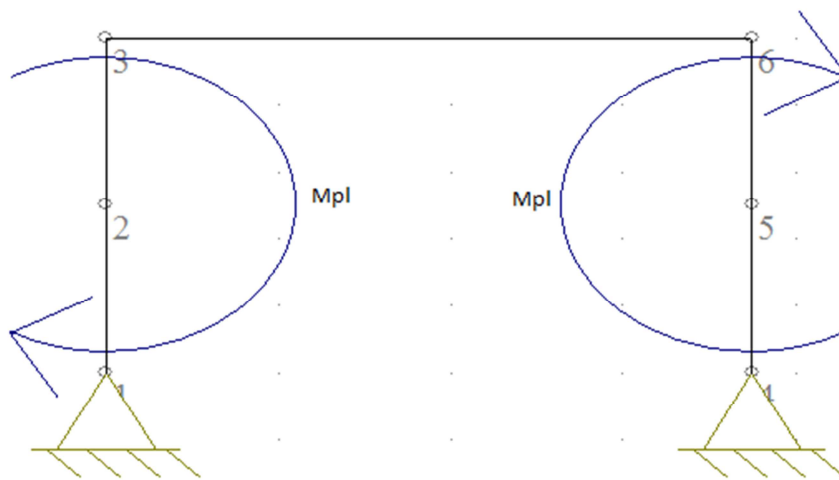


Figure 36 : Premier cas - moment plastique appliqué⁴⁸

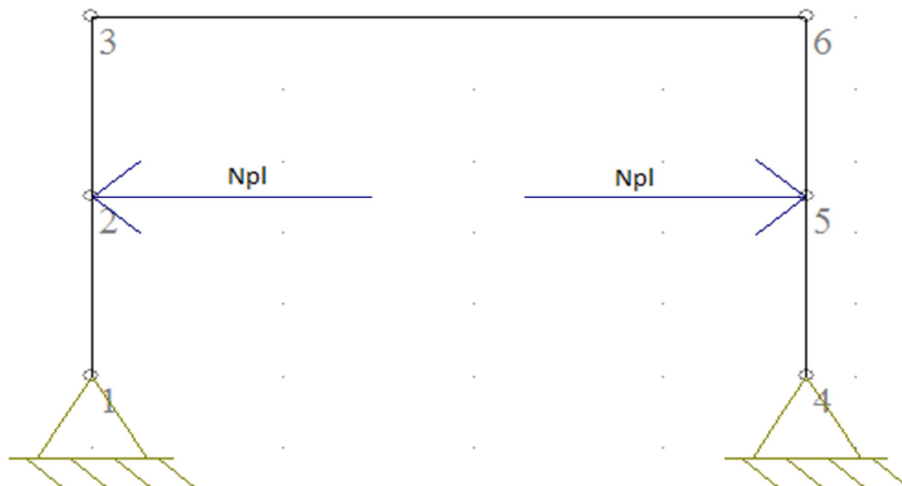


Figure 37 : Second cas – effort normal plastique appliqué⁴⁹

⁴⁸ Schéma obtenu à l'aide du logiciel Ossa2D.

On retrouve à l'Annexe 7, les diagrammes des efforts normaux, moments de flexion et efforts tranchants.

Étant donné que le portique ne comporte pas de vérins latéraux, la restrainte doit être assurée par l'intermédiaire des colonnes. Pour ce faire, il faut calculer l'effort et le déplacement au niveau des nœuds 2 et 5 sur le schéma précédent à l'aide du logiciel Ossa2D. On obtient :

$$K_H = \frac{N_{pl, IPE1600, S460}}{\delta_H} = \frac{924.6 \text{ kN}}{0.0029 \text{ m}} = 318827.59 \text{ kN/m}$$

On est au-delà de la valeur voulue par l'essai qui est de 300000 kN/m. La restrainte est suffisante pour simuler la partie indirectement affectée.

On doit également vérifier que cette partie reste dans le domaine élastique tout au long des essais. On calcule donc la valeur du moment plastique de la colonne qui est de :

$$M_{pl, HEB300, S460} = 859.74 \text{ kNm} > M_{Ed} = 411 \text{ kNm}$$

Et que la résistance en élastique soit suffisante :

$$M_{l, HEB300, S460} = 771.88 \text{ kNm} > M_{Ed} = 411 \text{ kNm}$$

Il faut vérifier également la résistance à l'effort de cisaillement :

$$V_{pl, Rd, IPE160} = \frac{4743 \left(\frac{460}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 1259.65 \text{ kN} > V_{ed} = 497 \text{ kN}$$

La colonne reste bien dans le domaine élastique et est suffisamment résistante. Pour finir, il reste à vérifier que celle-ci ne déverse pas. Les valeurs obtenues pour cette vérification se trouvent à l'Annexe 8.

La valeur du moment résistant au déversement est bien supérieure au moment sollicitant :

$$M_{Rd, pl} = 589.740 \text{ kNm} > M_{Ed} = 411 \text{ kNm}$$

⁴⁹ Schéma obtenu à l'aide du logiciel Ossa2D.

5.3.6.3. Dimensionnement poutre supérieure

Pour cette poutre, il faut qu'elle stable mais également dans le domaine élastique tout au long de l'essai.

Pour vérifier qu'elle reste dans le domaine élastique, il faut calculer le moment plastique de cette poutre :

$$M_{PL,IPE\ 360,s355} = 1019000 * 355 = 361.745\ kNm > M_{Ed} = 103\ kNm$$

Ainsi que la vérification de la résistance élastique :

$$M_{el,IPE\ 360,s355} = 904000 * 355 = 320.92\ kNm > M_{Ed} = 103\ kNm$$

Les vérifications des instabilités de la poutre IPE 360 ont déjà été réalisées dans le cadre du travail de fin d'études de Clara HUVELLE. On retrouve ces valeurs à l'Annexe 9.

CHAPITRE 6 ETUDE NUMERIQUE

Suite au dimensionnement des différents éléments, on va procéder à la vérification numérique des résultats analytiques obtenus dans le cadre du travail de fin d'études de Clara HUVELLE.

6.1. Résultats analytiques

On va décrire les différents résultats obtenus via les simulations analytiques, les analyser et les comprendre avant de les vérifier.

6.1.1. Courbes charge verticale-déplacements

Le graphique suivant représente la charge verticale appliquée par le vérin en fonction du déplacement au droit du vérin.

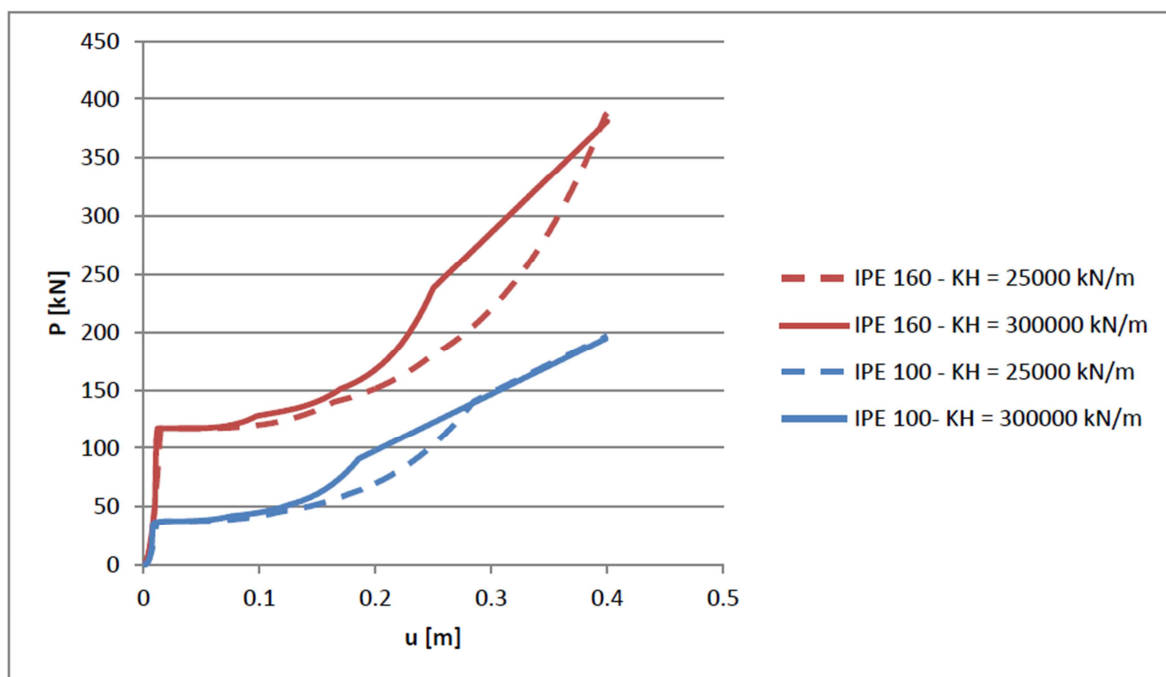


Figure 38 : Résultats analytiques : courbes charge verticale-déplacements⁵⁰

⁵⁰ IEVEN Liesbeth, « Robustness of building structures : Experimental study and contribution to the development of analytical solutions ». Liège 2013-2014.

Description des étapes importantes obtenues :

- tout d'abord, une partie droite représentant la partie élastique de la poutre. Celle-ci est plus importante pour le profilé IPE 160 mais il n'est pas différencié par le choix de la restrainte latérale ;
- ensuite, on observe un changement de pente important ce qui signifie une diminution de la raideur de la poutre. Ceci s'explique par l'entrée en plasticité de celle-ci et la formation du mécanisme plastique. Normalement l'entrée en plasticité en terme de charge doit être égale aux charges plastiques calculées précédemment pour les deux profilés. Pour rappel, on avait obtenus les résultats suivants :

$$P_{pl,IPE\ 100,s355} = 37.299\ kN$$

$$P_{pl,IPE\ 160,s355} = 117.387\ kN$$

En se référant sur la graphique, on obtient bien pour ces deux valeurs de charges pour le plateau plastique pour les deux profilés. On constate également que le plateau plastique, comme pour la partie élastique, est indépendant de la restrainte latérale ;

- après apparition du mécanisme plastique, il y a apparition des efforts membranaires et ceci peut se voir par une augmentation de la pente de la courbe qui signifie que la raideur augmente. On voit apparaître une distinction entre les restraints latérales de fait, c'est à ce moment que la partie indirectement affectée est sollicitée. Plus la restrainte est importante, plus la pente de la courbe va l'être également ce qui signifie une raideur plus grande. On constate ceci graphiquement car il faut une charge plus importante pour obtenir un déplacement identique entre les deux portiques. On observe donc une distinction au niveau des courbes de comportement ;
- Enfin, la courbe devient linéaire sauf pour l'IPE 160 avec une restrainte latérale de 25000 kN/m. Ceci s'explique par l'atteinte de la résistance plastique de la section. Pour l'IPE 160, la résistance plastique de la section n'est pas encore recherchée, donc on a toujours développement des efforts membranaires et augmentation de la raideur. On constate également, qu'on obtient plus rapidement la résistance plastique de la section pour les portiques avec une restrainte latérale plus grande. Ce qui est normal

vu que les forces membranaires pour un même déplacement sont plus importantes, on atteindra donc plus rapidement l'effort normal plastique.

6.1.2. Courbes charge verticale - charge horizontale

Le graphique suivant représente la charge verticale au niveau du vérin sous la poutre en fonction de la charge horizontale reprise par les vérins latéraux.

