

Université
de Liège



Faculté des Sciences Appliquées

Etude du comportement 3D de structures en acier ou mixtes lors de la perte d'une colonne

Membres du Jury :

J-P. JASPART (Promoteur)

J-F. DEMONCEAU (Co-Promoteur)

A. PLUMIER

V. DENOEL

L-G. CAJOT

Mémoire de fin d'études réalisé
en vue de l'obtention du grade
d'Ingénieur Civil des Constructions
par **Florence LEMAIRE**

Je tiens à remercier Messieurs Jean-Pierre Jaspard et Jean-François Demonceau pour les nombreuses discussions pleines de bon sens et leurs conseils avisés. Ils furent d'un soutien important pendant toute la durée de ce travail. Ensuite, j'exprime toute ma gratitude à l'ensemble du personnel auquel j'ai pu m'adresser régulièrement afin de m'aiguiller intelligemment dans mes recherches. J'entends par là remercier particulièrement Hervé Degée, Ludivine Comelieu, Thomas Gernay et Christophe Peigneux qui m'ont toujours accueillie chaleureusement dans leur bureau. Enfin, je remercie également mes proches qui m'ont soutenue régulièrement et qui m'ont épaulée dans la fastidieuse relecture de ce travail.

Florence Lemaire

ENONCE

Titre du travail : Etude du comportement 3D de structures en acier ou mixte lors de la perte d'une colonne.

Dans la nouvelle version des Eurocodes (EN), la notion de robustesse est intégrée. Celle-ci vise à concevoir l'ensemble des éléments structuraux d'un bâtiment de telle façon à ce que la ruine locale liée à un évènement exceptionnel n'induisse pas l'effondrement total du bâtiment ou d'une grande partie de celui-ci. Cependant, aucune procédure concrète n'est décrite afin de parvenir à cet objectif.

Dans ce but, de nombreuses recherches sont menées actuellement dans ce domaine afin de définir des règles de conception simples permettant de conférer à la structure la robustesse voulue. A l'Université de Liège, des études ont été récemment réalisées sur des portiques plans à plusieurs travées et à plusieurs niveaux dont la capacité portante d'une colonne est supposée disparaître suite à un évènement accidentel.

Lorsque ce phénomène se produit, des modes de fonctionnement alternatifs se développent conduisant à une redistribution des efforts au sein de la structure. Si un état stable peut être atteint après cette redistribution d'efforts, la structure est alors considérée comme suffisamment robuste.

Les études menées jusqu'à présent sous les hypothèses d'un comportement statique et 2D ont permis d'établir des méthodes analytiques de prévision des phénomènes de redistribution des efforts internes. Le présent travail vise à approfondir la connaissance de la redistribution des efforts internes en tenant compte du comportement 3D de la structure négligé jusqu'à présent. Dans ce but, le scénario de ruine envisagée est la perte d'une colonne, non pas dans un portique plan comme précédemment mais dans une structure 3D.

Dans un premier temps, des études numériques seront réalisées sur une ossature métallique 3D composée de poutres et de colonnes ainsi que sur une sous-structure élémentaire. Celle-ci sera utilisée afin d'observer les phénomènes locaux qui se développent dans les poutres directement concernées par la perte de la colonne. Ensuite, les méthodes analytiques existantes seront adaptées afin de prendre en compte le comportement 3D. Leur application sera validée à l'aide des résultats numériques obtenus précédemment. Finalement, l'effet dalle sur la réponse structurale sera étudié, cette dalle pouvant être liée aux poutres via des connecteurs.

Membres du Jury :

J-P. JASPART (Promoteur) J-F. DEMONCEAU (Co-Promoteur) A. PLUMIER

V. DENOEL

L-G. CAJOT

RESUME : Etude du comportement 3D de structures en acier ou mixtes lors de la perte d'une colonne

Florence Lemaire
Ingénieur civil des Constructions
Année Académique 2009 - 2010

De nombreuses études sont menées actuellement dans le domaine de la robustesse. Toutes ont un point commun : elles visent à concevoir une structure de telle façon à ce qu'un dommage local ne puisse provoquer l'effondrement total du bâtiment.

Dans ce travail, le scénario de ruine envisagé est la perte d'une colonne dans une structure 3D. Les études réalisées visent à approfondir la connaissance de la redistribution des efforts internes en tenant compte du comportement 3D de la structure, aspect qui n'a pas été considéré jusqu'à présent dans les développements récents réalisés à l'Université de Liège.

Les structures étudiées sont uniquement composées, dans un premier temps, de poutres et de colonnes en acier. Deux variantes sont envisagées pour les poutres secondaires : soit elles sont articulées à leurs extrémités soit elles sont considérées comme continues. Pour chaque cas, un modèle simplifié est extrait de la structure complète afin de voir si celui-ci est capable de représenter précisément le comportement réel de la structure. Il sera notamment démontré que ce n'est pas toujours le cas, contrairement à ce qui avait été observé en 2D. Cependant, le modèle analytique initialement développé pour les structures 2D est tout de même adapté au cas des structures 3D. Ce modèle permettra d'appréhender correctement le comportement du modèle simplifié.

Enfin, le comportement d'une dalle isolée soumise à une charge concentrée en son centre est étudié pour des conditions d'appui variables. Le but de cette étude est de caractériser le comportement de la dalle lors de la perte d'une colonne et de mettre en évidence l'effet des conditions d'appui sur la réponse de la dalle, l'objectif final étant de donner des pistes pour le développement d'une future méthode analytique capable de reproduire le comportement réel de la dalle étudiée.

SUMMARY : Study of the behaviour of 3D steel and composite structures further to the loss of a column

Florence Lemaire
Civil Engineer in Construction
Academic year 2009 - 2010

A lot of researches have been recently performed in the domain of robustness. All of them has a common point : their goal is to ensure the structural integrity, i.e. the global structure should remain globally stable even if one part is destroyed by an exceptional event.

In this work, the considered scenario is the loss of a column in a 3D structure. The investigations aim at improving the knowledge about the redistributions of forces into the structure and the development of alternative load paths taking into account the 3D effects which could influence the structural response. This aspect hasn't been considered within the developments performed at the University of Liège yet.

First, the investigated structures are only made up of steel beams and columns. Two situations are investigated : (i) the secondary beams 's extremities are fully pinned or (ii) these extremities are fully rigid. For each situation, a simplified substructure is extracted from the full 3D structure in the purpose of checking if it's able to simulate with a sufficient accuracy the behaviour of the real structure. It will be demonstrated that it's not always the case contrary to what it was observed in 2D. However, the analytical method initially developed for 2D structures is even so adjusted for the 3D structures, this approach will permit to predict the behaviour of the simplified substructure.

Finally, the behaviour of a isolated slab submitted to a concentrated load in its center is investigated for variables conditions of supports. This study's purpose is to characterize the behaviour of the slab further to the loss of a column and to highlight the influence of support's conditions on the response of the slab. The final objective is to propose ways for the development of an analytical method able to predict the actual behaviour of a building slab during a column loss.

Table des matières

Introduction générale	10
Contexte général	10
Organisation du travail	13
I État de l'art	15
1 Introduction	16
2 Dimensionnement et robustesse	17
2.1 Généralités	17
2.2 Techniques de dimensionnement	18
2.2.1 Méthodes indirectes	18
2.2.2 Méthodes directes	19
2.2.2.1 Cheminement alternatif des efforts	19
2.2.2.2 Résistance locale spécifique	19
2.3 Codes pratiques	19
2.3.1 British standards [1], [2], [3], [4]	20
2.3.2 Eurocodes [5], [4]	21
2.3.3 United State General Service Administration guidelines [4], [7]	22
2.3.4 United Facilities Criteria (UFC) of the United State Departement of Defence [9], [4]	23
2.3.5 Canadian Codes (NBCC) [4]	24
3 Structure soumise à la perte d'une colonne portante en 2D	25
3.1 Introduction	25
3.2 Description du phénomène observé	25
3.2.1 Phénomènes observés dans la poutre directement supérieure à la colonne en- dommée	27
3.2.2 Phénomènes observés dans le reste de la structure	27
3.3 Procédure adoptée à l'Université de Liège	28
3.4 Etude de la phase trois	30

3.4.1	Définition de la sous-structure élémentaire	30
3.4.2	Méthode analytique	31
4	Structure soumise à la perte d'une colonne portante en 3D	34
4.1	Introduction	34
4.2	Aperçu général de la thèse d'Anastasios Vlassis [11]	34
4.3	Apport	36
5	Comportement des dalles	38
5.1	Introduction	38
5.2	Calcul des plaques en béton armé par la méthode de Johansen [12]	38
5.3	Description du comportement membranaire [14]	40
6	Conclusions de la Partie I	42
II	Etude du comportement d'une structure acier en trois dimensions suite à la perte d'une colonne	44
1	Introduction	45
2	Description générale	46
2.1	Définition de la structure de référence	46
2.2	Simulation de la perte de la colonne	48
2.3	Présentation des hypothèses de travail	50
2.4	Présentation du logiciel Finelg	50
2.4.1	Type d'éléments utilisés	50
2.4.2	Loi de matériau	51
2.4.3	Assemblages des poutres secondaires	51
3	Poutres secondaires articulées	53
3.1	Introduction	53
3.2	Simulation de la structure complète 3D	53
3.2.1	Validité de la structure	53
3.2.2	Palier plastique	56
3.2.3	Analyse de la structure suite à la perte de la colonne	58
3.2.3.1	Courbe Q - Δ_B	58
3.2.3.2	Mécanisme de ruine	59
3.2.3.3	Evolution des efforts internes	60
3.2.4	Changement d'hypothèses	62
3.3	Simulations numériques de la sous-structure 3D	64
3.3.1	Introduction	64
3.3.2	Forces membranaires dans la partie directement affectée	64
3.3.3	Description de la sous-structure élémentaire 3D	65
3.3.4	Résultats	68

3.4	Comparaison des résultats de la structure complète 3D et de la sous-structure 3D . .	69
3.4.1	Introduction	69
3.4.2	Résultats	70
3.5	Modèle analytique	70
3.5.1	Introduction	70
3.5.2	Démarche	70
3.5.2.1	Etape 1	71
3.5.2.2	Etape 2	73
3.5.2.3	Détermination de la raideur extensionnelle K_N	74
3.5.3	Résultats	75
3.6	Conclusions	77
4	Poutres secondaires continues	79
4.1	Introduction	79
4.2	Simulation de la structure complète 3D	79
4.2.1	Validité de la structure	79
4.2.2	Palier plastique	82
4.2.3	Analyse de la structure suite à la perte de la colonne	82
4.2.3.1	Courbe Q - Δ_B	82
4.2.3.2	Mécanisme de ruine	83
4.2.3.3	Evolution des efforts internes	84
4.3	Comparaison des résultats de la structure complète 3D et de la sous-structure 3D . .	86
4.3.1	Introduction	86
4.3.2	Modélisation de la sous-structure et résultats	86
4.4	Explication du phénomène observé	88
4.4.1	Cause	88
4.4.2	Origine	91
4.5	Modèle analytique	95
4.5.1	Introduction	95
4.5.2	Résultats	96
4.6	Conclusions	96
5	Conclusions de la Partie II	98
III	Etude de l'effet plaque	100
1	Introduction	101
2	Description générale du système	103
2.1	Description de la dalle	103
2.2	Conditions d'appui	104
2.3	Chargement	105
2.4	Outil numérique	105

3	Comportement de la dalle - Analyse numérique	108
3.1	Introduction	108
3.2	Analyse du comportement membranaire	108
3.2.1	Cas 1 : Dalle non restreinte et rotulée	109
3.2.2	Cas 2 : Dalle restreinte et rotulée	110
3.2.3	Cas 3 : Dalle restreinte et encastrée	112
3.2.4	Cas 4 : Dalle non restreinte et encastrée	114
3.3	Courbe de comportement $Q - \Delta_B$	116
3.3.1	Résultats	116
3.3.2	Influence des conditions d'appui	117
3.4	Conclusions	120
4	Application de la théorie de Johansen	121
4.1	Introduction	121
4.2	Bords encastrés	122
4.3	Bords simplement appuyés	123
4.4	Conclusions	124
5	Pistes pour l'élaboration d'une méthode analytique	125
5.1	Introduction	125
5.2	Comparaison	125
5.3	Calcul plastique au second ordre	127
5.4	Conclusions	131
6	Conclusions de la Partie III	133
IV	Conclusions et Perspectives	135
	Bibliographie	139
	Table des figures	141

Introduction générale

Contexte général

Des bâtiments soumis à évènement exceptionnel tel qu'une explosion, un incendie ou autres devraient rester stables, même dans une configuration déformée, le but final étant de permettre aux personnes présentes d'évacuer la structure endommagée. Cependant, un certain nombre de catastrophes du siècle passé ont démontré l'incapacité d'un bon nombre de bâtiments à résister lors de situations imprévues et prouve le peu de robustesse de ces structures. La robustesse d'une structure est sa capacité à conserver son intégrité structurelle globale par suite d'évènements exceptionnels, c'est-à-dire non pris en compte en travers d'un dimensionnement classique.



FIGURE 1 – Effondrement de Ronan Point - Zoom (marcus4torbay.org)



FIGURE 2 – Effondrement de Ronan Point - Vue d'ensemble (forums.france3.fr)

L'accident de Ronan Point en 1968 présenté aux figures 1 et 2 est un bel exemple de ruine disproportionnée vis-à-vis de l'élément déclencheur, une explosion de gaz localisée au 17^{ième} étage qui a conduit à l'effondrement sur toute sa hauteur d'un coin du bâtiment. Suite à cette explosion, les pressions exercées sur les murs poussèrent ceux-ci vers l'extérieur et la dalle de plancher ainsi que les murs des étages supérieurs ne furent plus supportés. Puisqu'aucun chemin alternatif n'était possible pour transmettre les efforts gravitaires vers d'autres éléments porteurs, l'effondrement progressif de tout le bâtiment eut lieu.

Après cet accident et afin d'éviter la ruine en cascade d'une structure suite à un impact local telle

qu'observée lors de cette catastrophe, certains pays de l'Europe de l'Ouest et d'Amérique du Nord ont rédigé des prescriptions en matière de dimensionnement robuste.

En 2001, l'attentat du 11 septembre contre le World Trade Center (fig. 3 et 4) ravive l'intérêt pour ce domaine d'étude. Les codes existants sont alors améliorés mais restent cependant incomplets. Dans la nouvelle version des Eurocodes, la notion de robustesse est maintenant intégrée. Celle-ci impose de concevoir l'ensemble des éléments structuraux d'un bâtiment de telle façon que la ruine locale liée à un événement exceptionnel n'induisse pas l'effondrement total du bâtiment ou d'une grande partie de celui-ci. Cependant, aucune procédure concrète n'est décrite pour parvenir à cet objectif. Des prescriptions dans ce sens sont également présentes dans les normes de construction américaines et dans celles pour lutter contre le terrorisme. Ces normes restent néanmoins à ce jour incomplètes.



FIGURE 3 – Impact d'un avion sur le World Trade center (tse-11-09-01.blogspot.fr)



FIGURE 4 – Effondrement du World Trade center (citizenzoo.wordpress.com)

Cela est dû au fait que le problème étudié est complexe. D'abord, l'effondrement en chaîne est un phénomène difficile à modéliser tant les mécanismes mis en jeu sont nombreux :

- non-linéarités matérielles (plasticité, endommagement, rupture, ...);
- non-linéarités géométriques (chute libre, contact, ...);
- effets dynamiques.

Ensuite, les événements exceptionnels sont variés. Se prémunir contre toute action non prise en compte dans le calcul classique est quasi impossible. Cependant, confiner la ruine dans une zone restreinte, quelle que soit l'action envisagée, constituerait un progrès certain.

Afin de développer à terme des méthodes de dimensionnement applicables en pratique, des recherches sont menées depuis quelques années dans le domaine de la robustesse, notamment à l'Université de Liège. Les études liégeoises sur ce sujet ont été réalisées sur des portiques plans à plusieurs

travées et à plusieurs niveaux dont la capacité portante d'une colonne est supposée disparaître suite à un évènement exceptionnel. Lorsque ce phénomène se produit, des modes de fonctionnement alternatifs se développent conduisant à une redistribution des efforts au sein de la structure. Si un état stable peut être atteint après cette redistribution d'efforts, la structure est alors considérée comme suffisamment robuste. Les études menées jusqu'à présent sous les hypothèses d'un comportement statique en deux dimensions ont permis d'établir des méthodes analytiques de prévision des phénomènes de redistribution des efforts internes.

En Angleterre, l'Imperial College de Londres a également fait des recherches dans ce domaine où les aspects dynamiques et quelques aspects 3D ont été étudiés. Une méthode visant à obtenir la réponse d'une structure à un niveau de modélisation donné sur base des réponses individuelles des éléments qui la composent modélisé à un niveau moins détaillé a notamment été proposée.

Sur base des connaissances déjà existantes dans le domaine, le présent travail vise à améliorer celles-ci dans le cadre de l'étude d'une structure en trois dimensions.

Objectifs du TFE

Ce travail consistera à approfondir la connaissance de la redistribution des efforts internes lors d'un évènement exceptionnel en tenant compte du comportement 3D de la structure. Dans ce but, le scénario de ruine envisagé sera la perte d'une colonne dans une structure 3D. Si le degré de robustesse est suffisant, cette catastrophe peut être vue comme une ruine locale qui sera absorbée par la structure sans une ruine globale de celle-ci.

La prise en compte des effets 3D étant une tâche complexe, nous étudierons d'abord le comportement d'une structure 3D faite uniquement de poutres et de colonnes en acier et ce, pour deux types de configurations. Ensuite, pour la prise en compte de l'effet plaque, nous étudierons une dalle isolée avec des conditions de bords variables.

Ce travail se décomposera en trois parties :

1. état de l'art ;
2. étude d'une structure 3D composée de poutres et de colonnes en acier ;
3. étude de l'effet plaque.

La partie I aura pour objectif d'introduire le vocabulaire utile et les concepts nécessaires à la réalisation de ce travail. Nous y définirons d'abord la notion de robustesse, l'ensemble des techniques de dimensionnement et les codes pratiques déjà existants dans ce domaine. Cependant, ces normes sont loin d'être suffisantes et pour les compléter, des études sont actuellement menées dans ce domaine à l'Université de Liège. Le comportement global d'une structure 2D suite à la perte d'une colonne a notamment été étudié et une méthode analytique capable de reproduire le comportement de cette structure une fois les effets du second ordre devenus significatifs y a été développée. Ces deux notions seront présentées dans cette partie. Ensuite, la manière d'obtenir la réponse d'une structure 3D sur base des réponses individuelles des éléments 2D qui la composent sera alors introduite avant de s'intéresser à des notions nécessaires pour étudier l'effet plaque.

Dans la deuxième partie de ce travail, nous nous intéresserons plus particulièrement à l'étude des structures 3D faites uniquement de colonnes et de poutres en acier. Cette partie constitue le noyau central de ce travail au cours de laquelle deux principaux objectifs seront poursuivis :

- Le premier consistera à valider l'utilisation d'une structure simplifiée pour reproduire précisément le comportement réel de la structure complète. Cette démarche a été validée pour des portiques

plans à plusieurs travées et à plusieurs niveaux et la définition du modèle simplifié 3D se basera sur les hypothèses utilisées en 2D.

- Le second visera à établir une démarche analytique capable de prédire le comportement de la structure simplifiée une fois le mécanisme plastique formé.

Cette partie se décomposera en trois chapitres. Dans le premier, nous décrirons la structure de référence et l’outil numérique utilisé. Les chapitres 2 et 3 étudieront deux structures qui se différencient au niveau des poutres secondaires. Dans le premier cas, elles seront articulées à leurs extrémités et dans le second, elles seront considérées comme continues. Pour chaque variante, trois étapes seront effectuées.

1. La structure 3D complète sera soumise numériquement à la perte d’une de ses colonnes et son comportement sera analysé ;
2. Sur base des mêmes hypothèses que celles faites en 2D, une sous-structure en sera extraite et ce, dans le but de représenter le comportement global de la structure par la simulation de la perte de la colonne sur celle-ci. La sous-structure sera d’abord définie et ensuite sa réponse sera comparée avec celle de la structure complète ;
3. Une méthode analytique initialement développée en 2D sera adaptée dans l’objectif de prédire le comportement de la sous-structure. Elle sera dans un premier temps détaillée avant de l’appliquer et de comparer le résultat obtenu avec celui des simulations numériques.

Jusqu’ici, la structure n’aura été composée que d’un grillage de poutres. La troisième partie consistera à étudier l’effet plaque. Afin de cerner la physique du phénomène, une dalle isolée en béton armé sera étudiée suivant des conditions de bords variables, l’objectif étant d’arriver à déterminer l’influence de ces conditions sur son comportement. Finalement, des pistes concernant le développement d’une méthode analytique capable d’appréhender le comportement observé seront données.

Première partie

État de l'art

1 Introduction

L'objectif de cette partie vise à regrouper les connaissances nécessaires à l'élaboration de ce travail. Avant de se lancer dans le vif du sujet, il est important de maîtriser l'ensemble des concepts qui vont intervenir, de près ou de loin, lors de nos recherches.

Celles-ci s'articulent aux nombreuses études réalisées actuellement dans le domaine de la robustesse. Afin d'appréhender correctement le problème, cette partie débutera par définir l'ensemble des concepts qui gravitent autour de cette notion. Il s'agira notamment d'introduire le principe de dimensionnement d'une structure et le vocabulaire qui s'y rapporte. Les techniques de dimensionnement permettant de conférer à une structure un niveau de robustesse suffisant seront ensuite brièvement décrites. Celles-ci se retrouvent dans la plupart des codes et des standards qui existent actuellement. Afin d'avoir une idée de la manière dont ces méthodes de dimensionnement se traduisent dans la pratique, ils seront introduits rapidement.

Le deuxième chapitre s'intéressera à un scénario particulier se déroulant dans une structure 2D : la perte d'une de ses colonnes portantes. Le comportement global de la structure dans une telle situation sera expliqué et la notion d'efforts membranaires du second ordre sera introduite. Ensuite, les différents mécanismes de ruine qui peuvent se produire seront détaillés avant d'introduire la façon dont ce scénario a été étudié à l'Université de Liège. En particulier, la démarche utilisée pour représenter le comportement local lié à la perte de la colonne sur une sous-structure sera abordée en détail.

Le chapitre suivant introduira certaines notions nécessaires pour établir le comportement 3D d'une structure sur base des réponses des éléments 2D qui le constituent.

Enfin, le chapitre 4 détaillera la manière de calculer des dalles en béton armé par la théorie des lignes de ruptures. Celle-ci sera utile une fois que l'effet plaque sera abordé. Il s'intéressera également à décrire la façon dont les efforts membranaires se développent dans de tels éléments.

2 Dimensionnement et robustesse

2.1 Généralités

Les notions liées au domaine de la **robustesse** sont nombreuses et méritent d'être revues une à une. Afin de clarifier le sujet, ces notions seront d'abord résumées. Celles-ci ainsi que les techniques de dimensionnement sont expliquées sur base du cours de **sollicitations exceptionnelles** au sujet de la robustesse dispensé par le Professeur Jaspert en premier master d'ingénieur civil des constructions à l'Université de Liège.

Le dimensionnement d'une structure consiste à concevoir le système structural suivant un certain nombre d'exigences. Aujourd'hui, les codes de dimensionnement requièrent deux choses :

1. la structure doit être conçue pour pouvoir résister pendant sa durée de vie à l'ensemble des actions auxquelles elle risque d'être soumise. Dans ce but, des vérifications aux états limites ultimes sont effectuées. La structure doit également être capable de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue. Ce sont les vérifications aux états limites de service qui confirment cela.
2. la structure doit également être conçue et exécutée dans le but de conserver son intégrité structurelle lors d'évènements exceptionnels tels qu'une explosion, un choc ou les conséquences d'erreurs humaines. Le bâtiment doit être suffisamment robuste.

Les notions de **robustesse** et de **chargement exceptionnel** qui viennent d'être évoquées sont expliquées ci-dessous :

- un **évènement exceptionnel** est un événement imprévu, dont la faible probabilité d'occurrence n'est pas intégrée au dimensionnement aux états limites. Ils sont de diverses natures : explosion, incendie, vent, neige, séisme, impact, attentats terroristes, etc. De plus, ils peuvent être statiques ou dynamiques. Parfois, ces événements sont aussi accidentels : il s'agit par exemple d'une charge de neige dont l'intensité dépasse celle prise en compte lors d'un dimensionnement classique. Par contre, la charge liée à la magnitude du séisme dans la région d'implantation du bâtiment sera considérée comme une charge accidentelle prise en compte dans le dimensionnement classique.
- la **robustesse** d'une structure est sa capacité à conserver sa stabilité en dépit d'une ruine localisée. Elle doit pouvoir se comporter de façon satisfaisante même si la structure subit la perte d'un ou de plusieurs éléments porteurs suite à un évènement exceptionnel. Par conséquent, la

robustesse conférée à une structure doit lui éviter de subir des dommages disproportionnés par rapport à l'élément déclencheur. Le but d'un tel comportement n'est pas de pouvoir réutiliser la structure mais bien de sauver des vies. Suite à un événement exceptionnel, les utilisateurs du bâtiment doivent pouvoir s'en échapper et les services d'intervention ne doivent pas risquer de se retrouver sous les décombres.

Afin de parvenir à la seconde exigence des codes de dimensionnement, le dimensionnement classique n'est jamais réalisé car il s'agirait de construire des structures indestructibles capables de résister aux multiples événements qui pourraient éventuellement se produire pendant la durée de vie de l'ouvrage. Cette voie serait bien trop coûteuse face à la probabilité d'occurrence de certains événements. Par conséquent, la meilleure façon de procéder pour garantir une certaine intégrité structurelle à un bâtiment est de le concevoir intelligemment pour qu'il puisse se ruiner suffisamment tard en se repliant sur lui-même.

Actuellement, les différentes méthodes mises en oeuvre pour parvenir à la conception de structures robustes peuvent être directes ou indirectes. Elles sont présentées à la section 2.2. Ensuite, certaines prescriptions établies sur bases de ces méthodes sont décrites dans la section suivante. Bien que chaque norme ait sa particularité, elles mettent généralement en oeuvre une de ces méthodes, directes ou indirectes.

2.2 Techniques de dimensionnement

Les procédures à suivre pour garantir l'intégrité structurelle d'un bâtiment suite à une charge extrême proviennent initialement des **British Standards**. Les bâtiments anglais étaient auparavant construits à l'aide de plaques de béton préfabriquées pas très bien attachées. Par conséquent, la disparition d'une des plaques entraînait une chute en cascade des autres constituant le bâtiment. La parade pour faire face à cette situation a été de mieux lier entre eux les différents éléments constitutifs de la structure. De cette façon, il est éventuellement possible d'avoir une redistribution des efforts dans la structure. En effet, plus le degré d'hyperstaticité de la structure est élevé, plus la probabilité de la redistribution est élevée. Cependant, une certaine ductilité est nécessaire afin que la redistribution des efforts puisse avoir lieu. Dans ce cas, il est alors possible que l'effort finisse par se diffuser.

Ces méthodes visant à minimiser le risque de ruine progressive sont de deux types : **méthodes directes** et **méthodes indirectes**. Celles-ci sont brièvement décrites aux sections 2.2.1 et 2.2.2.

2.2.1 Méthodes indirectes

L'objectif de ces méthodes est d'améliorer la robustesse d'une structure par l'application d'une série de mesures indépendantes d'un quelconque scénario (fonction du type d'événement exceptionnel, de sa position, etc.). Elles ont pour but de faciliter la redistribution des efforts vers des éléments non endommagés lors d'un événement exceptionnel.

Dans ce type de méthode, la solidarisation des éléments structuraux est importante car elle permet d'améliorer la continuité et la redondance de la structure. Il existe alors des chemins alternatifs plus nombreux par lesquelles les efforts peuvent transiter en cas de ruine de certains autres éléments.