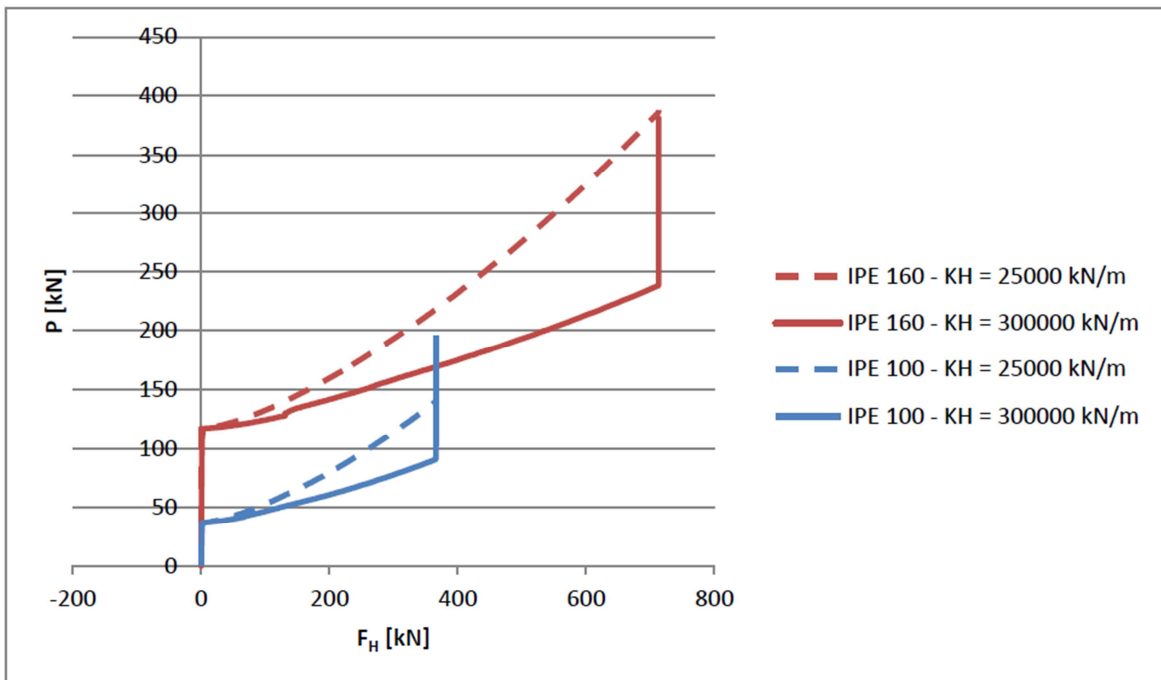


Figure 39 : courbe charge vertical-charge horizontale⁵¹

Description des étapes importantes obtenues :

- tout d'abord une partie élastique, dans cette partie, seul le vérin sous la poutre augmente en charge et les vérins latéraux ne reprennent aucun effort. La partie indirectement affectée ne joue encore aucun rôle à ce stade ;
- ensuite, on entre en plasticité et atteinte du mécanisme plastique au niveau de la poutre. Cette étape peut s'observer par le changement de pente et donc diminution de la raideur. À ce moment-là, la raideur de la partie indirectement affectée joue un rôle important dans le développement des efforts membranaires ; les vérins latéraux vont donc être activés pour le développement de ces efforts ;

⁵¹ IEVEN Liesbeth, « Robustness of building structures : Experimental study and contribution to the development of analytical solutions ». Liège 2013-2014.

- pour finir, on constate que la charge horizontale est constante pour les portiques avec une restreinte latérale de 300000 kN/m et ceci parce que la résistance plastique de la section N_{pl} est obtenue.

Remarque : la capacité des vérins latéraux qui est de 100to est suffisante pour atteindre N_{pl} ainsi que pour le vérin vertical qui possède une capacité de 2000to.

6.1.3. Courbes d'interaction M-N

Le graphique suivant représente les différentes courbes d'interactions M-N obtenues au niveau de la poutre membranaire.

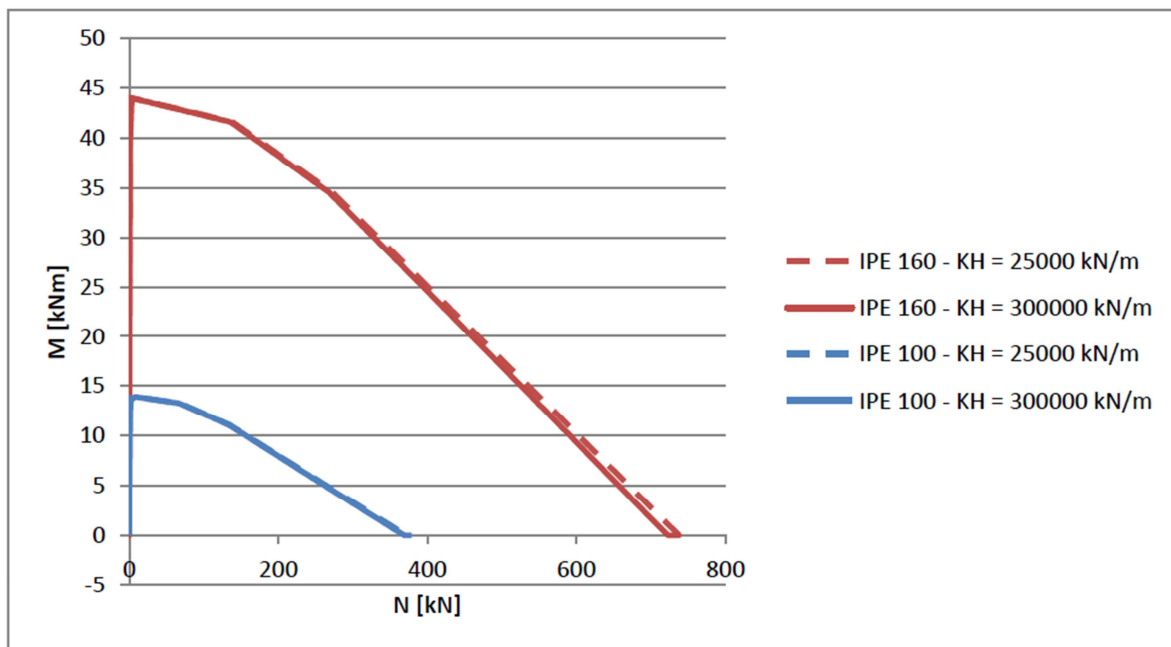


Figure 40 : Interaction M-N⁵²

Avant toute chose, on remarque que les courbes sont superposées suivant le profilé choisit donc la partie indirectement affectée n'influence pas les courbes d'interactions M-N.

Description de la courbe :

On commence par charger la poutre. A cet instant, le moment de flexion dans la poutre va augmenter, l'effort normal le fait également mais de manière négligeable. Une fois que celui-

⁵² IEVEN Liesbeth, « Robustness of building structures : Experimental study and contribution to the development of analytical solutions ». Liège 2013-2014.

ci atteint la valeur du moment plastique du profilé, la valeur du moment va cesser de croître et on va essayer de rechercher la résistance plastique de la section.

Pour rappel, voici les valeurs des moments plastiques et efforts normaux plastiques :

	Mpl [kNm]	Npl [kN]
IPE 100	13.987	365.65
IPE 160	44.02	713.55

Tableau 8 : Valeurs Mpl et Npl

Ces valeurs se situent aux extrémités des différentes courbes.

On vient d'analyser les différents résultats obtenus lors des simulations analytiques. On va procéder à présent à l'étude numérique et finir par une comparaison des résultats.

6.2. FineLg

Pour la partie numérique, le logiciel FineLg va être utilisé. Il s'agit d'un programme d'analyse d'éléments finis non linéaire. Dans le cadre de ce travail de fin d'études, des hypothèses de calculs liées au programme vont être utilisées.

On va réaliser une analyse 2D non linéaire avec prise en compte de la plasticité. Étant donné que l'on ne fait pas une analyse 3D, les instabilités ne seront pas représentées, il faudra donc vérifier qu'il n'y a pas d'instabilité mais ceci a été fait précédemment. En ce qui concerne les lois du matériau utilisées, on différencie :

- une loi élastique linéaire (voir figure 41) pour la partie indirectement affectée car elle doit rester élastique tout au long de l'essai. Seul le module de Young E du matériau est à fournir comme donnée ;

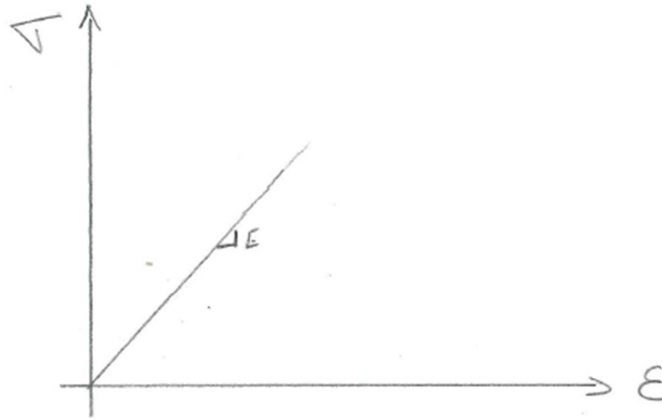


Figure 41 : Loi élastique linéaire

- une loi élastique parfaitement plastique (voir figure 42) pour la partie directement affectée qui doit pouvoir plastifier pour atteindre un mécanisme plastique et voir apparaître les efforts membranaires. Pour ce faire, il faudra fournir au programme le module de Young E et en plus définir une limite d'élasticité.

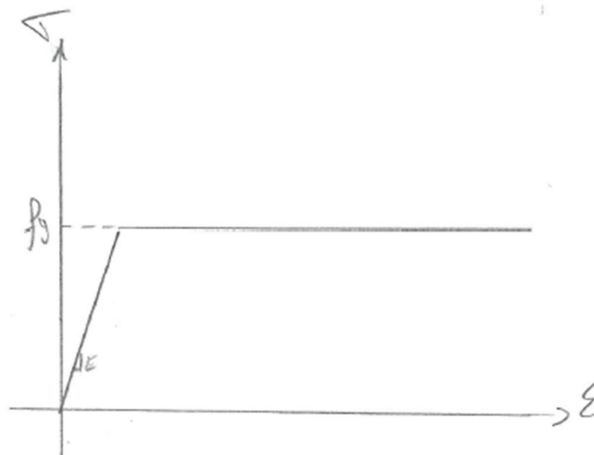


Figure 42 : Loi élastique parfaitement plastique

Il est important de signaler que les essais numériques utilisant le programme FineLg ne considèrent pas l'interaction M-N-V. Il considère uniquement l'interaction M-N.

6.3. Maillages

On vient de décrire les différentes hypothèses de calcul pour pouvoir utiliser le programme, il faut diviser le portique en un certain nombre d'éléments. C'est ce qu'on appelle le maillage de la structure.

Dans les différents portiques, on ne va pas mailler précisément toute la structure car la partie la plus intéressante à analyser se situe au niveau de la poutre membranaire. C'est bien l'étude de cette partie qui donne la courbe effort-déplacement que l'on cherche à obtenir et à comparer avec les résultats des simulations analytiques. Et cela permettra également de valider ou non les modèles obtenus.

On va donc diviser cette poutre d'une longueur de 3m en une cinquantaine d'éléments. Cette étape de division en éléments s'effectue avec le logiciel Ossa2D. Ceci pour permettre d'obtenir les coordonnées des différents nœuds et par la suite les transférer dans le programme FineLg pour débiter l'analyse.

On peut constater sur les deux schémas suivants, les deux portiques et leur maillage correspondant :



Figure 43 : Maillage portique 1⁵³

⁵³ Figure obtenue à l'aide du programme FineLg.



Figure 44 : Maillage portique 2⁵⁴

Les ressorts ainsi que les appuis ne sont pas représentés sur les schémas précédents mais ceux-ci sont bien repris dans l'encodage numérique.

Une fois les différents maillages définis pour les essais numériques, on passe aux résultats obtenus avec le logiciel FineLg.

6.4. Résultats

Le logiciel FineLg permet de tracer la courbe charge verticale-déplacement d'un nœud choisi. Il est assez évident que dans ces essais, le nœud le plus pertinent est le nœud où s'applique la charge du vérin vertical et qui simule la perte de la colonne. Pour ce faire, dans l'encodage du code numérique, on va définir une charge initiale arbitraire qui dans ce cas-ci est de 100 kN. Cette charge étant dirigée vers le haut.

Ensuite, on vient appliquer un multiplicateur de charge à cet effort. Ce multiplicateur permet d'augmenter progressivement la charge et ainsi définir la courbe charge verticale-déplacement. Une fois les résultats obtenus, le programme Excel est utilisé pour les retranscrire et ainsi tracer les différentes courbes intéressantes.

On va présenter par la suite les résultats obtenus pour les deux portiques. Les résultats tiennent compte de la sur-résistance possible des poutres membranaire en étudiant chaque fois les portiques avec une limite d'élasticité de 355 MPa et 460 MPa.

⁵⁴ Figure obtenue à l'aide du programme FineLg.