L'avantage principal d'une méthode indirecte est sa simplicité d'application.

2.2.2 Méthodes directes

Ces méthodes, au contraire des méthodes indirectes, prennent en compte l'action exceptionnelle susceptible de provoquer une ruine locale puis globale. Par conséquent, les scénarios envisagés doivent être étudiés en détail. Deux méthodes directes sont détaillées ci-dessous :

- le cheminement alternatif des efforts (Alternative load path method) ;
- la résistance spécifique locale (Specific local resistance method).

2.2.2.1 Cheminement alternatif des efforts

Cette méthode consiste à vérifier que, suite à la suppression d'un élément porteur de la structure étudiée, celle-ci est capable de se stabiliser dans une nouvelle configuration déformée. Suite à la perte d'un de ses éléments, elle doit être apte à redistribuer la charge qui y transitait dans le reste de la structure et par conséquent, d'y créer un chemin alternatif des efforts dans la structure.

L'inconvénient d'une telle méthode est que les éléments porteurs sont enlevés tour à tour alors qu'en réalité, une explosion peut endommager deux colonnes en même temps. De plus, l'élément porteur est retiré en supposant que les assemblages des éléments adjacents ne subissent aucune détérioration, ce qui est un peu utopique.

Cependant, cette méthode basée sur le cheminement alternatif des efforts reste un outil performant pour garantir la bonne robustesse d'une structure et ce, même si elle ne fournit pas une simulation correcte de la réponse d'une structure en situation réelle. Elle permet de concevoir des structures ayant les propriétés indispensables pour l'obtention d'un niveau de robustesse suffisant : la ductilité, la résistance, la redondance et la continuité.

2.2.2.2 Résistance locale spécifique

Cette méthode consiste à dimensionner certains éléments spécifiques de telle sorte qu'ils supportent les contraintes liées à un événement exceptionnel. Cependant, rien ne garantit qu'ils soient aptes à encaisser un événement autre que celui qui a servi à son dimensionnement.

2.3 Codes pratiques

Depuis l'accident de Ronan Point, les codes et standards d'Europe de l'Ouest et de l'Amérique du Nord incluent des recommandations afin d'éviter une ruine disproportionnée vis-à-vis de l'élément déclencheur.

L'objectif de cette section n'est pas de reprendre l'ensemble des données que contiennent ces documents mais d'avoir un aperçu des règles établies.

2.3.1 British standards [1], [2], [3], [4]

Les normes de dimensionnement anglaises furent les premières à intégrer la notion de ruine en chaîne suite à la catastrophe du Ronan Point.

Il est exigé, en cas d'évènement exceptionnel, que le bâtiment ne subisse pas une ruine disproportionnée à la cause. En d'autres mots, la ruine progressive du bâtiment doit être évitée suite à une ruine localisée.

Trois principales méthodes sont proposées par les normes anglaises afin que le bâtiment ait une résistance suffisante suite à un évènement exceptionnel. Ces méthodes sont nommées « the tying method », « the bridging method », « the key elements » et sont reprises en détail ci-dessous :

1. *The tying method* : elle consiste à rendre le bâtiment suffisamment robuste pour supporter, sans s'effondrer, une ruine limitée ; c'est-à-dire faire en sorte que cette dernière ne puisse se propager et engendrer un effondrement progressif. Pour atteindre ce but, la continuité et la redondance de la structure entre les éléments verticaux et horizontaux sont renforcées grâce à des liens effectifs, horizontaux et verticaux. Ces éléments de liaison doivent être capables de transférer un effort suffisant pour assurer la redistribution des charges dans la structure en cas de ruine locale, permettant le développement d'un nouveau mode de fonctionnement, via une descente des charges utilisant un cheminement alternatif des efforts. Les éléments de liaison, de même que leurs assemblages, doivent pouvoir supporter une force de liaison minimale recommandée de 75 kN.
2. *The bridging method* : elle doit être mise en oeuvre lorsqu'il est impossible d'appliquer la méthode précédente. Dans ce cas, chaque élément structurel qui n'est pas efficacement solidarisé au reste de l'ossature par des liens convenables, que ce soit un élément porteur vertical ou une poutre supportant une ou plusieurs colonnes, doit être fictivement supprimé, un à la fois et à un étage, puis la structure analysée dans cette configuration pour vérifier que la ruine reste localisée. Il convient de s'assurer que cette ruine ne concerne que l'étage directement supporté par l'élément enlevé et que l'étendue des dégâts ne dépasse pas la plus faible des valeurs suivantes : 15 % de la surface du plancher de cet étage ou $70 m^2$. La combinaison de charges à considérer dans cette analyse comprend la totalité des charges de poids mort ainsi qu'un tiers des sollicitations de vent et des charges d'exploitation, à moins que ces dernières soient de nature permanente (stockage), auquel cas leur valeur totale doit être considérée.
3. *The key elements* : si la méthode précédente montre que la structure ne peut supporter la perte d'un élément sans que la ruine ne se propage sur une zone dépassant la limite mentionnée ci-dessus, alors l'élément en question doit être considéré comme un élément-clé. Cette méthode consiste à s'assurer de la résistance spécifique d'éléments-clés, dimensionnés explicitement

vis-à-vis d'une action donnée. De tels éléments doivent être dimensionnés pour supporter les sollicitations associées à une pression statique de 34 kN/m^2 . Cette valeur de référence constitue une estimation de la pression supposée s'être développée lors de l'explosion au gaz au Ronan Point. Il s'agit donc d'une pression forfaitaire destinée, en pratique, à simuler les sollicitations engendrées par un évènement accidentel fictif et non celle issue d'une charge exceptionnelle spécifique. Les sollicitations accidentelles de dimensionnement sont supposées agir simultanément avec un tiers de toutes les charges caractéristiques normales.

Le suivi de ces recommandations doit conduire à des structures plus robustes et mieux adaptées pour supporter un dommage local en évitant la ruine progressive du bâtiment.

2.3.2 Eurocodes [5], [4]

L'Eurocode 1 stipule qu'une structure doit être conçue et exécutée de telle sorte qu'elle ne soit pas endommagée de façon disproportionnée par rapport à la cause initiale. Il fournit des stratégies et des règles visant à assurer la sécurité des bâtiments et autres structures vis-à-vis des actions accidentelles, aussi bien identifiables que non identifiables. Les différentes stratégies pouvant être adoptées sont résumées à la figure I.2.1.

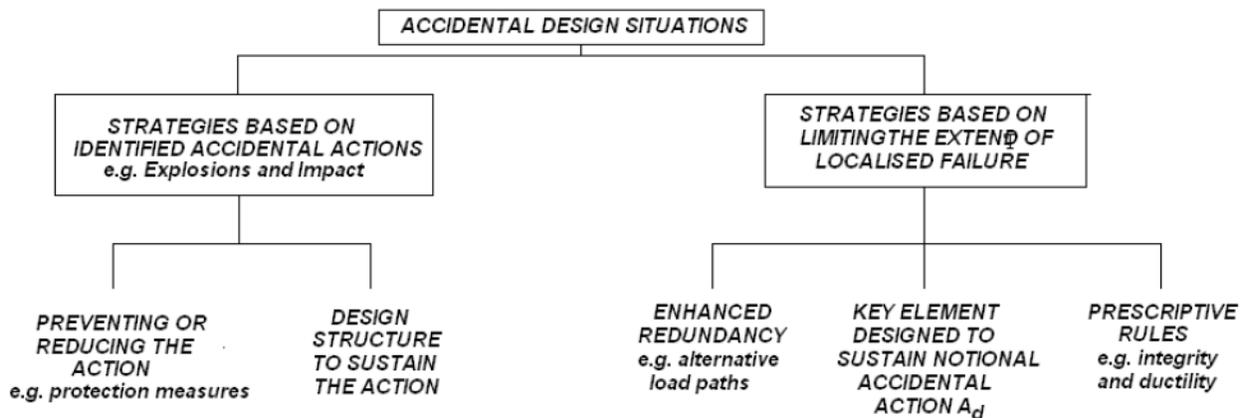


FIGURE I.2.1 – Stratégies pour les situations de dimensionnement accidentelles [5]

Ce sont essentiellement les actions non identifiées dont on se préoccupe ici, vis-à-vis desquelles la structure doit présenter des propriétés de robustesse suffisantes pour limiter l'étendue d'une ruine initiale localisée. Notons que les stratégies proposées par l'Eurocode sont dans ce cas largement inspirées des trois approches définies dans les British Standards à la section 2.3.1. Pour réduire l'étendue des dommages suite à un évènement accidentel non spécifié, il s'agit en effet d'adopter une ou plusieurs des stratégies suivantes :

1. accroître la redondance de sorte que ni l'entièreté de la structure ou une partie significative de celle-ci ne s'écroule si une ruine locale se produit. Cette approche vise à faciliter le transfert des charges via des cheminements alternatifs des efforts suite à l'évènement exceptionnel.

2. dimensionner des éléments-clés, desquels dépend particulièrement la stabilité de la structure, afin qu'ils puissent supporter une action accidentelle forfaitaire A_d . Cette action est à combiner avec les autres sollicitations permanentes et variables de la structure selon la combinaison définie dans [5] pour les situations de projets accidentelles. Cette combinaison est la suivante :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \llcorner + \llcorner P \llcorner + \llcorner A_d \llcorner + \llcorner (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{1,2}) \cdot Q_{k,1} \llcorner + \llcorner \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.1)$$

où il convient de choisir $\Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$ ou $\Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$ en fonction de la situation accidentelle considérée. Dans ces expressions :

- (a) \sum est « l'effet combiné de » ;
 - (b) « + » signifie « doit être combiné à » ;
 - (c) E_d est la valeur de calcul de l'effet des actions ;
 - (d) $G_{k,j}$ est la valeur caractéristique de l'action permanente de j ;
 - (e) P est la valeur représentative appropriée d'une action de précontrainte ;
 - (f) A_d est la valeur de calcul d'une action accidentelle ;
 - (g) $Q_{k,1}$ est la valeur caractéristique de l'action 1 variable dominante ;
 - (h) $Q_{k,i}$ est la valeur caractéristique de l'action i variable d'accompagnement ;
 - (i) Ψ_1 est le coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable ;
 - (j) Ψ_2 est le coefficient définissant la valeur quasi permanente d'une action variable.
3. appliquer des règles de dimensionnement prescriptives qui fournissent à la structure un niveau de robustesse acceptable, par exemple via des éléments de liaisons effectifs dans les trois directions principales ou un niveau de ductilité minimal des éléments structurels leur permettant d'absorber une quantité d'énergie de déformation importante sans rupture.

Les méthodes proposées dans l'Eurocode 1 [5] visant à assurer un caractère suffisamment robuste au bâtiment étudié sont largement inspirés des normes anglaises introduites à la section 2.3.1. En particulier, L'Eurocode 1 [5] comporte une annexe A nommée « Design for consequences of localised failure in a building structure from an unspecified cause » qui fournit des règles et des méthodes pour la conception de bâtiments de telle façon à éviter la ruine progressive de celui-ci. De plus, cette annexe définit également des classes de conséquences, CC1, CC2 et CC3, respectivement pour des niveaux de conséquences faible, moyen et élevé.

2.3.3 United State General Service Administration guidelines [4], [7]

Ces prescriptions, relatives au dimensionnement des bâtiments fédéraux, ont été développées dans le but de minimiser le risque d'effondrement induit par une situation de chargement accidentel. La méthode fournie est indépendante de l'action en question et se base sur le cheminement alternatif des efforts. La procédure mise en oeuvre suit le schéma suivant : dans un premier temps, un processus d'exemption vise à déterminer si la structure considérée peut être exemptée de plus amples

considérations relatives au risque d'effondrement progressif sous une situation de charge anormale. En d'autres mots, cela consiste à répondre à une série de questions permettant d'identifier si la structure nécessite ou non une étude plus approfondie sur le sujet. Si la structure présente un risque de ruine en chaîne extrêmement faible et que son taux d'occupation humaine est également extrêmement bas, elle peut être exemptée de considérations plus approfondies concernant l'effondrement progressif. Si ce n'est pas le cas, une analyse détaillée est requise.

L'approche suivie, par l'analyse de la structure suite à la suppression d'un élément porteur, ne cherche pas à reproduire de manière exacte une action anormale particulière. Il s'agit simplement d'un moyen d'initier une ruine locale dans la structure et d'assurer un comportement correct de celle-ci, de manière à lui garantir un niveau de robustesse suffisant. Cela passe par une redondance, une ductilité et une résistance suffisantes pour éviter la propagation de la ruine locale et donc l'effondrement d'une partie du bâtiment de manière disproportionnée vis-à-vis de l'élément déclencheur.

Dans cette méthode, il est préconisé d'utiliser une procédure simplifiée basée sur une analyse linéaire statique, qui est bien entendu incapable de prédire de manière convenable la réponse de la structure suite à la suppression soudaine d'un élément porteur. Pour tenir compte approximativement des effets dynamiques, un facteur multiplicateur des charges de 2 est introduit. La combinaison de charges à considérer est donc la suivante :

$$2,0.(DL + 0,25.LL) \quad (2.2)$$

où DL représente les charges permanentes et LL les charges variables. Si une analyse dynamique est réalisée, le coefficient 2,0 doit être supprimé.

Par ailleurs, on tient compte, de manière arbitraire, de la capacité plastique des éléments acceptant des rapports exigence/capacité (« Demand-Capacity Ratios »DCR) supérieur à l'unité.

2.3.4 United Facilities Criteria (UFC) of the United State Departement of Defence [9], [4]

Les UFC fournissent des règles de dimensionnement visant à réduire le risque de ruine progressive dans les bâtiments nouveaux ou existants du DoD (département de la défense) subissant un dommage structurel localisé par suite d'un événement imprévisible. Une combinaison d'exigences relatives à la présence d'éléments de liaison horizontaux et verticaux, à la méthode de cheminement alternatif des efforts et à la ductilité nécessaire est recommandée. Les prescriptions à suivre dépendent du niveau de protection requis, fonction du type de bâtiment et de son utilisation. Il en existe quatre : VLLOP (« very low level of protection »), LLOP (« low level of protection »), MLOP (« medium level of protection ») et HLOP (« high level of protection »).