6.4.1. Portique - restrainte latérale de 25000 kN/m

Comme décrit ci-dessus, on commence par appliquer une charge et on augmente celle-ci via un multiplicateur de charge. Dans le cas du portique simple à la fin de la simulation numérique, on constate que la poutre membranaire est plastifiée et qu'on a atteint un mécanisme plastique. Ceci peut se voir via le schéma suivant avec en rouge la partie plastifiée :

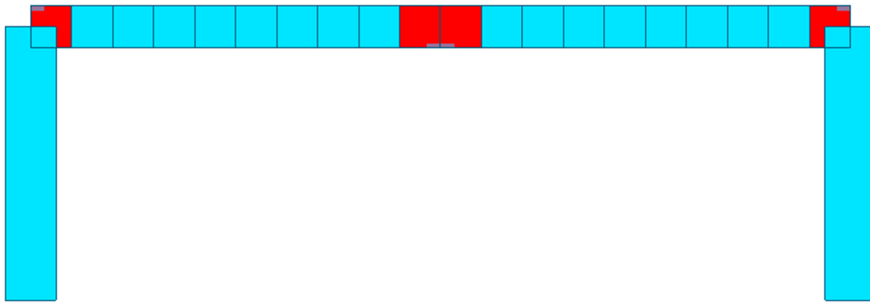


Figure 45 : Plastification de la poutre membranaire⁵⁵

On remarque également que les colonnes n'ont pas plastifié, c'est important de le souligner de fait, la partie indirectement affectée doit rester élastique tout au long de l'essai pour permettre de réutiliser les éléments par la suite.

Pour ce portique, on obtient les courbes charge-déplacement suivantes pour l'IPE 160 et l'IPE 100 respectivement.

⁵⁵ Figure obtenue à l'aide du programme FineLg.

6.4.1.1. Courbes de comportement

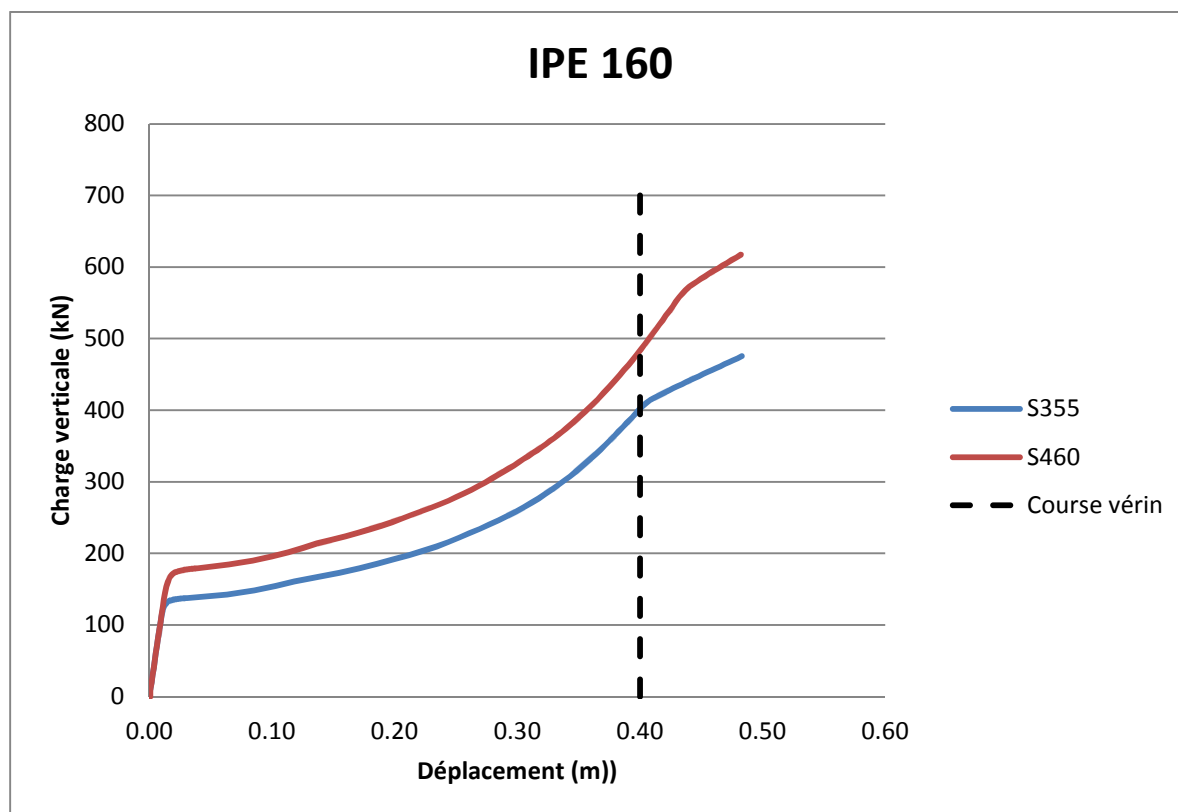


Figure 46 : Courbes de comportement IPE 160

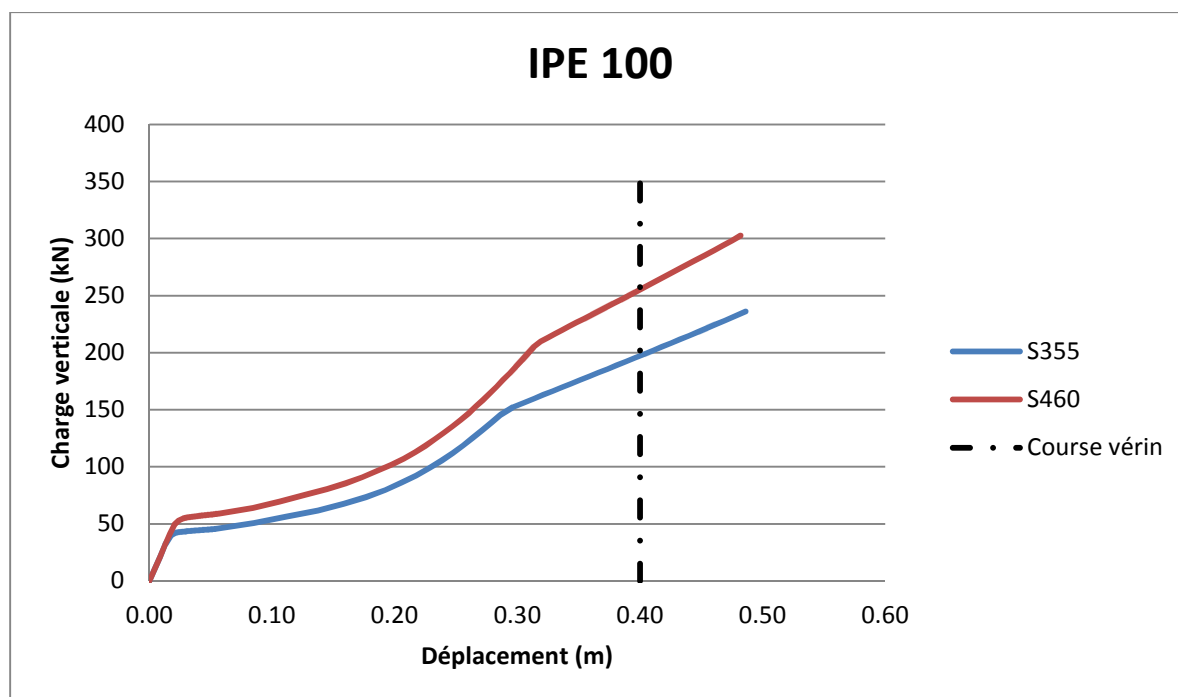


Figure 47 : Courbes de comportement IPE 100

6.4.1.2. Analyse des courbes

On vient de tracer à chaque fois deux courbes pour les deux profilés, pour chaque fois analyser l'influence de la limite d'élasticité choisie. Lors des essais en laboratoire, suivant la qualité des éléments commandés, le comportement de la poutre doit normalement se situer dans la plage délimitée par ces deux limites.

Tout d'abord, on a une partie élastique. Cette partie élastique se termine lorsque, pour chaque profilé, on a atteint la charge plastique. À ce moment-là, on obtient un plateau dans les différentes courbes qui montrent que l'on entre en plasticité et donc une diminution de la rigidité de l'élément qui est directement représentée par la pente de la courbe. Une fois le mécanisme plastique atteint, donc après l'apparition de 4 rotules plastiques au sein de la poutre, on entre dans la phase d'apparition des efforts membranaires. Donc une augmentation de la raideur de la poutre qui autorise une augmentation de la charge. Pour au final atteindre l'effort plastique de la section des différentes poutres.

On remarque que, comme précisé précédemment, la course du vérin est de maximum 400 mm représentée en noir sur les graphiques. On constate donc que pour IPE 160, on n'atteint pas l'effort plastique de la section et que donc l'essai sera arrêté alors que les efforts membranaires sont toujours en développement.

6.4.1.3. Déformée

Voici la déformée que l'on devrait obtenir à la fin de l'essai en considérant l'IPE100 en S460 c'est-à-dire lorsque le déplacement vertical sera de 40 cm.

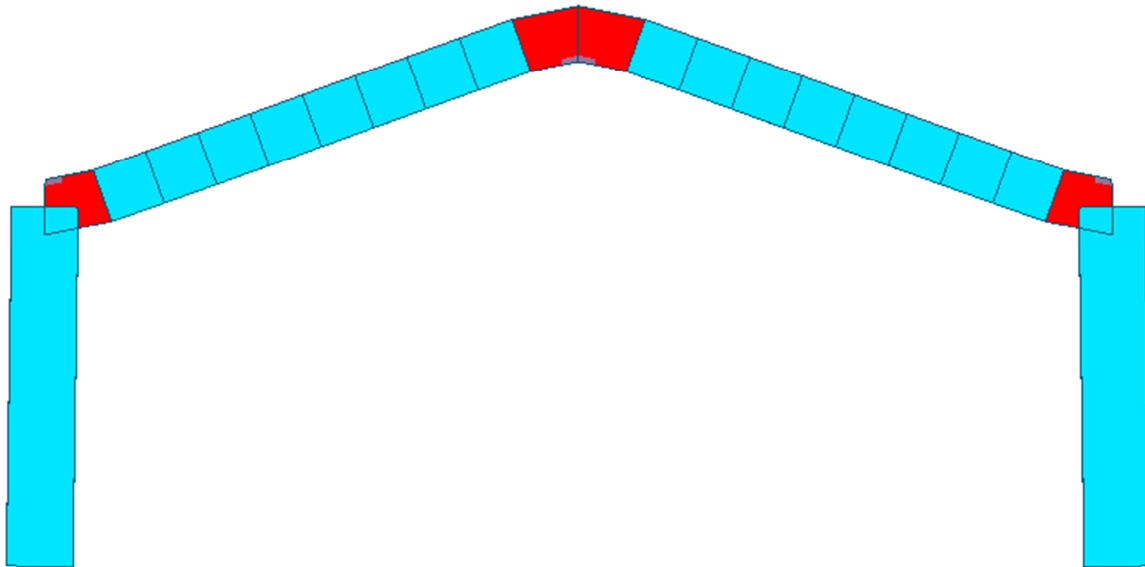


Figure 48 : Déformée poutre membranaire

Dans ce cas-ci, on atteint la fin de la phase 3, on est arrivé à la résistance plastique de la section, c'est-à-dire qu'on a atteint l'effort plastique de section.

6.4.1.4. Courbes charge vertical – charge horizontale

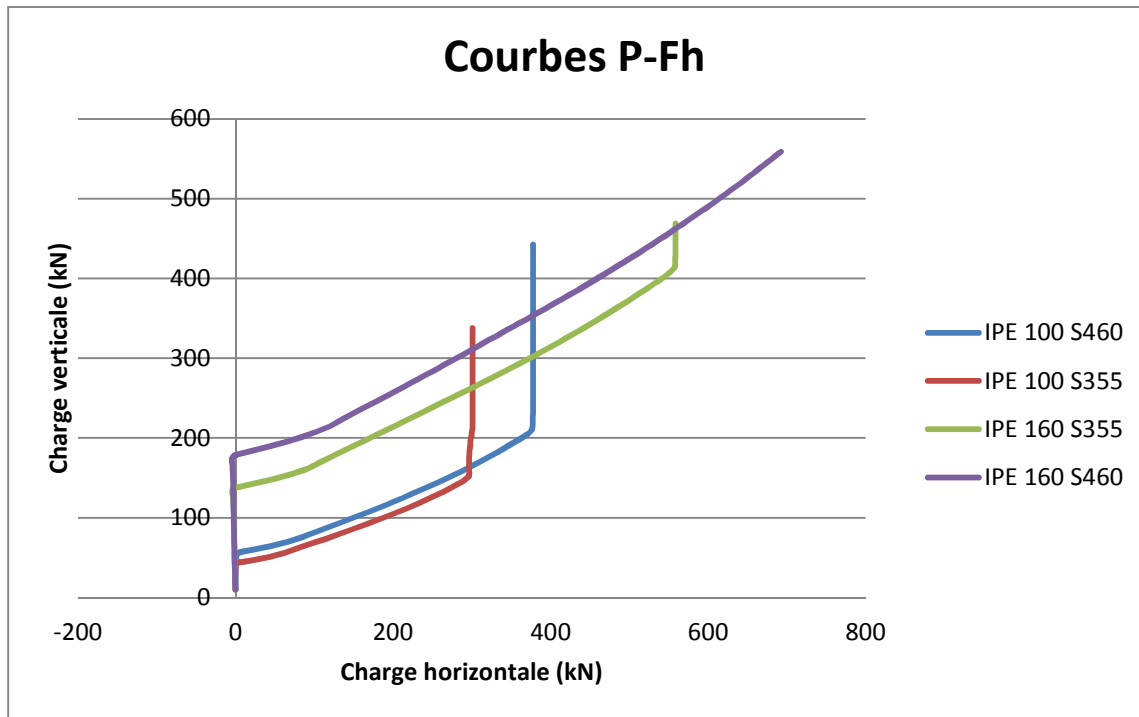


Figure 49 : Charges au niveau des vérins

Au vu de ce graphique, on peut remarquer à quel instant la partie indirectement affectée va jouer un rôle sur le comportement de la structure. Ce moment est marqué par l'activation des vérins horizontaux. Une fois la plastification de la section atteinte, c'est-à-dire N_{pl} de la section, la charge devient constante et ce pour tous les cas sauf l'IPE 160 en S460. On remarque également que l'on est loin des capacités maximales des différents vérins utilisés : respectivement de 1000 kN pour les vérins latéraux et de 2000 kN pour le vérin vertical.

6.4.1.5. Courbes d'interaction M-N

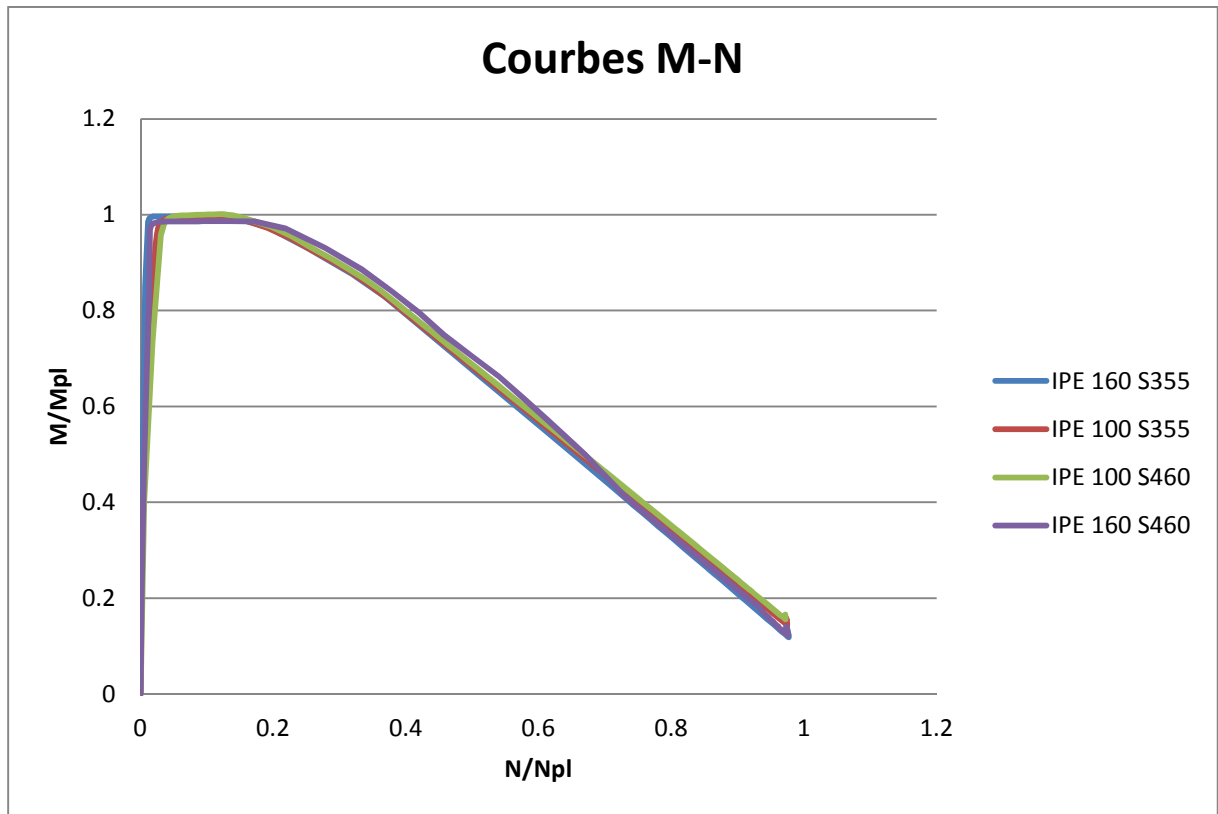


Figure 50 : Courbes d'interaction M-N

On représente les différentes courbes d'interaction M-N pour les différents cas. Premier constat, les courbes sont indépendantes du profilé que l'on étudie, elles se superposent.

Par contre, on remarque une incohérence sur le graphique concernant la fin des courbes. Normalement lors de l'atteinte de l'effort plastique dans la section, il ne devrait plus y avoir de moment de flexion. Or, ce n'est pas le cas. Ceci peut s'expliquer par une discrétisation insuffisante dans le programme FineLg car celui-ci considère les points d'intégration entre deux nœuds et les extrapole. Cependant en terme de moment de flexion, on ne dépasse pas le moment plastique.

6.4.2. Portique - restreinte latérale 300000 kN/m

Il faut procéder maintenant de la même manière pour le second portique. On applique donc une charge verticale que l'on va augmenter progressivement au niveau de la poutre centrale. Au bout de l'essai numérique, voici ce que FineLg donne comme résultats en terme de plasticité.

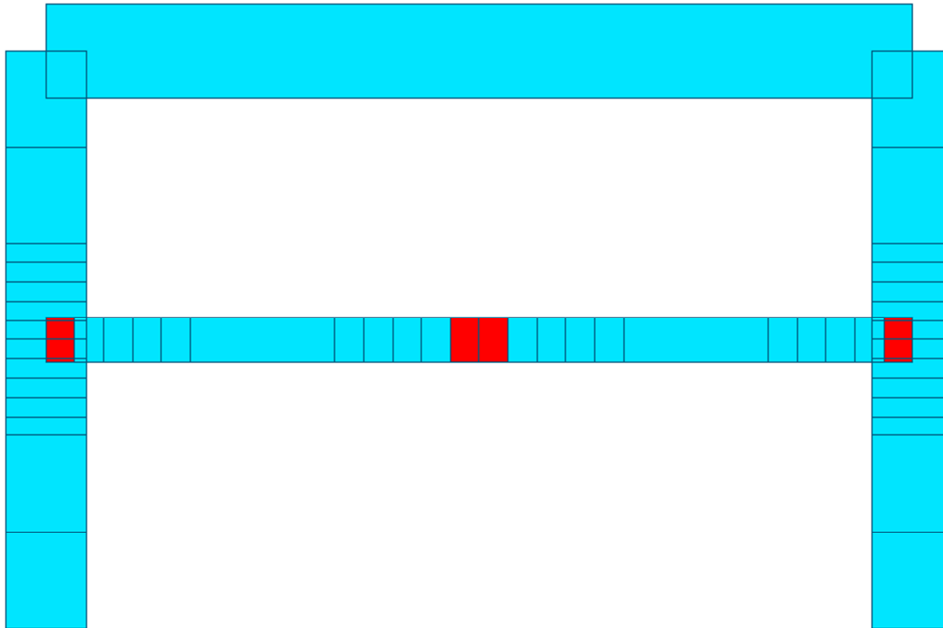


Figure 51 : Plasticité - second portique

On remarque que l'on a bien atteint un mécanisme plastique, on identifie bien la formation des 4 rotules plastiques représentées en rouge sur le schéma précédent.

Maintenant, on va étudier pour les différents cas, la courbe effort vertical-déplacement au droit du vérin.

6.4.2.1. Courbes de comportement

On obtient les graphiques suivants :

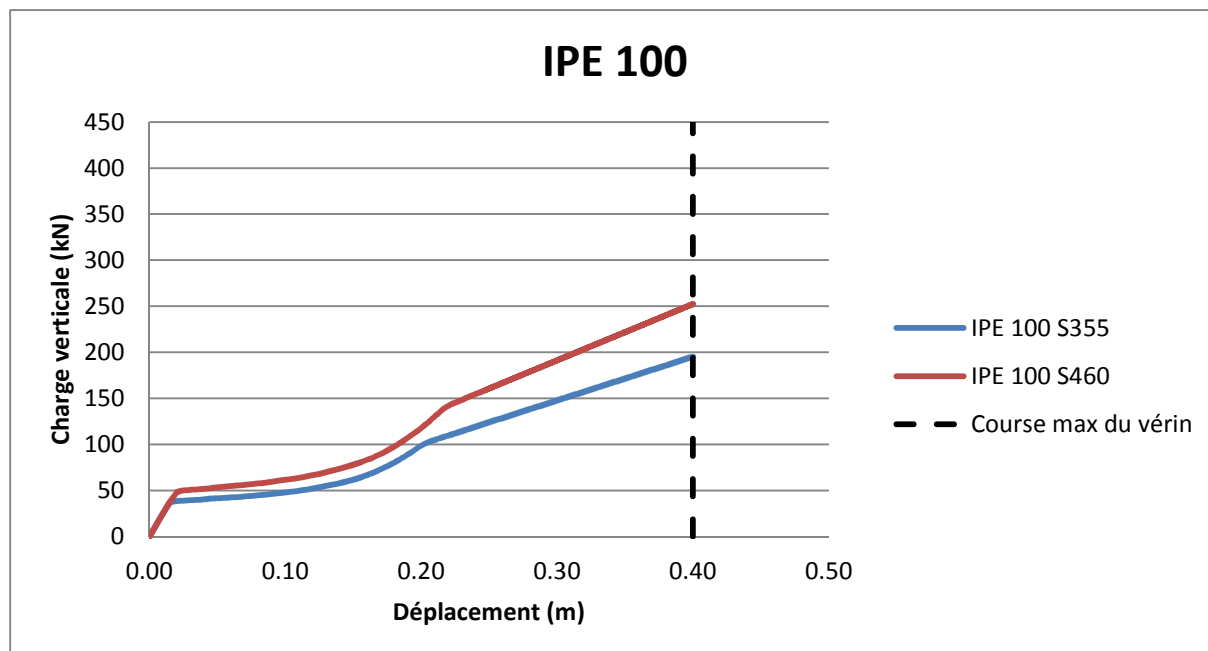


Figure 52 : Courbes de comportement IPE 100

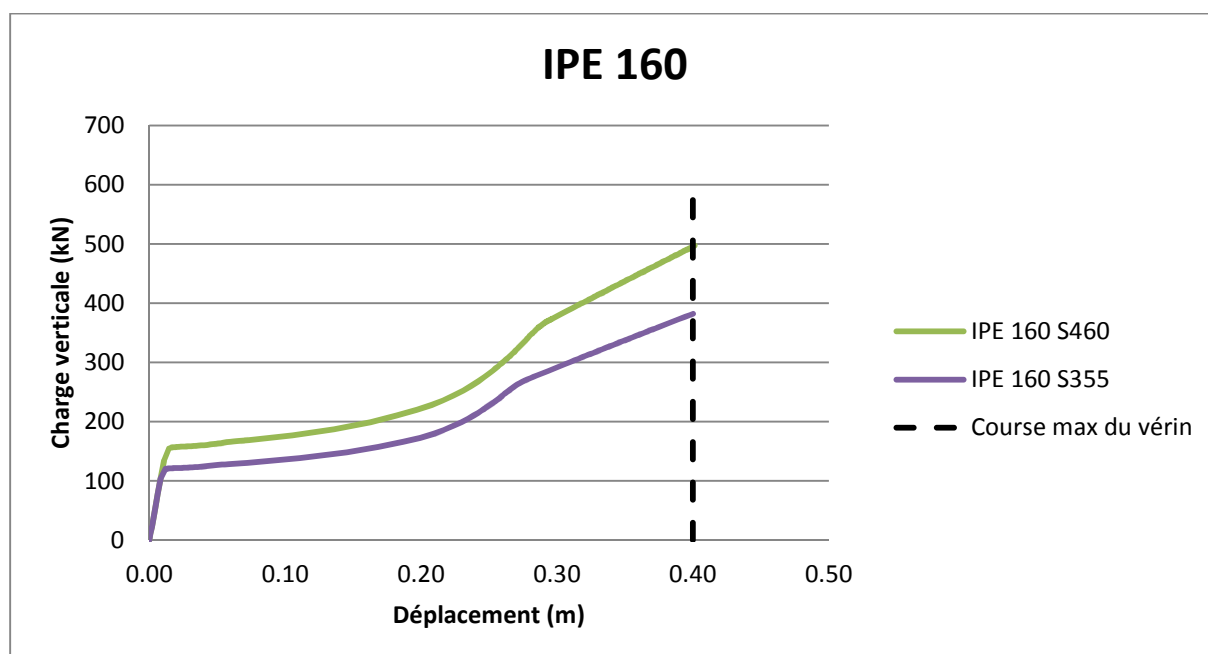


Figure 53 : Courbes de comportement IPE 160

6.4.2.2. Analyse des courbes

On a également présenté les deux courbes limites caractérisées par une limite d'élasticité de 355 MPa et 460 MPa.