Les structures VLLOP doivent comporter des liens horizontaux adéquats. L'intensité des forces de liaison à reprendre est définie en fonction du type de construction et de la localisation de l'élément en question dans la structure. Si un élément ne possède pas une capacité suffisante vis-à-vis de cet effort, il doit être redimensionné. Les bâtiments LLOP doivent présenter des éléments de liaison à

la fois horizontaux et verticaux. Néanmoins, si un élément vertical ne peut reprendre la force de liaison requise, la méthode de cheminement alternatif des efforts peut être utilisée pour prouver que la structure est capable de rester stable malgré la perte de l'élément déficient. Par contre, un élément horizontal insuffisant doit être redimensionné ; la méthode de cheminement alternatif ne peut être utilisée dans ce cas.

Les structures MLOP ou HLOP doivent satisfaire trois types d'exigences : forces de liaison, cheminement alternatif et exigences de ductilité additionnelles. En ce qui concerne les éléments de liaison, le principe est identique à celui présenté pour les structures LLOP. Notons que la vérification de la capacité des éléments et de leurs assemblages à transférer les forces de liaison requises se fait indépendamment de toute autre charge permanente ou variable sollicitant ceux-ci. Pour ce qui est du cheminement alternatif des efforts, la localisation en plan des différents éléments porteurs dont la perte doit être envisagée est précisée. Cela nécessite autant d'analyses structurales qu'il y a de cas à considérer, en supprimant à chaque fois un seul élément, étage par étage. Les exigences de ductilité additionnelles concernent les éléments porteurs périphériques du rez-de-chaussée.

2.3.5 Canadian Codes (NBCC) [4]

Tout comme les British standards au Royaume-Uni, le code canadien intègre depuis l'effondrement du Ronan Point en 1968 des prescriptions de dimensionnement visant à garantir la robustesse des structures. Le NBCC définit l'intégrité structurale comme la capacité de la structure à supporter une rupture locale sans propagation de l'effondrement et conseille de prendre en compte, dans un tel dimensionnement visant à garantir cette intégrité structurale, toutes les actions extrêmes ayant une probabilité d'occurrence atteignant ou dépassant 10^{-4} /an. Plusieurs approches générales sont suggérées, comme le fait d'assurer résistance locale et redondance, de même que des exigences relatives à des forces de liaison minimales. Néanmoins, le code canadien ne définit pas de combinaison d'actions spécifiques à considérer en cas de situation accidentelle.

3 Structure soumise à la perte d'une colonne portante en 2D

3.1 Introduction

Nous avons mentionné dans le chapitre 2.2 que les scénarios à envisager dans le cadre d'un dimensionnement robuste sont extrêmement variables. Par conséquent, une conception d'un tel type se révèle être un problème complexe.

A l'Université de Liège, des études ont récemment été menées sur la capacité d'une structure à être suffisamment robuste. Dans cette optique, un scénario particulier est envisagé : la perte d'une des colonnes d'un portique 2D.

Dans ce chapitre, nous expliquerons le comportement global de la structure suite à cet événement. Ce comportement a été étudié en détail par Jean-François Demonceau [3] et Luu Nguyen Nam Hai [8]. Dans le but d'appréhender analytiquement la réponse de la structure lors de cet événement, ces auteurs ont développé des procédures simplifiées. Elles permettent ainsi de prévoir la ductilité requise des éléments pour assurer l'atteinte d'un nouvel état stable.

En particulier, le comportement global de la structure et la méthode analytique développée par Jean-François Demonceau [3] pour prédire son comportement une fois les effets du second ordre devenus significatifs seront présentés.

3.2 Description du phénomène observé

Avant tout, il est important de rappeler deux grandes hypothèses faites dans le cadre des recherches menées jusqu'ici :

1. la perte d'une colonne n'induit pas d'effets dynamiques significatifs. Par conséquent, la colonne est retirée progressivement de la structure étudiée. L'approche réalisée est donc de type statique. Ludivine Comelieu a étudié le phénomène en tenant compte de la dynamique dans le cadre de son travail de fin d'études en 2009 [4].
2. la structure est étudiée en 2D et les effets 3D liés à la présence de poutres dans la direction perpendiculaire au plan d'étude n'ont pas été pris en compte. Le présent travail intégrera les

aspects liés au comportement 3D.

Sous ces hypothèses, le comportement global d'une structure soumise à la perte d'une de ses colonnes est expliqué ci-dessous.

Lors de la perte d'une colonne, les niveaux supérieurs à la colonne perdue prennent une flèche importante et des efforts membranaires s'y développent, notamment de la traction significative dans la poutre juste supérieure à la colonne endommagée. Un mécanisme plastique s'y forme. Les parties de la structure, adjacentes à la colonne, basculent l'une vers l'autre, induisant de la compression dans la poutre supérieure de la structure étudiée. L'ensemble de ces phénomènes est représenté aux figures I.3.1, I.3.2, I.3.3, I.3.4 et I.3.5. La structure fonctionne anormalement, ou du moins différemment de ce qui était prévu. Les charges sont descendues vers les fondations par un chemin alternatif. La structure sera à nouveau stable si elle est capable de s'équilibrer dans un nouvel état déformé une fois la colonne complètement perdue.

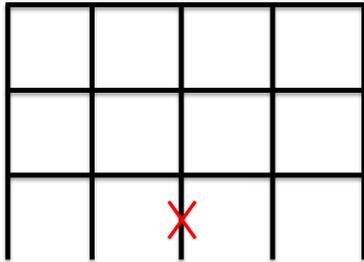


FIGURE I.3.1 – Perte d'une colonne portante dans un portique

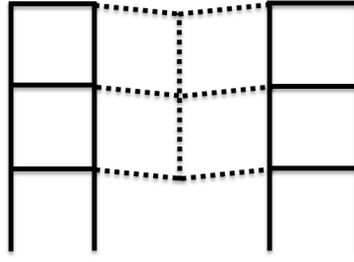


FIGURE I.3.2 – Déformation importante des poutres supérieures

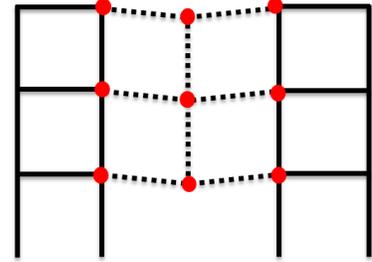


FIGURE I.3.3 – Formation des mécanismes plastiques

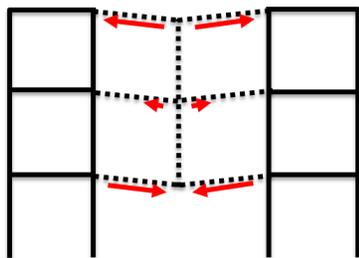


FIGURE I.3.4 – Développement des efforts membranaires

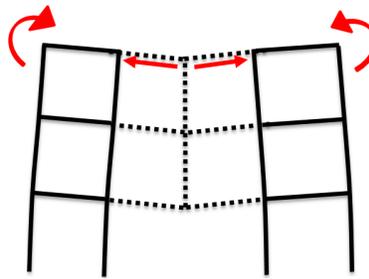


FIGURE I.3.5 – Effet voûte

Si cet état ne peut être atteint, un des modes de ruine suivant se produit :

1. localement, dans la poutre directement supérieure à la colonne endommagée, franchissant désormais deux portées.
2. dans le reste de la structure.

Ces deux catégories de modes de ruine sont détaillées dans les sections 3.2.1 et 3.2.2.

3.2.1 Phénomènes observés dans la poutre directement supérieure à la colonne endommagée

Les deux phénomènes représentés à la figure I.3.6 peuvent se passer.

1. Le développement de traction significative implique que cette poutre et les assemblages la liant au reste de la structure soient capables de supporter cet effort. Ces éléments n'étant pas conçus pour transmettre cet effort, il peut subvenir une rupture dans la poutre ou les assemblages par manque de résistance en traction (fig. I.3.6 (a));
2. La formation d'un mécanisme plastique implique des rotules dont la ductilité doit être suffisante pour atteindre un nouvel état stable. Dans le cas contraire, la ruine se produira (fig. I.3.6 (b)).

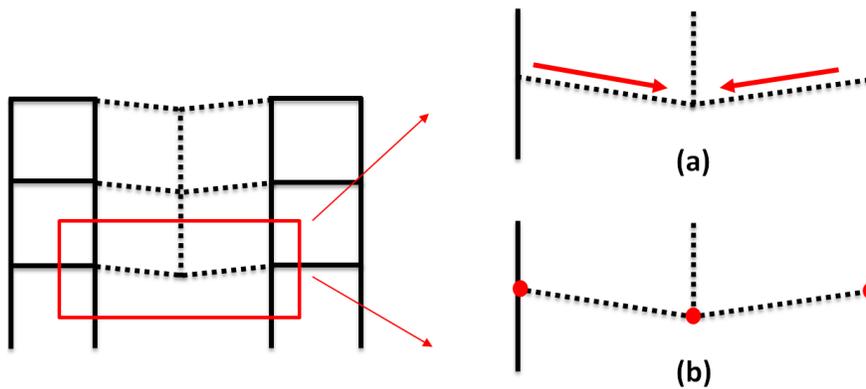


FIGURE I.3.6 – Mécanismes locaux possibles

3.2.2 Phénomènes observés dans le reste de la structure

Les trois principaux phénomènes observables dans le reste de la structure sont présentés ci-dessous :

Les efforts qui transitaient par la colonne endommagée sont renvoyés vers les colonnes adjacentes. Celles-ci sont donc soumises à une charge additionnelle qu'elles doivent pouvoir supporter. Elles risquent donc de flamber (fig. I.3.7).

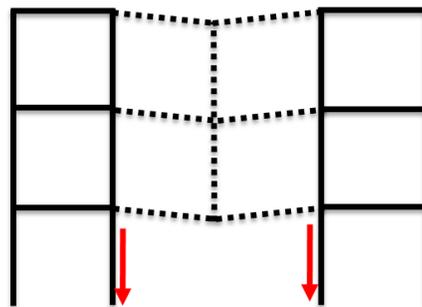


FIGURE I.3.7 – Flambement des colonnes adjacentes

Suite au passage d'efforts non liés au fonctionnement normal de la structure, différents mécanismes plastiques peuvent subvenir dans le reste de la structure, par exemple un mécanisme de panneau peut se former (fig. I.3.8). Si cela a lieu, l'effet câble nécessaire à l'obtention du nouvel état stable ne peut se développer car la restrainte fournie aux extrémités de la poutre directement supérieure à la colonne endommagée disparaît.

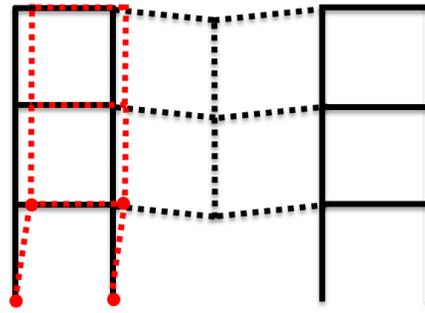


FIGURE I.3.8 – Mécanisme de panneau

L'effet voûte qui se crée implique la compression des poutres supérieures, fonctionnement anormal de celles-ci. Elles peuvent donc flamber (fig. I.3.9).

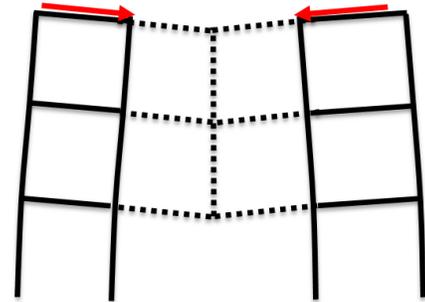


FIGURE I.3.9 – Flambement des poutres supérieures

3.3 Procédure adoptée à l'Université de Liège

Afin de mieux décrire les divers comportements possibles une fois une colonne endommagée, la structure a été scindée en deux parties (fig. I.3.10) :

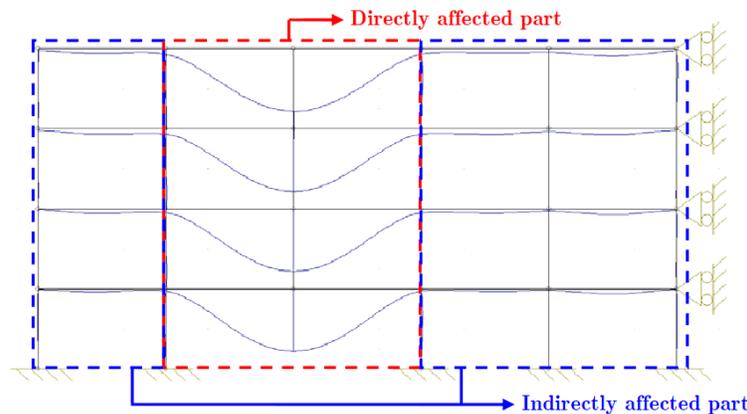


FIGURE I.3.10 – Définition de la partie directement affectée et non directement affectée du portique [3]

1. la partie directement affectée comprenant les étages supérieurs à la colonne endommagée ;
2. la partie indirectement affectée représentant le reste de la structure.

La perte de la colonne correspond à la diminution progressive de l'effort normal dans le poteau en situation normale, vers une valeur nulle, correspondant à la perte totale de capacité portante de la colonne endommagée.

Le comportement de la partie indirectement affectée fait l'objet de la thèse de Luu Nguyen Nam Hai [8]. Elle a pour but la détermination de la restreinte apportée à la partie directement affectée et la résistance qu'elle présente lorsqu'elle reçoit des charges additionnelles de la partie directement affectée. Il a donc étudié la structure jusqu'à la formation du mécanisme plastique. L'étude du comportement de la partie directement affectée, une fois le mécanisme plastique formé est intégré dans la thèse de Jean-François Demonceau [3]. L'objectif de ces deux thèses est :

1. de prédire l'évolution du déplacement de A (sommet de la colonne perdue) en fonction de l'effort normal dans la colonne endommagée, en tenant compte des efforts membranaires ;
2. de prédire les efforts développés dans la partie directement affectée afin de vérifier la résistance de la partie indirectement affectée à ces efforts.