On observe les mêmes étapes que pour le premier portique, on représente également la course maximale du vérin vertical, celui-ci étant un des critères d'arrêt de la simulation. On remarque que dans ce cas-ci, on atteint pour tous les profilés l'effort normal plastique de la section. Ceci va permettre d'analyser la phase 3 au complet.

6.4.2.3. Courbes charge verticale – charge horizontale

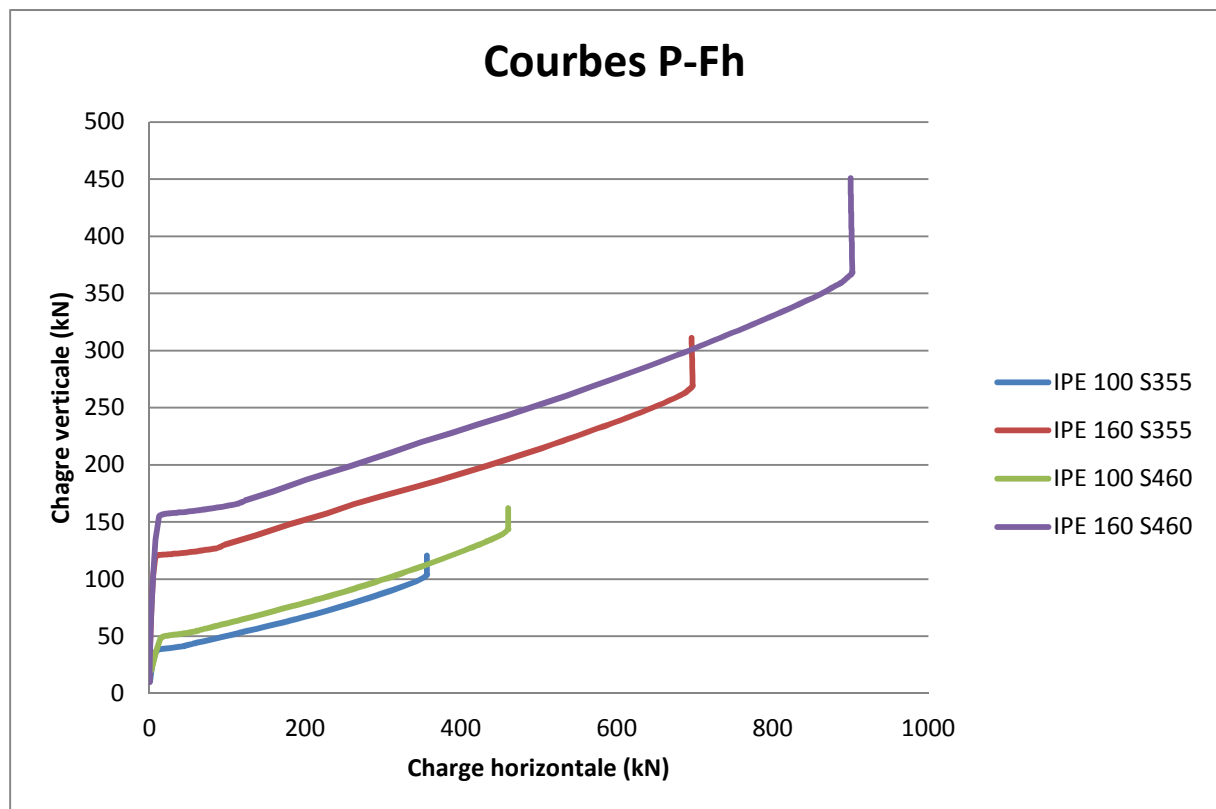


Figure 54 : Courbes charge verticale – charge horizontale

Comme pour le portique avec une restrainte latérale de 25000 kN/m, on obtient des courbes similaires. Avec une première partie élastique où seul le vérin vertical est chargé, on entre ensuite en plasticité. À ce moment, les vérins verticaux s'activent et jouent le rôle de la partie indirectement affectée.

6.4.2.4. Courbes d'interaction M-N

On peut également tracer la courbe d'interaction M-N de la section :

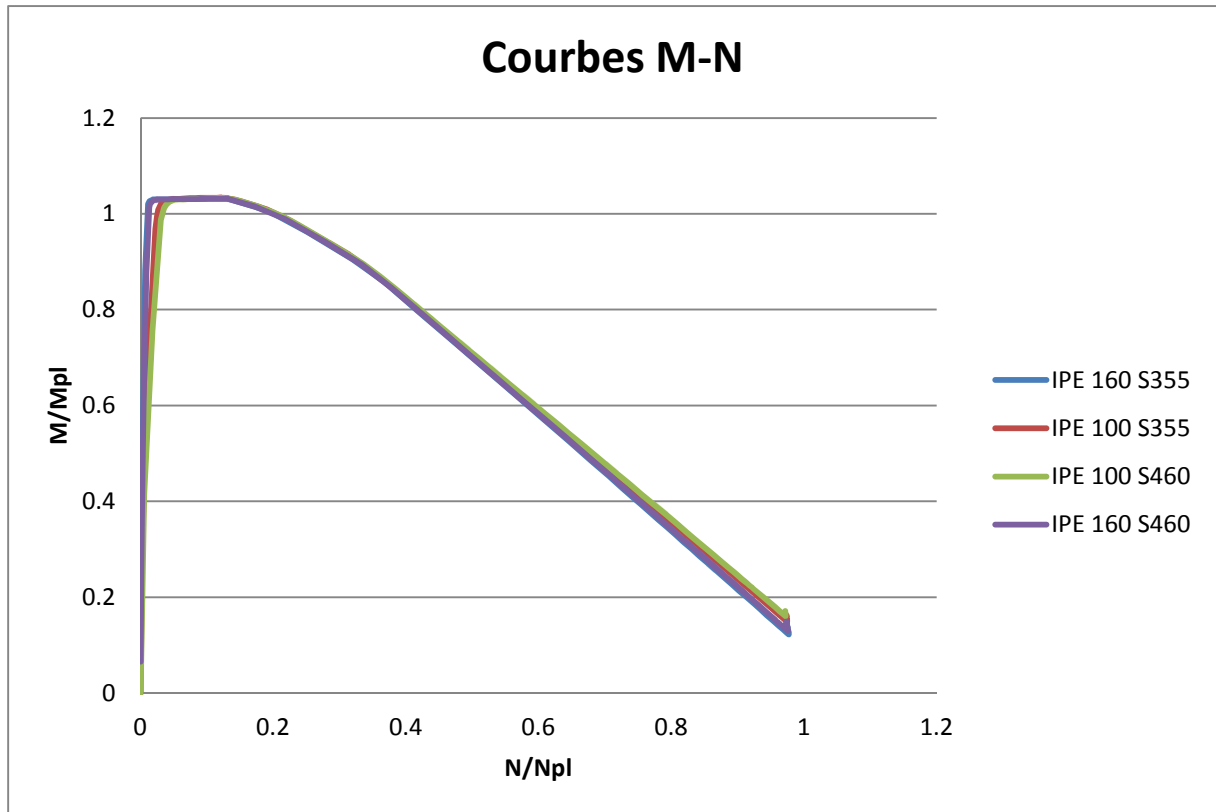


Figure 55 : Courbes d'interaction M-N

On remarque quelques erreurs au niveau des différentes courbes, ceci est dû à une discrétisation insuffisante puisque le programme FineLG considère que les points d'intégration se font entre deux nœuds et sont ensuite extrapolés. Normalement les courbes ne doivent pas être supérieures à 1 en terme de moment de flexion et doivent retomber à 1 en terme d'effort normal.

6.4.2.5. Déformée

On représente également la déformée que l'on devrait obtenir à la fin de l'essai, c'est-à-dire au moment où le vérin a atteint sa course maximale.

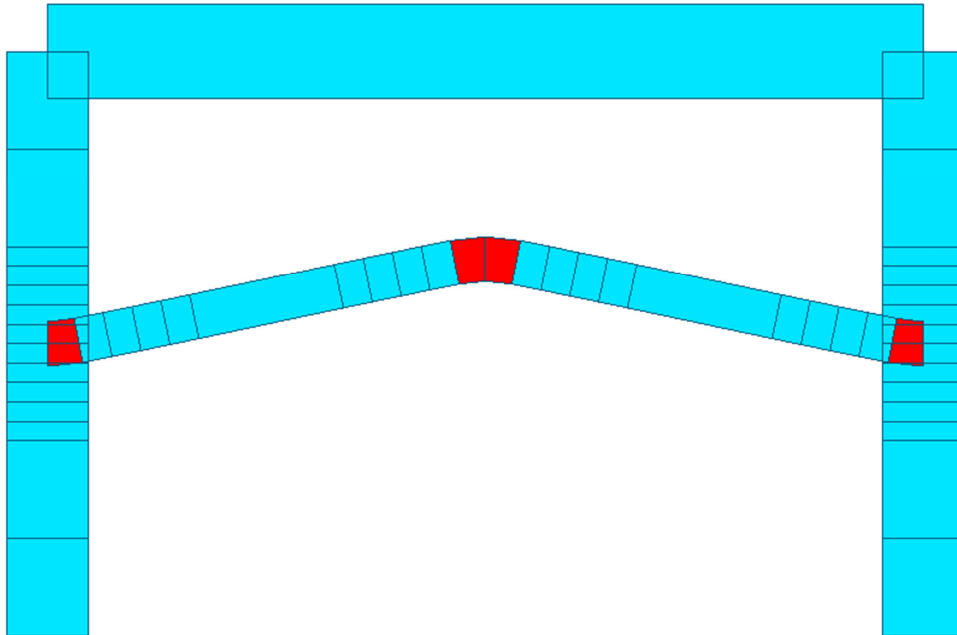


Figure 56 : Déformé à la fin de l'essai

Il est important de rappeler que lors des différents essais, l'influence de l'effort tranchant a été négligée sachant que FineLg ne considère pas l'interaction M-N-V. L'allure des différentes courbes risque donc d'être différente si on prend en compte l'effort tranchant.

6.5. Comparaison des résultats analytiques et numériques.

Dans les résultats analytiques, pour prendre en compte la possible sur-résistance des éléments, la valeur de l'effort plastique a été multipliée par un facteur 2. Ce qui implique que toutes les courbes ne seront pas comparées mais uniquement les courbes avec une limite d'élasticité de 355 MPa. Comme c'est le cas dans les résultats analytiques.

6.5.1. Courbes de comportement

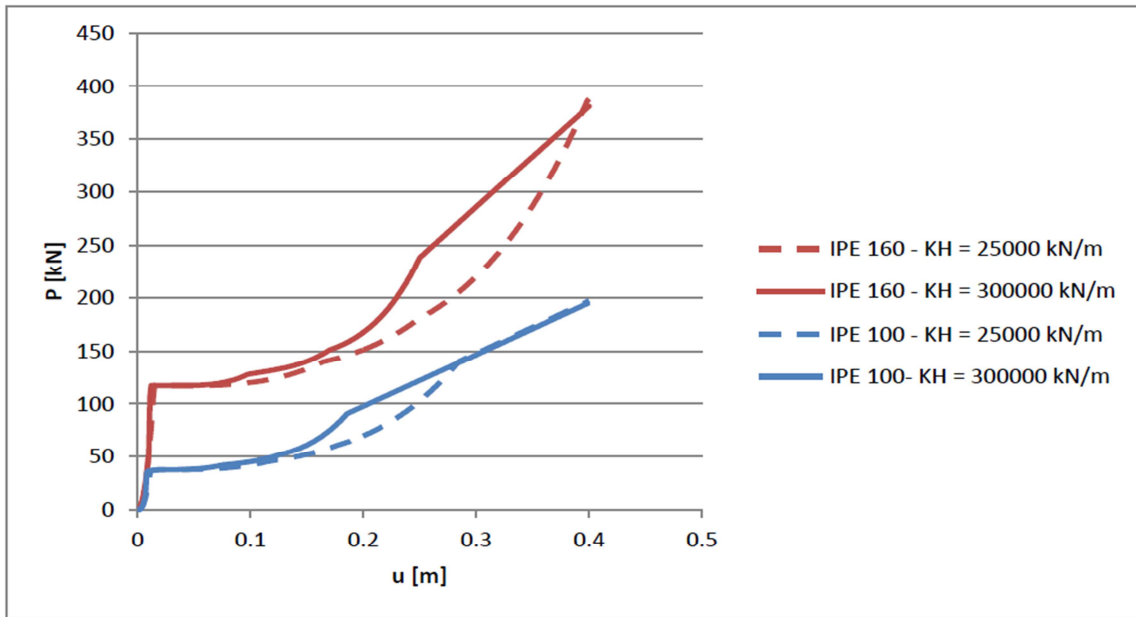


Figure 57 : Résultats analytiques : courbes charge verticale - déplacements⁵⁶

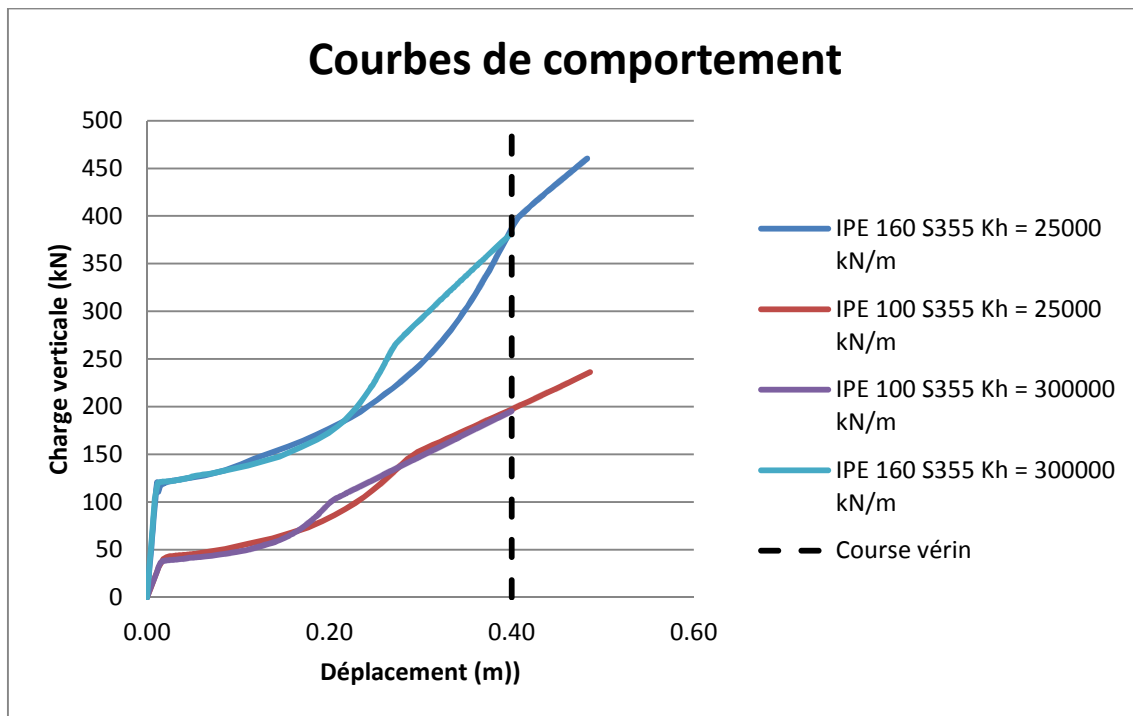


Figure 58: Courbes de comportement – comparaison

⁵⁶ IEVEN Liesbeth, « Robustness of building structures : Experimental study and contribution to the development of analytical solutions ». Liège 2013-2014.

Voici les résultats obtenus pour une nuance d'acier S355 pour les différents cas. Au vu des graphiques obtenus via les modèles analytiques, on remarque que les courbes de comportement sont assez similaires. Ce qui confirme que les modèles analytiques développés sont cohérents. Cependant, il reste à prendre en compte l'interaction M-N-V, qui n'a pas été considérée dans les modèles analytiques et numériques.

6.5.2. Courbes charge verticale – charge horizontale

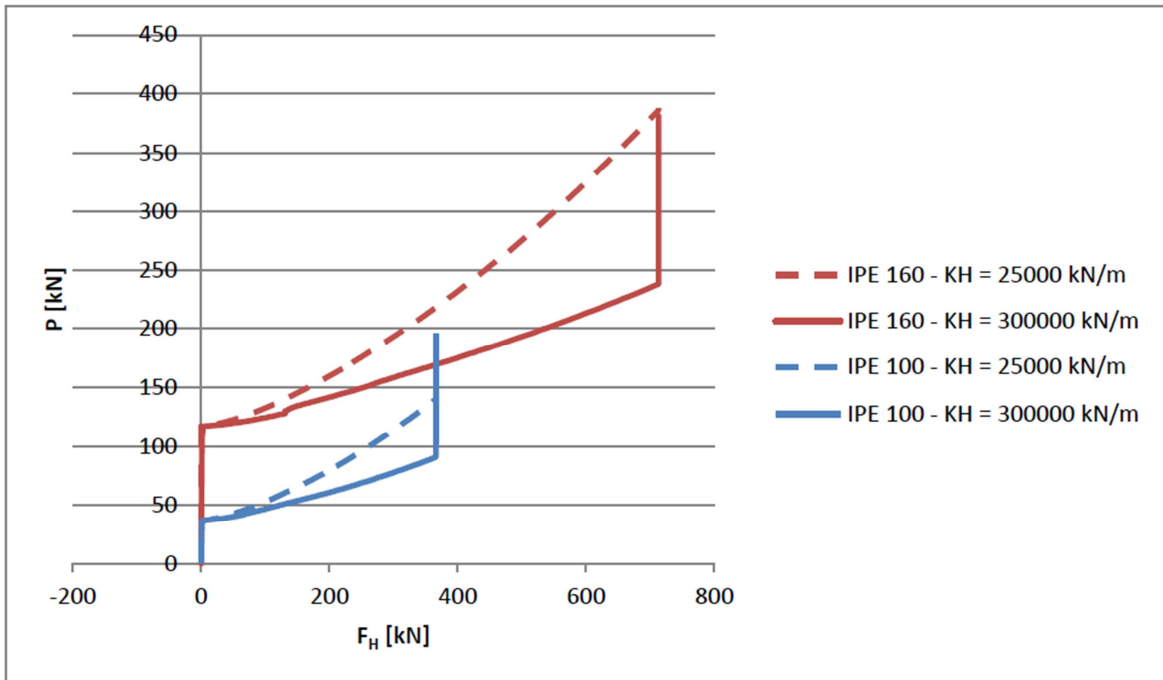


Figure 59 : Résultats analytiques : courbes charge verticale – charge horizontale⁵⁷

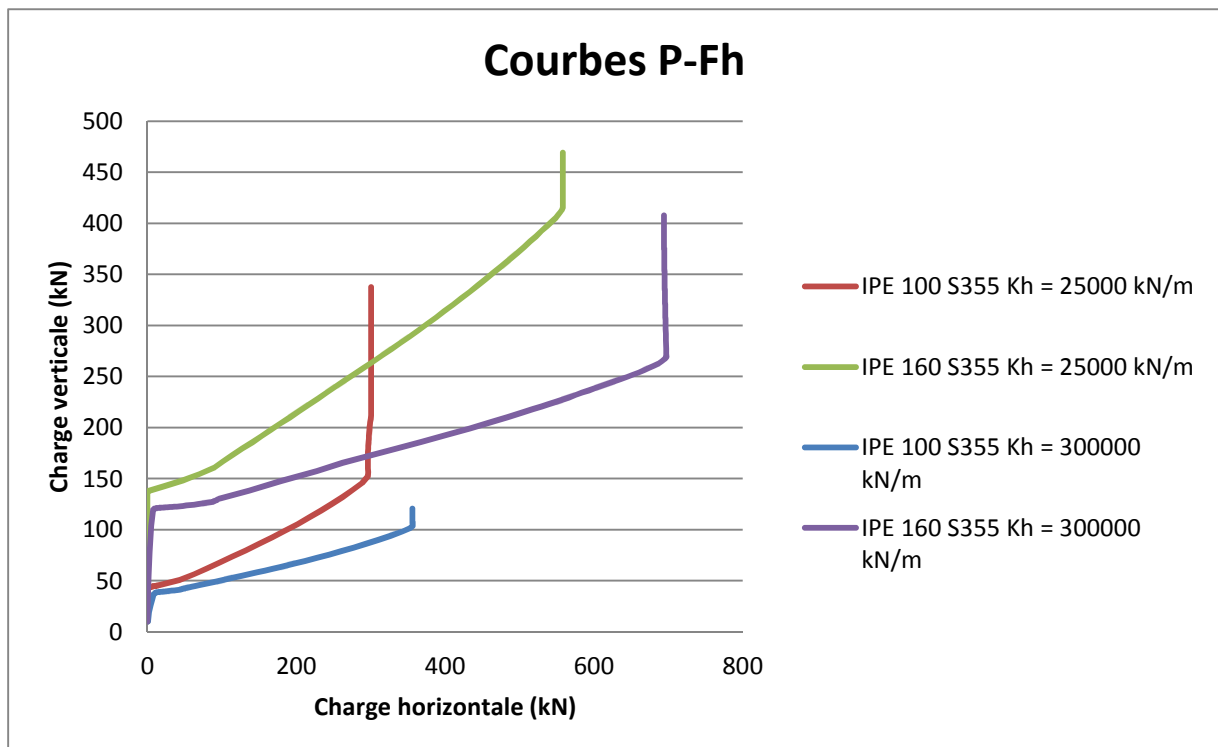


Figure 60 : courbes charge vertical - charge horizontale - comparaison

⁵⁷ IEVEN Liesbeth, « Robustness of building structures : Experimental study and contribution to the development of analytical solutions ». Liège 2013-2014.

En ce qui concerne les courbes qui représentent la charge appliquée au niveau du vérin vertical en fonction de la charge reprise par les vérins verticaux, on n'obtient pas exactement les mêmes résultats que le modèle analytique. Ceci est certainement dû au fait que dans le modèle analytique pour tenir compte de la sur-résistance, on multiplie l'effort plastique des différents profilés et donc on atteint plus tard ces différents efforts plastiques. Il faudra alors une charge plus importante pour atteindre ce niveau. C'est pourquoi dans les résultats numériques, on atteint plus rapidement une charge constante au niveau des vérins horizontaux.

6.6. Assemblages

On va aborder rapidement le cas des assemblages, il n'est pas question ici de dimensionner les différents assemblages mais plutôt de déterminer les caractéristiques que devront avoir ceux-ci.

Un assemblage est caractérisé par une rigidité qui varie entre 0 et l'infini. En sachant que 0 représente un assemblage articulé et l'infini représente un assemblage rigide. Ce sont les deux idéalizations extrêmes. C'est une rigidité que l'on appelle :

$$S_{j,ini}$$

En réalité, on n'atteint jamais ces deux extrêmes de fait, faire un assemblage de plus en plus rigide est une opération très coûteuse et de même si l'on souhaite un assemblage parfaitement articulé, ceci est pratiquement impossible. C'est pourquoi le graphique suivant montre le vrai comportement d'un assemblage caractérisé de semi-rigide. Il faut noter que c'est un problème relatif à leur déformation, tout ceci se passe en régime élastique.