En réalité, le diagramme liant le déplacement vertical en tête de la colonne endommagée et l'effort normal résiduel dans la colonne peut être décrit en trois phases (fig. I.3.11) :

- Phase un : chargement normal : la colonne est soumise à un effort normal qui découle du chargement pour lequel elle a été dimensionnée. L'hypothèse est faite que le déplacement du point A est nul bien qu'il existe en réalité un raccourcissement élastique.
- Phase deux : début de l'endommagement de la colonne portante : l'effort dans la colonne décroît, il s'en suit une augmentation progressive de la flèche conduisant à la formation des rotules plastiques.
- Phase trois : une fois toutes les rotules plastiques impliquées dans le mécanisme formées, les effets du second ordre deviennent non négligeables et des efforts membranaires se développent.

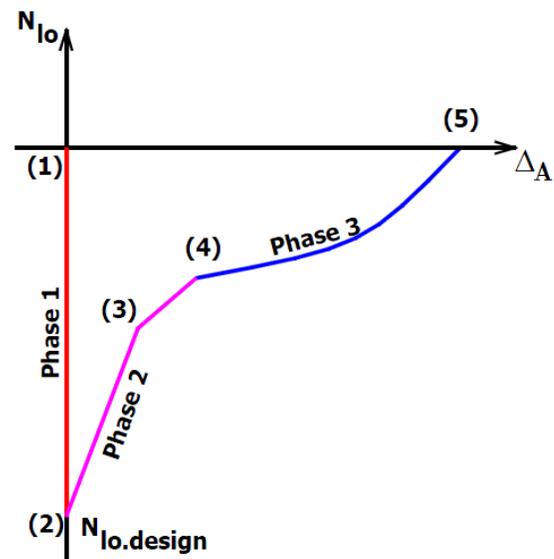


FIGURE I.3.11 – Evolution de l'effort normal dans la colonne endommagée [3]

Cette troisième phase a été étudiée en détail par Jean-François Demonceau [3]. Sa procédure est expliquée dans la section suivante de ce travail.

3.4 Etude de la phase trois

3.4.1 Définition de la sous-structure élémentaire

Puisqu'il a été montré que les effets membranaires étaient dominants dans les deux poutres directement supérieures à la colonne endommagée (fig. I.3.12), Jean-François Demonceau a étudié le phénomène sur une sous-structure capable de simuler le comportement du portique réel (fig. I.3.13).

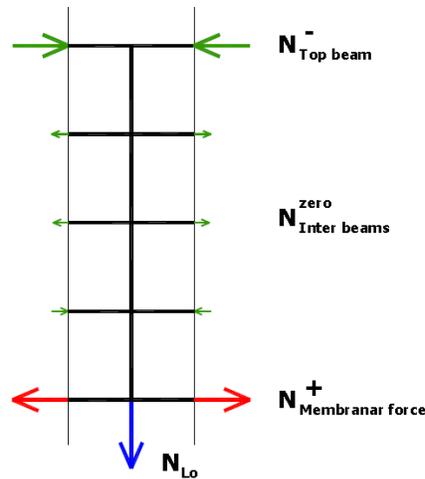


FIGURE I.3.12 – Distribution des efforts membranaires se développant dans la partie directement affectée [3]

Cette sous-structure se compose des deux poutres directement affectées, de leurs assemblages et d'un ressort modélisant la restreinte que le reste de la structure procure à la partie directement affectée.

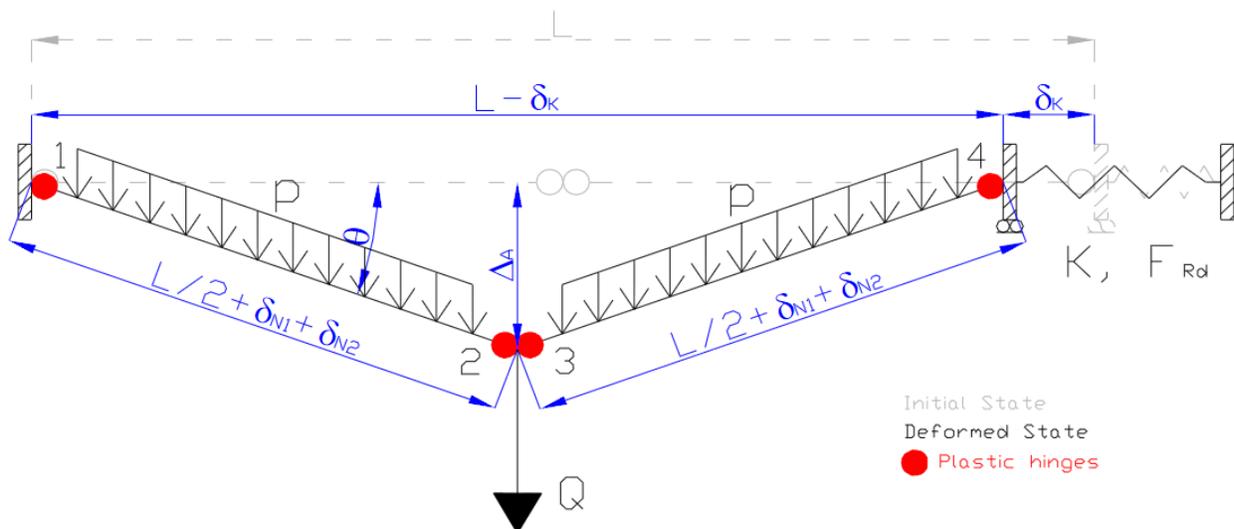


FIGURE I.3.13 – Sous-structure élémentaire et principaux paramètres [3]

Afin de démontrer sa capacité à représenter le comportement de la structure réelle une fois le mé-

canisme plastique formé, des calculs numériques ont été menés.

Pour modéliser ce modèle simplifié, les éléments suivants ont été pris en compte :

1. les poutres et les assemblages sont identiques à ceux de la structure réelle ;
2. la charge uniforme p est égale à celle appliquée sur les poutres directement supérieures à la colonne endommagée et est supposée rester constante ;
3. la raideur du ressort du modèle représente la restreinte fournie par la partie non directement affectée aux poutres inférieures de la partie directement affectée. Ce sont dans celles-ci que se développent les efforts membranaires significatifs une fois le mécanisme plastique formé. Ce paramètre peut être obtenu numériquement ou à l'aide du modèle développé par Luu Nguyen Nam Hai [8] ;
4. la résistance F_{Rd} de la partie non directement affectée est l'effort maximal horizontal que celle-ci peut supporter sans former un mécanisme de ruine. Cette valeur peut aussi être obtenue à l'aide de la théorie développée par Luu Nguyen Nam Hai [8] ;
5. la charge concentrée Q représente la perte progressive de capacité portante de la colonne endommagée. Lorsque la colonne est totalement portante, Q est nulle. Au fur et à mesure que la colonne perd sa capacité portante, Q augmente jusqu'à atteindre une valeur correspondant à l'effort normal repris par la colonne précédemment portante. Lorsque la phase trois débute, la valeur de Q est égale à $N_{lo,(4)} - N_{up,(4)}$. A ce moment, le mécanisme plastique complet est formé dans la sous-structure ;
6. Luu Nguyen Nam Hai [8] a démontré que, durant la phase trois, la valeur de N_{up} peut être considérée égale à $N_{up,(4)}$ alors que N_{lo} continue à varier. Par conséquent, si la relation $Q - \Delta_A$ est connue, il est aisé d'en déduire la relation $N_{lo} - \Delta_A$.

Lors de l'étude de cette sous-structure, l'hypothèse est faite que la ruine provient d'une des trois causes suivantes :

1. si la capacité de déformation est atteinte au niveau des assemblages ou en section ;
2. si la résistance F_{Rd} de la partie non directement affectée est atteinte ;
3. si la résistance en traction des poutres ou des assemblages est atteinte.

3.4.2 Méthode analytique

Afin de prédire le développement des efforts membranaires dans la sous-structure élémentaire une fois le mécanisme plastique formé, Jean-François Demonceau [3] a développé une méthode analytique. Il a établi la relation entre la force Q , modélisant la perte de capacité portante de la colonne, et le déplacement du point A, en tête de la colonne endommagée.

Certains paramètres de la sous-structure non présentés à la section 3.4.1 sont présentés ci-dessous :

1. L est la longueur initiale de la sous-structure ;
2. Δ_A est le déplacement vertical au point d'application de la charge ;
3. δ_K est l'allongement du ressort traduisant la restreinte provenant de la partie non directement affectée ;
4. δ_{N1} et δ_{N2} sont les allongements plastiques de chacune des rotules plastiques ;
5. θ est la rotation des rotules plastiques se formant aux extrémités de la poutre.

Les portées de part et d'autre du point d'application de la charge sont supposées identiques. De plus, les paires de rotules 1 - 4 et 2 - 3 ont chacune la même courbe d'interaction $M_{Rd}-N_{Rd}$ et l'interaction $T_{Rd}-M_{Rd}-N_{Rd}$ n'est pas prise en compte dans la méthode analytique.

Puisqu'ici le comportement de la structure est étudié une fois le mécanisme plastique formé, l'analyse utilisée est de type rigide plastique au second ordre.

Afin de trouver la relation liant le déplacement Δ_A et la force concentrée Q , les équations de compatibilité de déplacement et d'équilibre aux noeuds ainsi que l'équation de plasticité traduisant l'égalité entre le travail intérieur et le travail extérieur ont été utilisées.

De plus, le résultat est similaire si la charge uniforme p n'est pas considérée mais dans ce cas, le raisonnement est moins complexe.

Les développements présentés dans la thèse de Jean-François Demonceau [3] ont fourni deux expressions importantes :

- les efforts membranaires développés dans la sous-structure élémentaire en fonction des paramètres Q et θ :

$$N_{Rd} = \frac{K_N \cdot (\sec \theta \cdot (2 \cdot K \cdot L + Q \cdot \tan \theta) - 2 \cdot K \cdot L)}{8 \cdot K + 2 \cdot K_N \cdot (\sec \theta)^2} \quad (3.1)$$

- la force concentrée Q en fonction des paramètres N_{Rd} , M_{Rd1} , M_{Rd2} et θ :

$$Q = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot (N_{Rd} \cdot \csc \theta - K \cdot L \cdot \cot \theta + \cot \theta \cdot \sqrt{(\sec \theta)^4 \cdot (2 \cdot K^2 \cdot L^2 + N_{Rd}^2 - 4 \cdot K \cdot L \cdot N_{Rd} \cdot \cos \theta + N_{Rd}^2 \cdot \cos \theta + N_{Rd}^2 \cdot \cos 2 \cdot \theta + 8 \cdot K \cdot M_{Rd1} \cdot \sin 2 \cdot \theta + 8 \cdot K \cdot M_{Rd2} \cdot \sin 2 \cdot \theta)}}{\sqrt{2} \cdot (-K \cdot L \cdot \tan \theta + 2 \cdot N_{Rd} \cdot \sec \theta \cdot \tan \theta)} \quad (3.2)$$

Le paramètre K_N est la raideur extensionnelle associée à une demi-poutre lors de la propagation de la plastification liée au développement d'un effort de traction après la formation du mécanisme plastique.

Les moments M_{Rd1} et M_{Rd2} peuvent être exprimés en fonction de N_{Rd1} et N_{Rd2} grâce aux lois d'interaction qui les lient. Dans le cas qui nous intéresse, c'est-à-dire lors de l'utilisation de section en I à angles vifs doublement symétriques autour d'un axe principal d'inertie, les formules d'interaction

pour la flexion autour de l'axe y sont les suivantes [10] :

$$\text{Si } 0 \leq \frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}} \leq \frac{A_w}{A} :$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{Pl,y,Rd} \cdot \left(1 - \left(\frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}}\right)^2\right) \cdot \frac{1}{2 \cdot \left(\frac{h - t_f}{h - 2 \cdot t_f}\right) \cdot \left(1 - \frac{A_w}{A}\right) \frac{A_w}{A} - \left(\frac{A_w}{A}\right)^2} \quad (3.3)$$

$$\text{Si } \frac{A_w}{A} \leq \frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}} \leq 1 :$$

$$M_{N,y,Rd} = b \cdot t_f \cdot (h - t_f) \cdot f_y - \frac{1}{2} (N_{sd} - A_w \cdot f_y) \left((h - 2 \cdot t_f) + \frac{N_{sd} - A_w \cdot f_y}{2 \cdot b \cdot f_y} \right) \quad (3.4)$$

En injectant dans l'équation (3.2), les expressions (3.1), (3.3) et (3.3), une relation entre Q et θ est obtenue. Il est donc aisé de faire correspondre à une valeur de θ une valeur de Q et l'équation de compatibilité des déplacements (3.5) permet d'en déduire Δ_A .

$$\Delta_A = \left(\frac{L}{2} + 2 \cdot \delta_N\right) \cdot \sin \theta = \left(\frac{L}{2} + 2 \cdot \frac{N_{Rd}}{K_N}\right) \cdot \sin \theta \quad (3.5)$$

4 Structure soumise à la perte d'une colonne portante en 3D

4.1 Introduction

Anastasios Vlassis [11] propose dans sa thèse réalisé à l'Impérial College de Londres certaines solutions intéressantes pour représenter précisément le comportement d'une structure sur base d'un niveau de modélisation inférieur.

Le sujet général de cette thèse, qui consiste en l'établissement d'une méthode pour prédire le comportement d'une structure soumise à la perte d'une colonne qui tient compte des phénomènes dynamiques liés à un tel évènement, sera très brièvement présenté dans le présent chapitre.

Cependant, le sujet général de la thèse n'est pas intéressant pour l'élaboration de ce travail mais bien la méthode proposée dans celle-ci pour établir la réponse d'un grillage 3D de poutres sur base des réponses des poutres individuelles. Cette approche sera utilisée pour reproduire le plus précisément possible le comportement en 3D d'une structure en acier. Ce chapitre se terminera donc par le développement de cette approche.

4.2 Aperçu général de la thèse d'Anastasios Vlassis [11]

Lorsqu'un bâtiment à plusieurs étages est soumis à la perte soudaine d'une colonne, la réponse dynamique de la structure est typiquement caractérisée par des non-linéarités matérielles et géométriques.