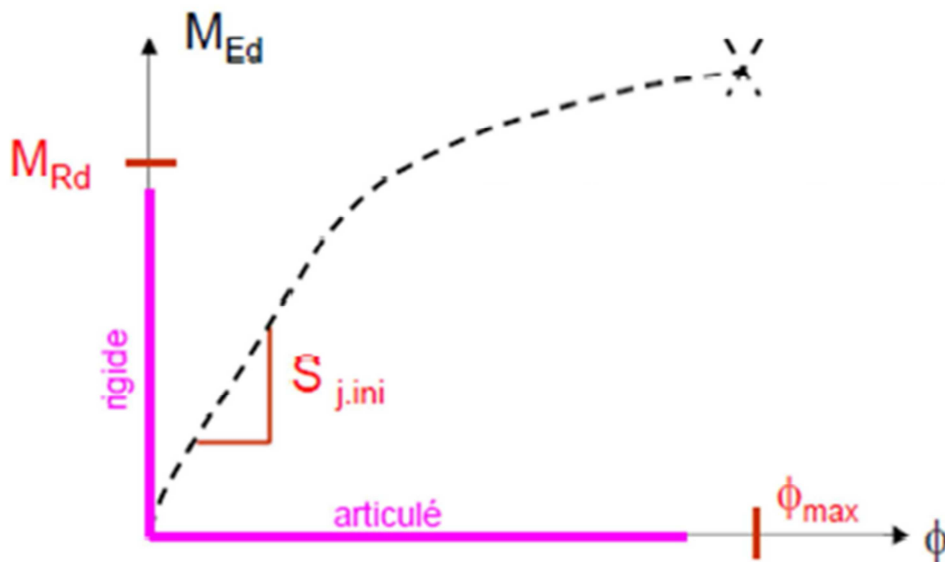


Figure 61 : Comportement assemblage⁵⁸

⁵⁸ Image prise du cours de construction métallique - partie assemblage réalisé par Monsieur JASPART, professeur à l'Université de Liège.

L'idéal dans cette étude est d'avoir au niveau de l'assemblage poutre-colonne un assemblage pleinement résistant. Cela signifie que l'assemblage à une résistance supérieure au moment plastique de la poutre ou de la colonne. Ce qui est très difficile à faire car en général, les assemblages sont à résistance partielle.

Donc quand on fait une analyse plastique comme c'est le cas ici, on devra regarder le moment plastique de la poutre et de l'assemblage. Si c'est l'assemblage qui a le moment plastique le moins résistant, la rotule se formera dans l'assemblage. Et de fait, on pourra faire une analyse plastique si, et seulement si, on a dans l'assemblage de la capacité de rotation suffisante donc des assemblages de classe 1. Dans ce cas-ci, on veut voir apparaître les rotules plastiques dans la poutre.

Donc un assemblage peut être rigide, semi-rigide ou articulé, c'est un problème de déformation. Mais il peut être également à résistance complète ou partielle, c'est un problème de résistance.

Donc un assemblage est caractérisé par 3 propriétés principales :

- rigidité-déformation ;
- moment plastique-résistance ;
- capacité de rotation-ductilité.

Pour dimensionner les assemblages, il faudra utiliser la méthode des composantes. Cette méthode permet de déterminer la rigidité de chaque composante appartenant à l'assemblage.

CONCLUSION

Dans ce travail de fin d'études où nous avons abordé la problématique de la perte d'un poteau au sein de différents portiques suite à un événement exceptionnel non précisé, nous avons d'abord établis le set-up pour l'étude expérimentale pour poursuivre avec une étude numérique ayant pour but de valider ou non les modèles analytiques développés.

En ce qui concerne la partie expérimentale, le but était de concevoir les différentes expériences en dimensionnant deux configurations de portique différentes: une première configuration avec un seul étage et une restrainte latérale de 25000 kN/m et une seconde avec deux étages ainsi qu'une restrainte latérale de 300000 kN/m.

Ces restraints imposées jouent le rôle de la partie indirectement affectée lors de la perte d'une colonne dans un portique. Elles sont soit représentées par des vérins latéraux dans le cas de la première configuration ou simplement par les colonnes dans le cas de la seconde.

Pour la préparation de ces essais, les caractéristiques suivantes ont été vérifiées :

- la capacité des vérins était suffisante ;
- la partie indirectement affectée reste bien dans le domaine élastique durant les essais ;
- les instabilités n'apparaissent pas.

Au final, les éléments décrits pour les modèles analytiques seront utilisés en ce qui concerne la campagne d'essais qui sera réalisée ultérieurement. Cependant, il faudra maintenir la poutre latéralement afin que le phénomène d'instabilité de déversement ne se produise avant l'apparition du moment plastique.

Pour la partie numérique, l'objectif était de développer des codes numériques permettant de valider les modèles analytiques développés dans le cadre du travail de fin d'études de HUVELLE Clara. Pour ce faire, le logiciel FineLg a été utilisé.

Dans le cas de ces analyses, on a tenu compte de la sur-résistance des éléments en acier en considérant à la fois une limite d'élasticité de 355 MPa et une limite d'élasticité de 460 MPa. Cette prise en compte de la sur-résistance avait été retenue lors des modèles analytiques mais en affectant un coefficient de 2 à la valeur de l'effort plastique de la section. Ces deux bornes

limites ont été choisies afin de couvrir tous les comportements possibles lors des essais expérimentaux qui dépendent de la qualité des matériaux utilisés.

On a donc étudié les différents portiques en émettant plusieurs hypothèses :

- l'étude est réalisée en 2D ;
- l'étude d'un cas statique ;
- la partie indirectement affectée reste dans le domaine élastique.

Avec ces résultats, différents graphiques ont été représentés permettant de retranscrire le comportement des portiques suite à la perte d'une de leurs colonnes. On a étudié pour les différents cas:

- la courbe effort-déplacement au droit de la perte progressive de la colonne ;
- la courbe de chargement vertical en fonction de l'activation des vérins latéraux;
- la courbe d'interaction M-N.

Ce qui nous a permis de conclure que les courbes obtenues, lors de l'étude numérique et des modèles analytiques, sont assez similaires. Il reste néanmoins des imprécisions car l'influence de l'effort tranchant n'a pas été considéré aussi bien dans les modèles numériques que les modèles analytiques.

Les courbes obtenues diffèrent des courbes analytiques en ce qui concerne l'activation des ressorts latéraux. De fait, la sur-résistance des éléments a été prise de façon trop importante dans le cas des modèles analytiques.

Comme première approche, les résultats sont donc satisfaisants, mais il reste des éléments à prendre en compte pour obtenir le comportement réel que devrait avoir les différentes structures.

PERSPECTIVES

De manière générale, la robustesse est un sujet qui peut encore être approfondi et notamment dans le cadre de ce mémoire et dans l'amélioration des modèles analytiques. Différentes perspectives peuvent encore s'offrir dans le cadre de l'étude de la perte d'un poteau au sein de divers portiques suite à un événement exceptionnel non précisé, à savoir :

- la prise en compte de l'interaction M-N-V ;
- le dimensionnement des assemblages sous événements exceptionnels ;
- le fait que la partie indirectement affectée puisse plastifier ;
- la comparaison avec d'autres programmes numériques ;
- l'influence de divers paramètres comme la loi du matériau ;
- la considération des effets dynamiques ;
- ...

Pour ma part, suite aux hypothèses mises en application dans le développement des modèles analytiques, le prolongement de ce travail de fin d'études devrait essentiellement porter sur la prise en compte de l'influence de l'effort tranchant dans les différents modèles ainsi que le dimensionnement des assemblages dans le cas d'un portique perdant l'une de ces colonnes.

ANNEXES

Annexe 1 : Caractéristiques des éléments

Profilé	A [mm ²]	h [mm]	I _y [mm ⁴]	W _{el,y} [mm ³]	W _{pl,y} [mm ³]	I _z [mm ⁴]	It [mm ⁴]	I _w [mm ⁶]	Classe
IPE 100	1030	100	1710000	34200	39400	159000	12000	350000000	1
IPE 160	2010	160	8690000	109000	124000	683000	36000	3960000000	1
IPE 360	7270	360	162700000	904000	1019000	10430000	373000	3.14E+11	1
HEB 200	7810	200	56960000	569600	642500	20030000	592800	1.711E+11	1
HEB 300	14910	300	251700000	1678000	1869000	85630000	1850000	1.688E+12	1

Annexe 2 : Table des valeurs de C_1 et C_2







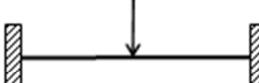

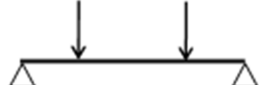

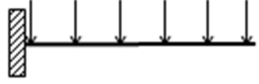

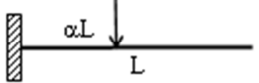

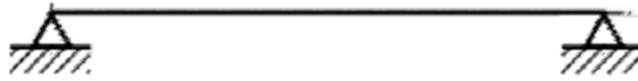
Tableau des valeurs de C_1 et C_2				
Chargement et conditions d'appui dans le plan principal de flexion	Diagramme des moments de flexion	Valeur de k_z	Coefficient C_1	Coefficient C_2
		1,0 0,5	1,13 0,97	0,46 0,30
		1,0 0,5	1,28 0,71	1,56 0,65
		1,0 0,5	1,36 1,07	0,55 0,43
		1,0 0,5	1,56 0,94	1,27 0,71
		1,0 0,5	1,05 1,01	0,43 0,41
		2,0	2,05	0,83
		2,0	$1,28/\alpha$	0,43

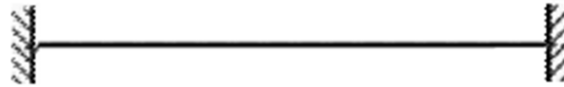
Tableau 9 : Valeurs C_1 et C_2

Annexe 3 : Valeurs de k_z

- Pour des appuis bi-rotulé ou des appuis à fourche : $k_z = 1$



- Pour des appuis bi-encasté : $k_z = 0.5$



- Pour des appuis rotulé-encasté : $k_z = 0.7$



Annexe 4 : Courbes de déversement

Type de section	Limites*	Courbe de déversement
Sections laminées I ou H	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sections soudées I ou H	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Autres sections	-	d

Tableau 10 : Courbes de déversement

Courbe	a	b	c	d
α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,71

Tableau 11 : Valeurs courbes

Annexe 5 : Diagramme des moments de flexion et efforts normaux

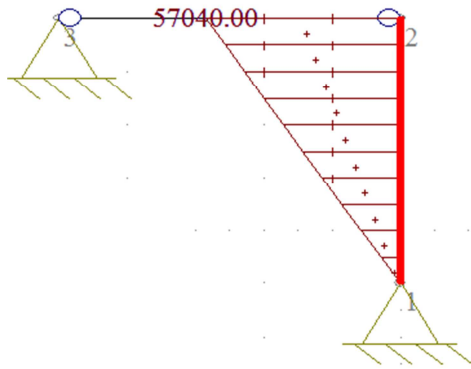


Figure 62 : Moment de flexion cas 1

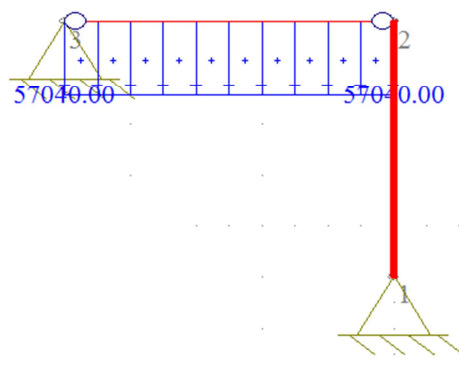


Figure 63 : Effort normal cas 1

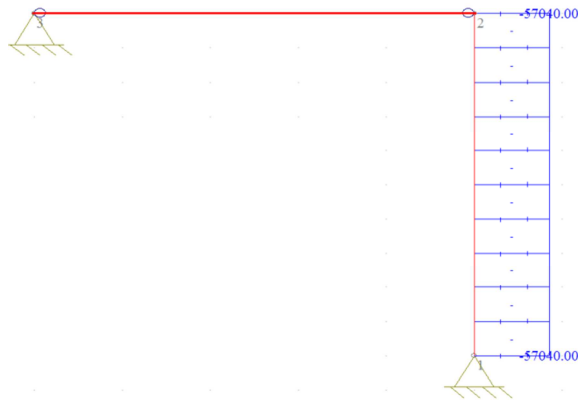


Figure 64 : Effort tranchant cas 1

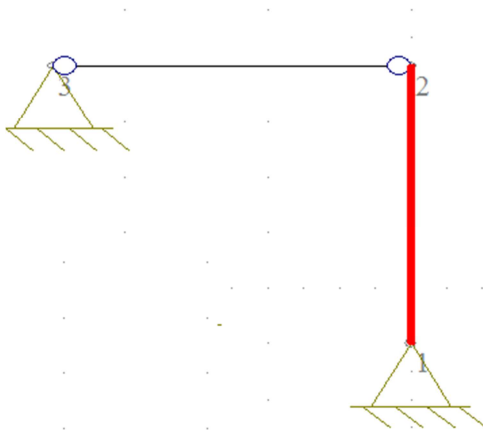


Figure 65 : Moment de flexion cas 2

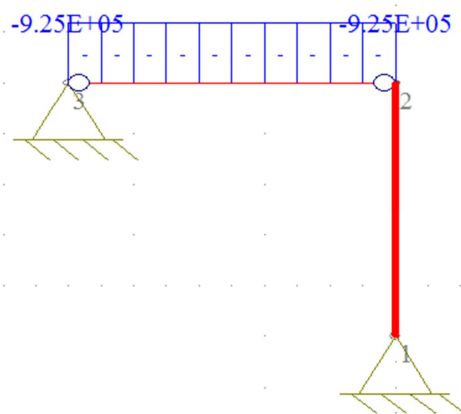


Figure 66 : Effort normal cas 2

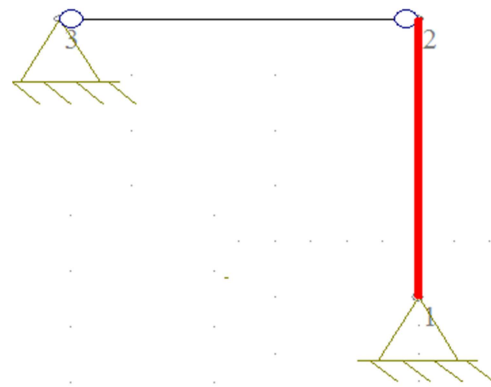


Figure 67 : Effort tranchant cas2

Annexe 6 : Résultat déversement poutre HEB200

<u>Paramètres</u>	<u>Valeurs</u>	<u>Unités</u>
C_1	1.86	-
C_2	0.48	-
E	210000	N/mm^2
G	80770	N/mm^2
I_z	20030000	mm^4
L	1000	mm
I_w	171100000000	mm^6
I_t	592800	mm^4
z_g	0	mm
M_{cr}	32595.757	kNm
λ_{LT}	0.084	-
ϕ_{LT}	0.491	-
χ_{LT}	1	-
$M_{b,Rd}$	228.088	kNm

Tableau 12 : Résultats déversement HEB200

Annexe 7 : Diagrammes des moments de flexion et efforts normaux



Figure 68 : Moment de flexion cas 1



Figure 69 : Moment de flexion cas 2

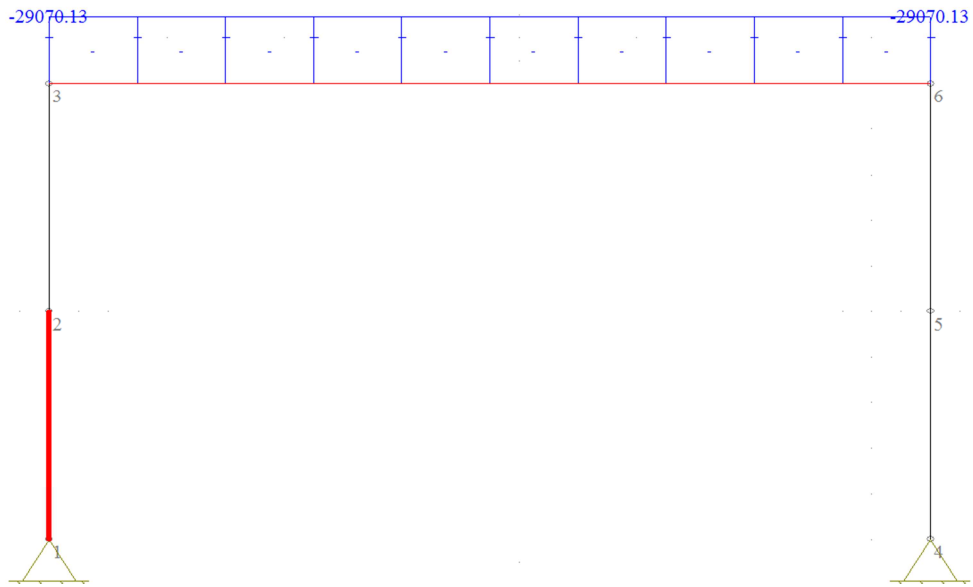


Figure 70 : Effort normal cas 1

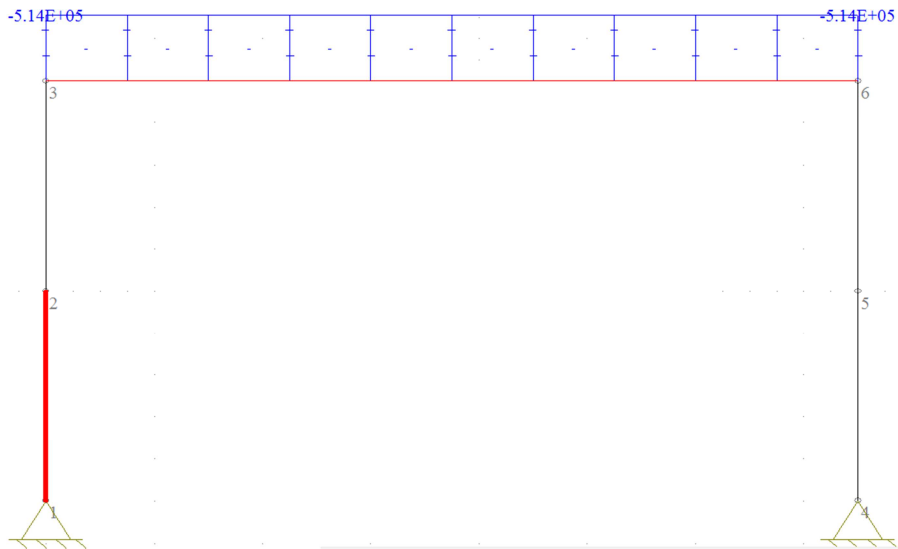


Figure 71 : Effort normal cas 2

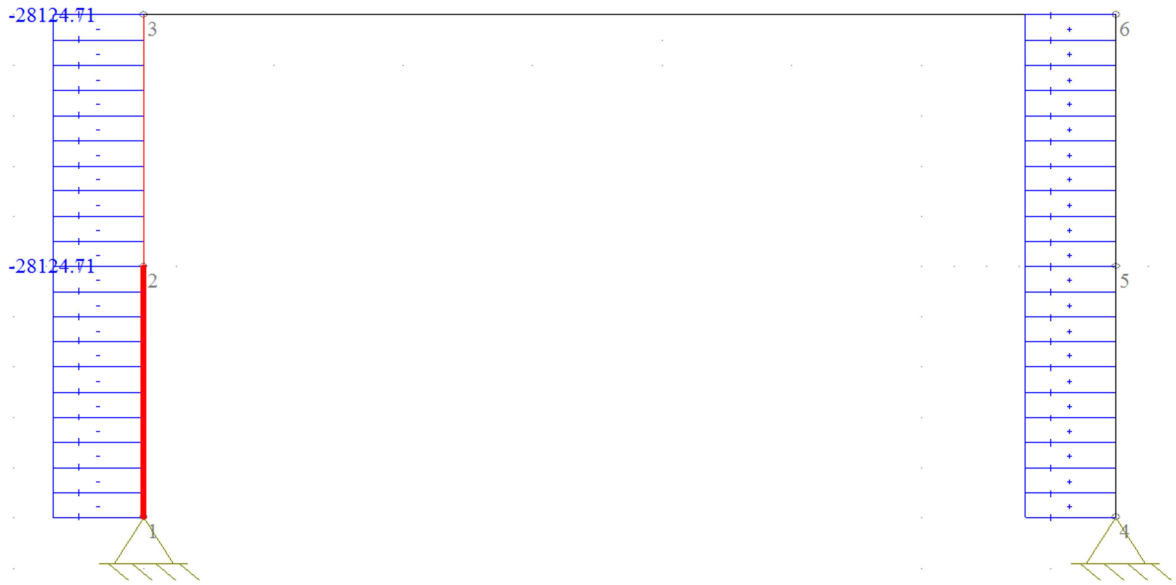


Figure 72 : Effort tranchant cas 1



Figure 73 : Effort tranchant cas 2

Annexe 8 : Résultats déversement HEB 300

<u>Paramètres</u>	<u>Valeurs</u>	<u>Unités</u>
C_1	1.05	-
C_2	0.48	-
E	210000	N/mm^2
G	80770	N/mm^2
I_z	85630000	mm^4
L	2000	mm
I_w	1688000000000	mm^6
I_t	1850000	mm^4
z_g	0	mm
M_{cr}	27392.531	kNm
λ_{LT}	0.040	-
ϕ_{LT}	0.484	-
χ_{LT}	1	-
$M_{b,Rd}$	859.740	kNm

Tableau 13 : Résultats déversement HEB 300

Annexe 9 : Résultats instabilités IPE 360 par Clara HUVELLE

BIBLIOGRAPHIE

TEXTES REGLEMENTAIRES

- Eurocodes : Bases de calcul des structures, Institut belge de normalisation, CEN, Bruxelles, 1990.
- UK Codes of Practice : Actions accidentelles.
- Eurocodes 1 : Actions on structures Part 1-7 : General Actions-Accidental actions, Institut belge de normalisation, CEN, Bruxelles, 2004.

COURS

- DEMONCEAU J.F. et JASPARTS J. P. : *Formation à la robustesse des structures : généralités*, ULg, 2013, 47 slides.
- DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. : *Formation à la robustesse des structures : Méthode des chemins alternatifs d'efforts*, ULg, 2013, 32 slides.
- DEMONCEAU J.F. et JASPART J.P. : *Formation à la robustesse des structures : normes et recommandations de dimensionnement*, ULg, 2013, 48 slides.

PUBLICATIONS - ARTICLES - ETUDES

- WORDPRESS : Ronan Point, juin 2006, photo en ligne, disponible sur <https://blackcablondon.files.wordpress.com/2012/06/ronan-point1.jpg> (consulté le 01/07/2015).
- FAILEDARCHITECTURE : Ronan Point, avril 2011, photo en ligne, disponible sur <http://www.failedarchitecture.com/wp-content/uploads/2011/04/original-830x1137.jpg> (consulté le 01/07/2015).
- TRBIMG : World Trade Center, 9 novembre 2001, photo en ligne, disponible sur le site <http://www.trbimg.com/img-541131d7/turbine/la-na-wtc-9112001> (consulté le 01/07/2015).
- ARCELORMITTAL : *Profilés et Aciers Marchands/Programme de vente*, 2008-1, 233 p.
- CENTRE INFORMATION ACIER : *Eurocode 3 EN 1993 : Exemples d'application au calcul des structures en acier*, 2007, 97p.

MEMOIRES ET PROJETS

- LUU Nguyen Nam Hai: *Structural response of steel and composite building frames to an impact leading to the loss of a column*, Mémoire, ULg, 2008, nombre de pages
- HUVELLE Clara, HOANG Van-Long, JASPART Jean-Pierre, DEMONCEAU Jean-François : *Complete analytical procedure to assess the response of a frame submitted to a column loss*, ULg, 2014, 25 pages.
- IEVEN Liesbeth: *Robustness of building structures : Experimental study and contribution to the development of analytical solutions*, ULg, 2013-2014.

SITE INTERNET

- TALON A., BREYSSE D., NIANDOU H., PEYRAS L. et HAROUIMI R.: UNIT: Base de données des défaillances, mars 2009, disponible sur http://www.unit.eu/cours/cyberisques/base_de_donnees/co/Module_Base_de_donnees_defaillance_22.html (consulté le 01/07/2015).