L'état limite supérieur s'obtient en établissant la réponse dynamique maximale sous charges gravitaires suite à la perte d'une colonne et en considérant que les assemblages sont suffisamment ductiles pour répondre à la demande.

Bien que la façon la plus précise pour aborder le phénomène soit une analyse non linéaire avec éléments finis, Anastasios Vlassis [11] a proposé une approche où les effets dynamiques sont évalués par une méthode simplifiée. Celle-ci est basée uniquement sur la réponse statique non linéaire et est constituée de trois étapes principales :

1. évaluation de la réponse statique de la structure endommagée sous charges gravitaires;

2. estimation simplifiée de la composante dynamique pour établir la réponse dynamique maximale suite à la perte d'une colonne ;
3. estimation de la ductilité des assemblages.

La méthode proposée peut être appliquée au niveau le plus détaillé de la structure étudiée mais aussi à différents niveaux de modélisation de celle-ci. Sur ce point, la théorie d'Anastasios Vlassis [11] est particulièrement intéressante dans le cadre de ce travail car la réponse d'un système 3D sera construite à partir des réponses des poutres individuelles qui le constituent.

Dans la théorie générale qu'il développe, la prise en compte de différents niveaux de modélisation ne se marque que dans le calcul de la réponse statique non linéaire. Les étapes 2 et 3 restent indépendantes du niveau d'idéalisation de la structure.

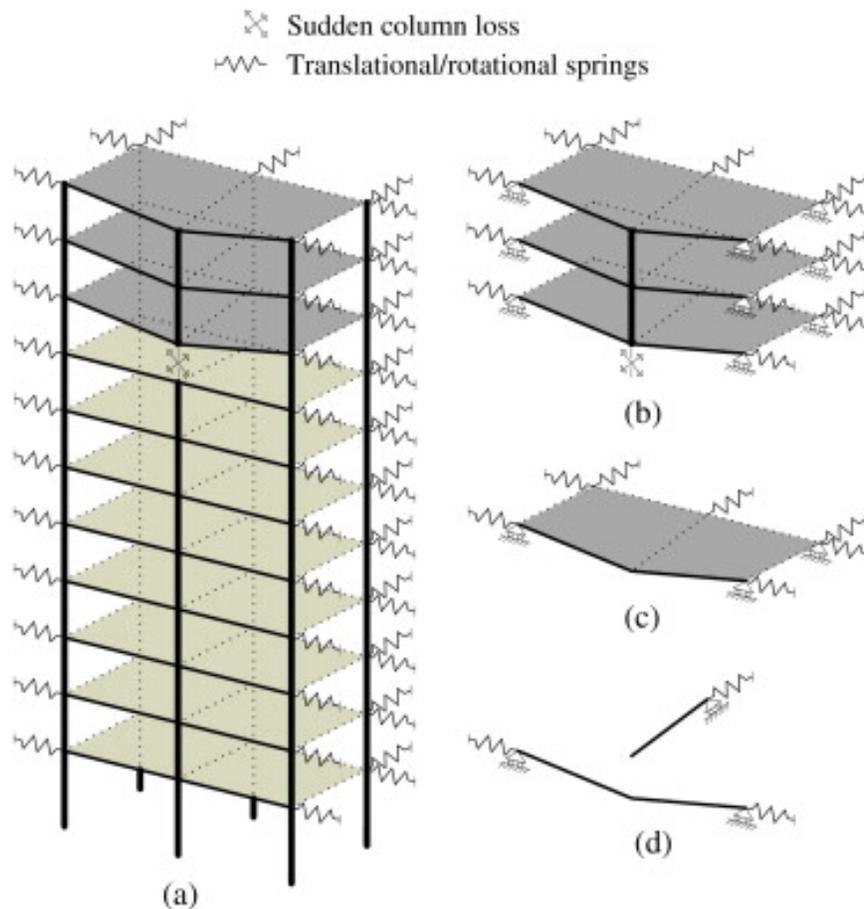


FIGURE I.4.1 – Niveaux de modélisation différents [11]

Les niveaux de modélisation proposés (fig. I.4.1) sont les suivants :

1. la travée de la structure directement affectée par la perte de la colonne, avec des conditions limites adaptées afin de prendre en compte la contribution du reste de la structure.

2. les étages supérieurs à la colonne perdue où les déformations sont concentrées à condition que les colonnes avoisinantes soient capables de reprendre le surplus de charges qui transitent par elles.
3. un étage unique si les étages affectés sont identiques en terme de structure et de chargement car alors la force axiale dans les colonnes directement supérieures devient négligeable.
4. les poutres individuelles de l'étage directement affecté en ignorant l'effet plaque dans le plan.

4.3 Apport

L'avantage d'avoir des niveaux différents de modélisation est que ceux-ci peuvent être utilisés pour obtenir la réponse à des niveaux de modélisation plus complexes. Par exemple le niveau le plus bas (poutre individuelle) peut être utilisé pour établir la réponse d'un grillage de poutres, niveau supérieur de modélisation.

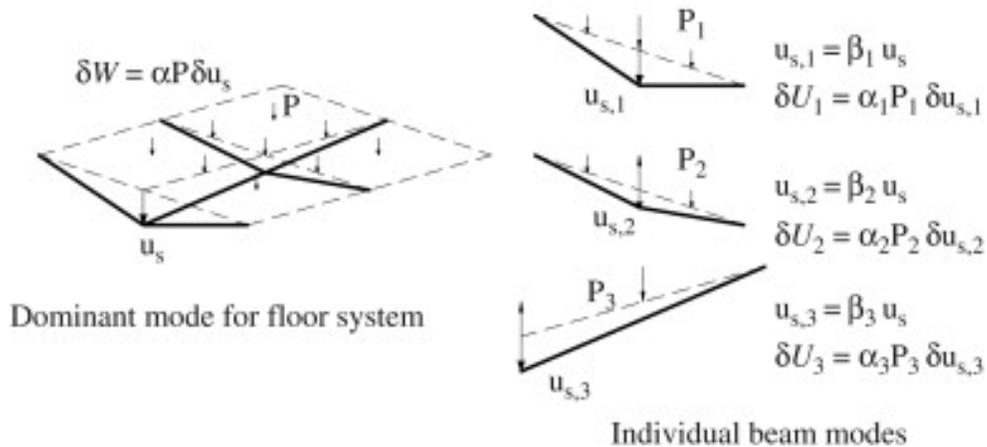


FIGURE I.4.2 – Mode de déformation prédominant [11]

La réponse statique non linéaire des poutres individuelles doit être établie d'une façon numérique ou par une méthode simplifiée. Cette réponse exprimée en terme de (P_i, u_i) fournit une mesure de l'énergie d'absorption caractéristique de la poutre, où l'incrément de l'énergie absorbée obtenu (δU_i) est obtenu par l'équation (4.1) :

$$\delta U_i = \alpha_i \cdot P_i \cdot \delta u_{s,i} \quad (4.1)$$

Les paramètres intégrés dans l'équation (4.1) sont définis ci-dessous :

1. P_i est l'intensité de la charge appliquée sur la poutre ;
2. $\delta u_{s,i}$ est le déplacement vertical à l'endroit où la colonne est retirée ;

3. α_i est un paramètre adimensionnel qui dépend de la distribution supposée de charges sur la poutre (charge concentrée, linéique, etc.) et non de l'intensité de P_i . Il peut également dépendre du mode de déformation de l'élément étudié. Par exemple, pour une charge ponctuelle qui correspond directement à $\delta u_{s,i}$ et pour une charge uniforme, la valeur de α_i est respectivement 1 et 0,5.

Sur base d'un mode de déformation dominant du système comme établi sur 1.4.2, la réponse du système complet peut être facilement déterminée à partir des réponses des poutres individuelles le constituant en égalant l'incrément de travail externe à l'énergie interne absorbée :

$$\delta W_{ext} = \sum \delta U_i \quad (4.2)$$

L'incrément de travail externe est exprimé en terme des charges de gravité supportées par le système et l'incrément de déformation comme :

$$\delta W_{ext} = \alpha \cdot P \cdot \delta u_s \quad (4.3)$$

Dans l'équation (4.3), α est aussi un facteur qui dépend de la distribution des charges de gravité.

Si chaque déplacement de poutre individuelle peut s'exprimer par :

$$u_{s,i} = \beta_i \cdot u_s \quad (4.4)$$

Alors la combinaison des équations (4.1), (4.2), (4.3) et (4.4) mène à :

$$P = \frac{1}{\alpha} \cdot \sum \alpha_i \cdot \beta_i \cdot P_i \quad (4.5)$$

Une relation directe entre P et u_s pour l'étage est obtenue, où P_i pour chaque poutre est une fonction du déplacement correspondant $u_{s,i}$ qui est relié à u_s par (4.4).

5 Comportement des dalles

5.1 Introduction

L'étude du comportement 3D d'une structure nécessite également de s'intéresser à l'effet plaque. Dans ce but, deux notions liées au comportement des dalles seront introduites dans ce chapitre : la théorie des lignes de rupture et l'origine du développement des efforts membranaires.

La première notion fut initialement développée par Johansen. Celle-ci est un outil très performant pour étudier le comportement d'une dalle dans une situation de charge classique.

Le deuxième concept s'intéresse à expliquer l'origine du développement d'efforts membranaires significatifs suite à la mobilisation de déformations importantes dans les dalles. Il fut en effet démontré que suite à des événements exceptionnels, les dalles étaient capables de développer des efforts dans le plan ayant comme conséquence d'accroître la charge de ruine de la dalle.

5.2 Calcul des plaques en béton armé par la méthode de Johansen [12]

La théorie développée par Johansen est capable de tenir compte du comportement réel du béton armé lors de sa mise en charge dans le cadre d'un dimensionnement classique. Cet auteur considère uniquement des dalles en béton armé dont les armatures ont un pourcentage inférieur au pourcentage critique et qui se plastifient par insuffisance d'acier. Il néglige les déformations élastiques de la plaque devant les déformations plastiques. Dans ces conditions, une plaque polygonale s'écroulera donc nécessairement par fissuration suivant des lignes droites, en nombre fini ou infini, le long desquelles l'acier se plastifie puis dont le béton périt finalement par éclatement. Johansen appelle ces lignes, lignes de rupture (yield-line) ou mieux, lignes d'articulation.

Si l'écrouissage des armatures est négligé, il est admis que le moment fléchissant est constant le long de ces lignes et égal au moment de rupture positif ou négatif selon que la ligne de rupture soit positive ou négative.

Johansen se donne alors une figure de rupture de la dalle. Comme celle-ci est en équilibre pendant son effondrement, le théorème des travaux virtuels peut être utilisé. Dans ce cas :

$$W_{ext} = W_{int} \quad (5.1)$$

c'est-à-dire que le travail des forces extérieures pendant l'effondrement est égal au travail intérieur dissipé en chaleur dans les lignes d'articulation. L'équation (5.1) définit l'intensité des charges à la ruine, que l'on désignera par la notation P_{Pl} . L'énergie dissipée dans les lignes d'articulation séparant les parties mobiles de la dalle à la ruine s'obtient en multipliant par M_{Pl} la somme des produits des rotations dans ces portions mobiles autour de leurs axes par les projections sur les axes des lignes d'articulation considérées.

L'utilisation de la théorie des lignes de rupture fournit une estimation de la charge causant la ruine de la dalle. Cette charge qui correspond au mécanisme de ruine présumée doit être plus grande ou égale à celle qui provoque la ruine réelle de la dalle et en est par conséquent une estimation supérieure.

La figure I.5.1 montre différents schémas de rupture en fonction des conditions d'appui :

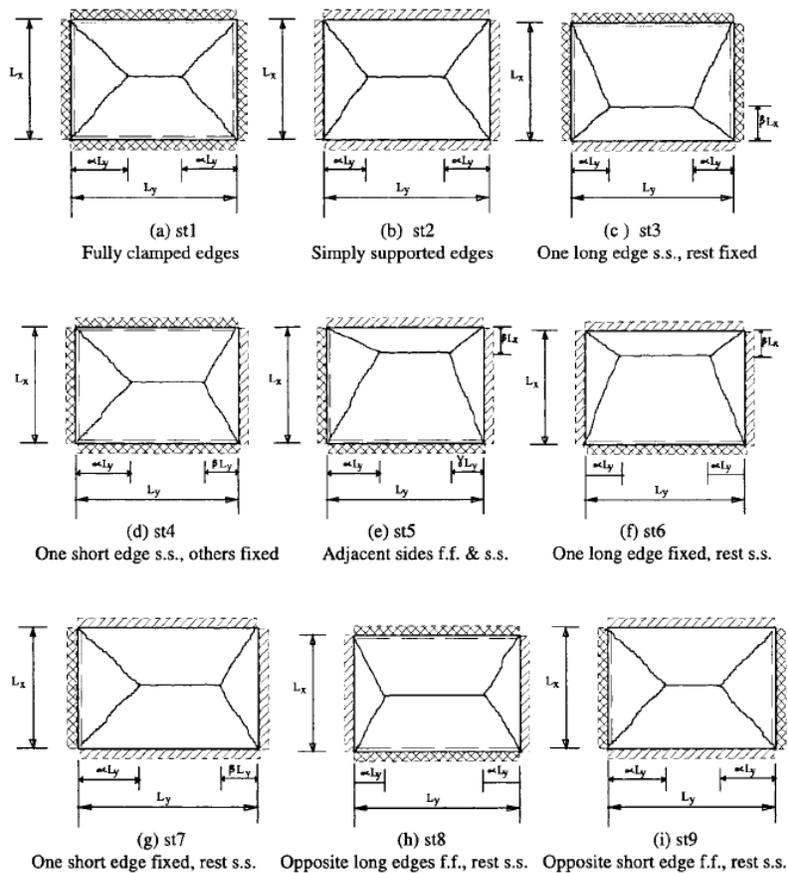


FIGURE I.5.1 – Mécanismes de ruine [13]

Cependant, cette valeur théorique est en réalité inférieure à celle réellement observée lors de tests expérimentaux réalisés sur des dalles car des efforts membranaires se développent dans le plan de celles-ci.

5.3 Description du comportement membranaire [14]

Afin d'expliquer le phénomène, prenons d'abord l'exemple d'une dalle qui ne porte que dans une direction (fig. I.5.2). Les grands déplacements vont provoquer un raccourcissement d'extrémité. Si celui-ci est empêché, alors des efforts membranaires de traction pourront se développer.

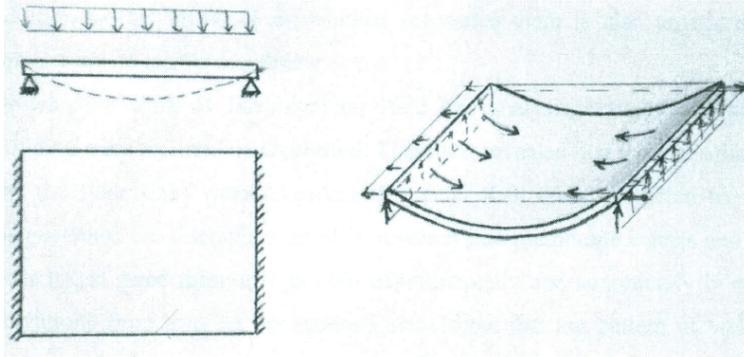


FIGURE I.5.2 – One way spanning structural member [14]

Par contre pour une dalle simplement appuyée sur ses quatre bords et qui porte dans les deux directions (fig. I.5.3), aucune restrainte horizontale n'est requise. Elle développera d'elle-même un système d'efforts dans le plan qui aura le même effet. Une bande centrale aura un raccourcissement similaire au cas de la dalle portant dans une seule direction tandis qu'une bande au niveau des bords supportés verticalement n'aura pas le même déplacement vertical et par conséquent un raccourcissement d'extrémité moins significatif. Des forces dans le plan naîtront alors à l'interface de telles bandes pour maintenir l'équilibre ce qui induira des contraintes de traction au centre de la dalle et des contraintes de compression près des bords (fig.I.5.3). Comme ce comportement se passe dans les deux directions dans lesquelles la dalle porte, le résultat est une aire centrale de contraintes de traction et un anneau de compression qui suit le périmètre.

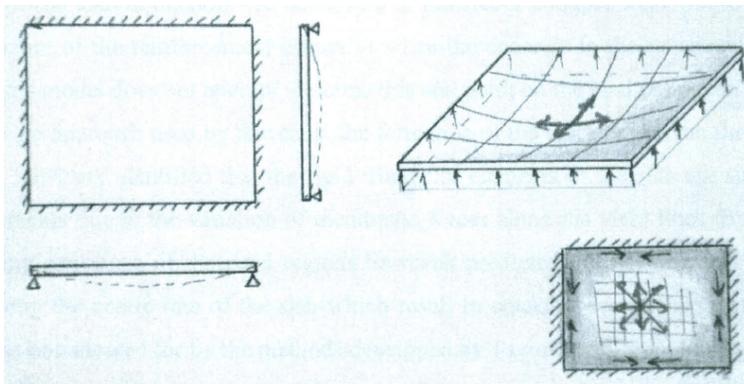


FIGURE I.5.3 – Development of in-plane membranes forces [14]

La réalité est que le développement des efforts membranaires influence les moments développés se-

lon les lignes de rupture avec une réduction du moment résistant dans les zones de traction et une augmentation du moment résistant dans les zones de compression. En plus d'influer la résistance en flexion, la charge de rupture se voit augmentée.

Le développement d'efforts membranaires de traction sous déplacements importants, que le déplacement horizontal soit restreint ou non, est largement dépendant de la géométrie déformée de la dalle. Les efforts membranaires ne sont en effet mobilisés que sous déplacements importants. Ils n'apparaîtront donc jamais lorsque la dalle travaille dans des conditions normales d'utilisation mais bien lorsque celle-ci sera soumise à des événements tels qu'une explosion ou un incendie.

En bref, nous retiendrons que le développement d'efforts membranaires dans une dalle suite à des déformations élevées peut engendrer une augmentation de la capacité portante de celle-ci comparativement à la charge de ruine liée à un comportement uniquement flexionnel.

6 Conclusions de la Partie I

L'objectif de cette première partie était de se familiariser avec la notion de robustesse à laquelle s'intéresse le présent travail. En plus de définir cette notion, elle avait pour but d'introduire les concepts nécessaires au cours des recherches qui nous avons menées pour l'élaboration de ce mémoire.

Etant donné que celui-ci traite de la robustesse, les notions relatives à celle-ci ont été abordées en premier. Il s'agissait de définir la robustesse d'une structure et le vocabulaire courant associé. De même, les techniques de dimensionnement permettant de se prémunir contre une ruine progressive ont été passées en revue. La manière dont ce problème est traité dans les codes de dimensionnement actuels a également été abordée. Ceux-ci transcrivent en réalité des recommandations pour assurer l'intégrité structurelle d'un bâtiment. Pour y parvenir, il est essentiel d'avoir suffisamment de ductilité, de redondance et de continuité pour qu'une redistribution correcte et une diffusion des différentes contraintes puissent avoir lieu.

Cependant, ces normes sont loin d'être suffisantes et les attentats du 11 septembre ont relancé la recherche dans le domaine de la robustesse. A l'Université de Liège, des études récentes ont permis de mieux cerner le comportement d'un portique 2D suite à la perte progressive d'une de ses colonnes. La description de ce comportement a alors été faite. La disparition d'un élément porteur implique le développement de flèches significatives dans les poutres la surplombant dans lesquelles apparaît un mécanisme plastique. Des efforts membranaires s'y développent ce qui implique de la traction dans les poutres juste supérieures à la colonne perdue. Si aucune ruine ne se produit dans le reste de la structure, le développement des efforts membranaires dans les poutres supérieures à la colonne endommagée permet à la structure de fonctionner différemment. Elle peut alors atteindre un nouvel état d'équilibre stable. La sous-structure proposée afin de reproduire le comportement de la structure entière et les hypothèses qui en découlent ont également été présentées. De même, la méthode analytique (développée par Jean-François Demonceau [3]) capable de reproduire sa réponse une fois le mécanisme plastique formé a été expliquée.

Ensuite, la façon dont Anastasios Vlassis [11] propose d'obtenir la réponse d'une structure a également été présentée. Celui-ci a établi que le comportement d'une structure d'un niveau de modélisation donné peut être obtenu grâce aux réponses des éléments d'un niveau de modélisation moins détaillé qui le composent. Par exemple, la réponse d'un grillage 3D de poutres peut être calculée sur base de la réponse des poutres individuelles le constituant.

Enfin, la méthode des lignes de rupture classiquement utilisée pour le dimensionnement des dalles et la manière dont les effets membranaires peuvent s'y développer suite à des déformations importantes ont été décrites.

Ce travail nécessitait l'introduction préalable de ces concepts car ils seront utilisés au cours de celui-ci. La partie suivante va alors débiter l'étude de structures 3D faites de poutres et de colonnes en acier.

Deuxième partie

Etude du comportement d'une structure acier en trois dimensions suite à la perte d'une colonne

1 Introduction

Afin de mieux comprendre le comportement 3D d'une structure constituée de poutres et de colonnes acier suite à la perte d'une colonne, une étude numérique de deux structures 3D de référence sera réalisée dans cette partie. Ces structures se différencient par la manière dont les poutres secondaires lient entre eux les portiques principaux : soit elles sont articulées à leurs extrémités soit elles sont considérées comme continues.

Avant de réaliser les simulations numériques dans les deux situations expliquées ci-dessus, nous décrirons la structure étudiée (dimensions, nombre de portiques et de travées, etc.) au cours du premier chapitre de cette partie et exposerons la façon dont la simulation de la perte d'une colonne sera réalisée. Une brève description du programme d'éléments finis utilisé sera également introduite.

Ensuite, l'étude de la première variante **poutres secondaires articulées** se décomposera en trois parties :

1. la perte d'une de ses colonnes sera simulée numériquement. Le comportement de la structure qui en découle sera alors décrit et analysé.
2. une sous-structure élémentaire 3D extraite de la structure complète 3D, sous certaines hypothèses, sera chargée numériquement en vue de modéliser la perte de la colonne. La démarche d'extraction de la sous-structure hors de la structure complète 3D sera explicitée en détail. Cette étape aura pour but de valider la sous-structure comme modèle capable d'appréhender correctement le comportement de la structure dont elle est extraite.
3. une méthode analytique initialement développée en 2D sera adaptée au cas 3D. Elle aura pour but de représenter précisément le comportement de la sous-structure élémentaire 3D qui aura été définie précédemment.

Finalement ces étapes seront reproduites pour la structure où **toutes les poutres sont continues**. Ceci devrait permettre de valider définitivement l'utilisation de la sous-structure élémentaire 3D et de la méthode analytique 3D développée pour prédire le comportement réel de la structure.

Cette partie s'achèvera par résumer les diverses conclusions obtenues.

2 Description générale

2.1 Définition de la structure de référence

Pour éviter d'effectuer le dimensionnement complet d'une ossature de bâtiment en acier mais disposer cependant d'éléments structuraux plausibles, un des portiques étudiés par François Muller dans le cadre de son travail de fin d'études [15] a servi de base quant à la définition de la structure complète 3D. Celle-ci se composera de cinq portiques principaux de ce type espacés de 5 m.

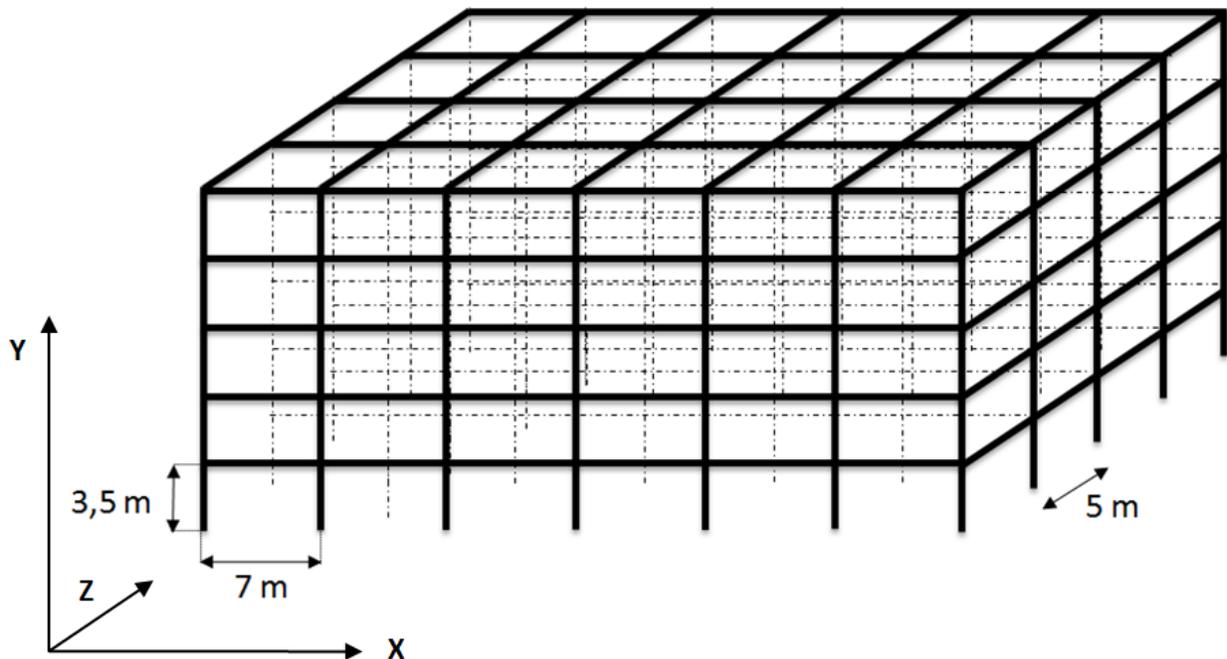


FIGURE II.2.1 – Structure complète 3D

Chaque portique principal se caractérise par :

- 6 travées de 7 m de longueur ;
- 5 niveaux de 3,5 m de hauteur ;
- des colonnes extérieures de type HEB 320 ;
- de colonnes intérieures de type HEB 460 ;
- de poutres de planchers et de toiture de type IPE 450 ;

- de profilés en acier S235 ;
- d'assemblages parfaitement rigides et pleinement résistants ;
- de pieds de poteaux encastrés au sol ;
- de portiques non contreventés.

Ces portiques principaux sont liés entre eux par des poutres de type IPE 360 qui seront désignées comme **poutres secondaires** par la suite. Ces poutres seront, selon le cas traité, **articulées** ou **continues**. La structure dans son ensemble est illustrée à la figure II.2.1.

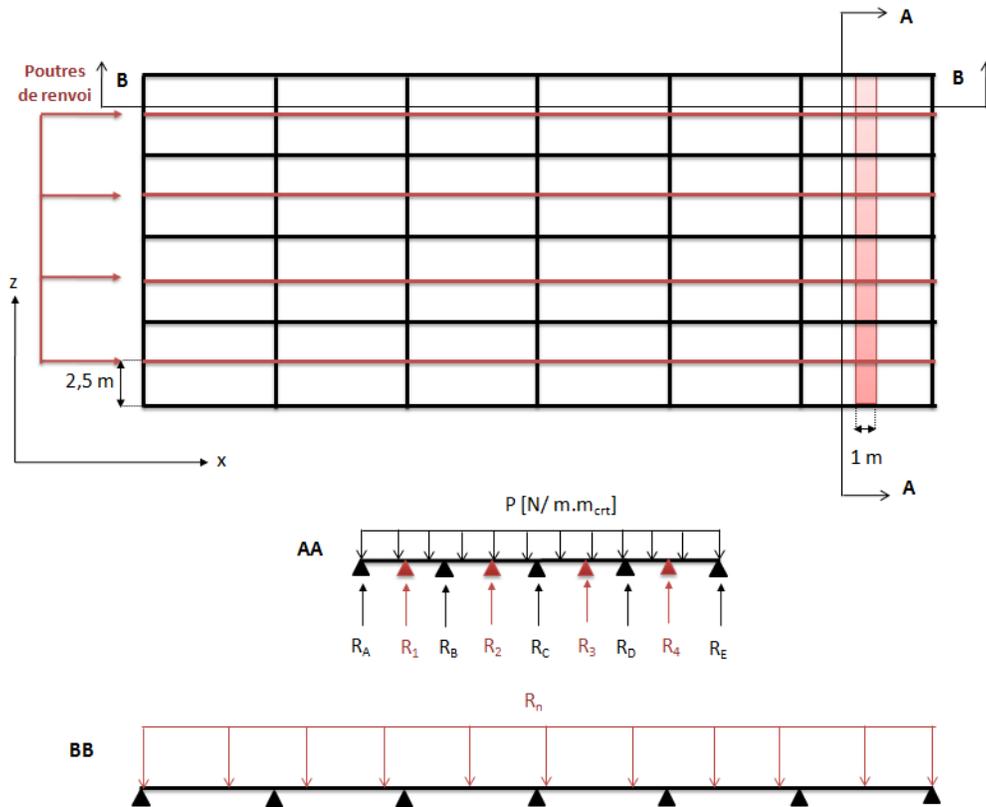


FIGURE II.2.2 – Chargement de la structure complète 3D

Le chargement normal sollicitant l'ossature se compose :

1. du poids propre de chacun des éléments porteurs (poutres et poteaux) ;
2. d'une charge surfacique de 10 kN/m^2 et 20 kN/m^2 appliquée sur chaque plancher et sur le toit respectivement dans le cas des poutres secondaires articulées et des poutres secondaires continues.

La dalle porte selon la direction z . Des poutres de renvoi sont présentes parallèlement aux portiques principaux et placées à mi-distance entre deux comme montré à la figure II.2.2. En considérant un mètre de dalle dans la direction x et que la dalle porte selon z , les réactions s'appliquant sur les portiques principaux et les poutres de renvois sont obtenues. Les charges s'appliquant sur les poutres secondaires sont, quant à elles, les réactions des poutres de renvois soumises aux réactions de la dalle sur ces dernières. Au final, les poutres principales sont soumises à des charges uniformes tandis que les poutres secondaires sont soumises à des charges ponctuelles à mi-travée. Une vue schématique de la descente de charge est présentée à la figure II.2.2.

Les notions de **partie directement affectée** et **partie non directement affectée** sont également définies en 3D, comme elles l'avaient précédemment été en 2D. La figure II.2.3 les présente sur une vue en plan. Les points définis sur cette figure appartiennent à l'étage le plus bas.

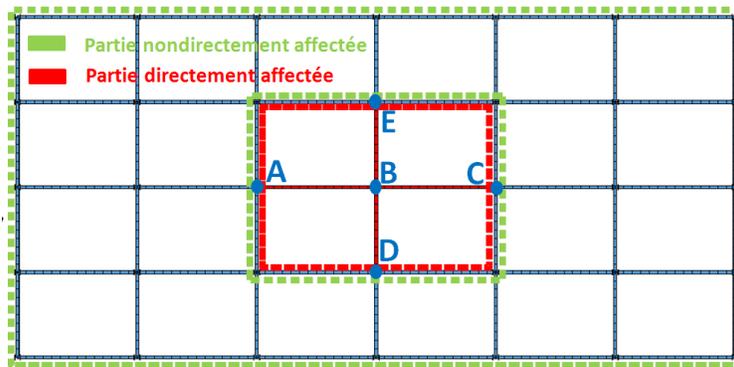


FIGURE II.2.3 – Définition des parties directement et non directement affectées de la structure 3D - Vue en plan

2.2 Simulation de la perte de la colonne

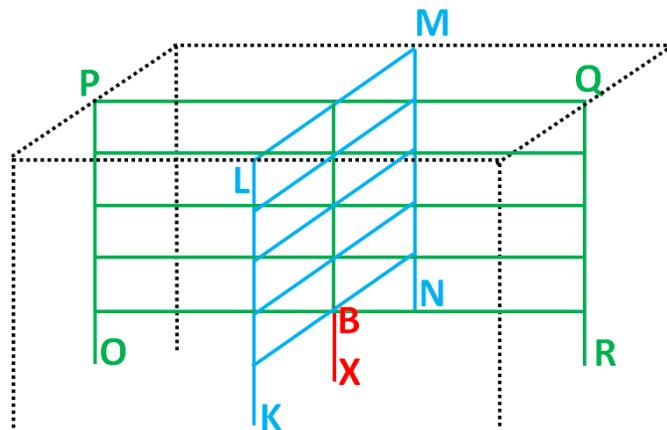


FIGURE II.2.4 – Définition de la colonne perdue

La perte de la colonne BX située au centre de la structure étudiée sera considérée (fig. II.2.4). Elle

se situe à l'intersection des deux plans d'étude KLMN et OPQR et est délimitée par le niveau du sol et le niveau un.

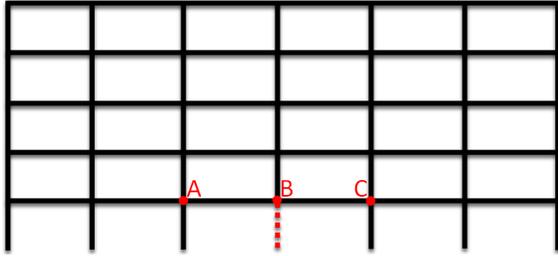


FIGURE II.2.5 – Visualisation de la colonne perdue - Portique contenu dans le plan OPQR

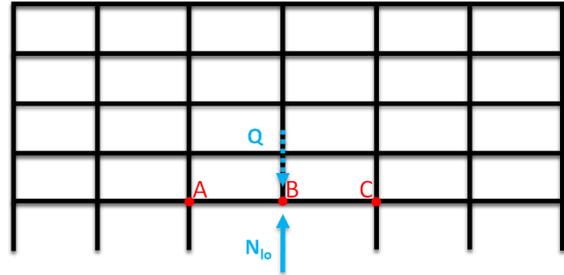


FIGURE II.2.6 – Simulation de la présence et de la perte de la colonne - Portique contenu dans le plan OPQR

Pour modéliser la perte de la colonne, celle-ci a tout d'abord été retirée de la structure (fig. II.2.5) et remplacée par une force équivalente à l'effort normal N_{l_0} qui transite dans celle-ci sous chargement normal (fig. II.2.6). Cette force simule la présence de la colonne et la situation est donc identique à celle où la colonne est présente. La disparition progressive de la colonne est représentée par l'application d'une charge gravitaire Q croissante en tête de la colonne endommagée comme sur la figure II.2.6. Lorsque Q est nulle, la colonne jouit encore de toute sa capacité portante et lorsque Q atteint la valeur de N_{l_0} alors la colonne est complètement perdue et n'est plus capable de reprendre des efforts.

Notons qu'entre ces deux extrêmes, il y a une valeur de $Q = N_{l_0,Pl}$ qui correspond à la formation complète du mécanisme plastique. A ce moment, il reste un effort $N_{l_0} - N_{Pl,l_0}$ dans la colonne endommagée. La structure sera alors désignée comme robuste si elle ne s'effondre pas avant le retrait complet de la colonne endommagée et si elle arrive à se stabiliser dans une nouvelle configuration.

L'étude numérique a été réalisée à l'aide du logiciel **Finelg** explicité à la section 2.4. Pour permettre le développement des efforts membranaires lors de l'analyse numérique, les limitations de déformation ont été désactivées dans le software. Cela suppose que les différents éléments composant la structure ont une ductilité infinie.

Pour établir numériquement la courbe statique associée au chargement présenté ci-dessus, une première séquence a d'abord été définie afin d'appliquer sur la structure le chargement normal. Celui-ci correspond à une charge surfacique de 10 kN/m^2 ou 20 kN/m^2 (selon le cas), le poids propre de tous les éléments structuraux et la force N_{l_0} simulant la présence de la colonne en B (fig. II.2.6), par la suite endommagée.

La séquence suivante correspond à l'application d'une charge gravitaire Q croissante jusque la valeur N_{l_0} en B (fig. II.2.6). Ceci devrait nous permettre d'obtenir la courbe reliant le déplacement vertical en B et l'effort normal N_{l_0} dans la colonne endommagée.

2.3 Présentation des hypothèses de travail

Le comportement auquel ce travail s'intéresse concerne essentiellement le développement des efforts membranaires dans la partie directement affectée de la structure. Ce phénomène étant un problème très complexe, quelques hypothèses ont été formulées afin de s'affranchir de tous les éléments parasites qui rendraient la tâche plus compliquée.

Ces éléments appelés parasites sont :

1. la formation de mécanismes plastiques dans la partie non directement affectée de la structure. Afin de s'en prémunir, nous avons émis l'hypothèse que l'ensemble des éléments qui la constituent suit une loi de matériau élastique linéaire.
2. le déversement des poutres incluses dans la partie directement affectée. Afin de se prémunir de cette forme d'instabilité, nous avons émis l'hypothèse que le déversement des poutres continues de la partie directement affectée est empêché. Cette condition serait très certainement respectée dans le cas où une dalle de béton serait posée sur le grillage de poutres constituant les différents niveaux du bâtiment.

2.4 Présentation du logiciel Finelg

L'outil numérique permettant de simuler la perte de la colonne est comme dit ci-dessus **Finelg**, un programme d'éléments finis. Ce programme a été développé il y a quelques années au sein du département *MS²F* Argenco, à l'Université de Liège en collaboration avec le bureau d'études Greisch.

Ce logiciel permet notamment de mener une analyse non linéaire complète en intégrant les non-linéarités matérielles et géométriques.

2.4.1 Type d'éléments utilisés

Dans ce travail, les poutres et les poteaux ont été modélisés par des éléments de poutres spatiales et chacun est défini à l'aide de trois noeuds P_1 , P_2 et K (fig. II.2.7). Les deux premiers définissent les extrémités de l'élément et le troisième définit les axes principaux de la section. Chaque noeud possède six degrés de liberté u , v , w , ψ , θ_y , θ_z . La théorie de Saint-Venant est appliquée pour ces éléments.

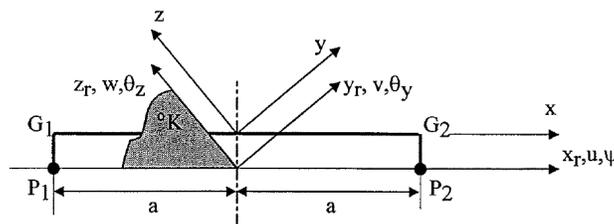


FIGURE II.2.7 – Élément fini de poutre spatiale défini par trois noeuds [16]

2.4.2 Loi de matériau

Pour les poutres et les colonnes de la partie directement affectée, une loi bi-linéaire a été utilisée. Cette loi **élastique parfaitement plastique** est présentée à la figure II.2.8.

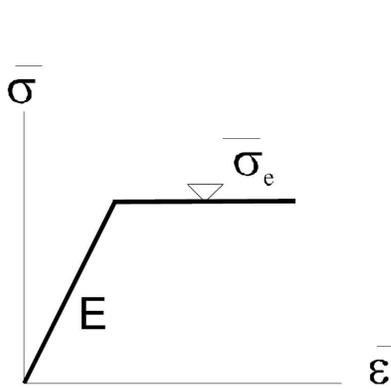


FIGURE II.2.8 – Loi bilinéaire [16]

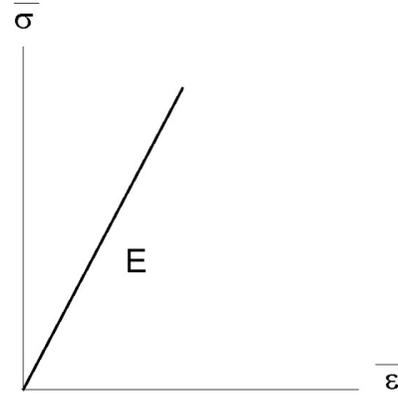


FIGURE II.2.9 – Loi de Hooke [16]

Concernant les poutres et poteaux de la partie non directement affectée, une loi de matériau **parfaitement linéaire** a été considérée (fig. II.2.9).

Pour rappel, cette façon de procéder permet de se concentrer sur le mécanisme local dans la partie directement affectée en évitant la formation de rotules plastiques dans la partie non directement affectée.

2.4.3 Assemblages des poutres secondaires

Pour modéliser les assemblages des poutres secondaires, chaque degré de liberté a été modélisé à l'aide d'un ressort. Chacun d'eux possède un seul degré de liberté et est défini par deux noeuds. Son déplacement n'est possible que dans une direction. La figure II.2.10 montre les éléments **ressorts** en translation et en rotation.

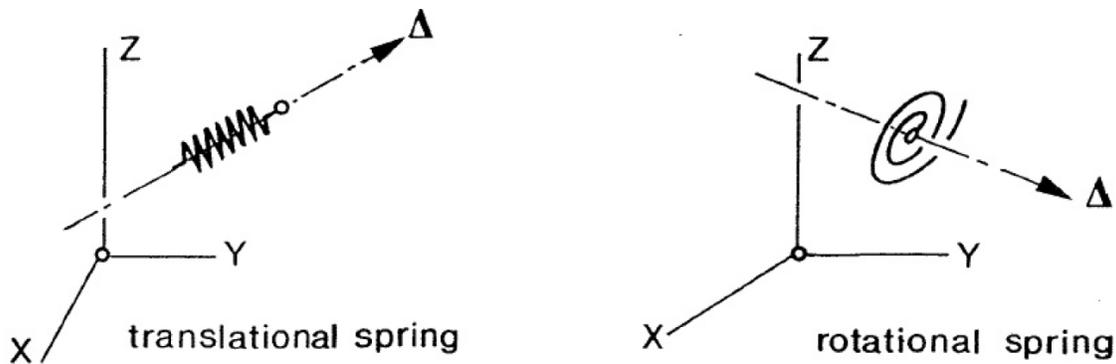


FIGURE II.2.10 – Élément fini de ressort [16]

Les raideurs injectées dans ces ressorts sont reprises au tableau II.2.1.

TABLE II.2.1 – Valeurs de K - Assemblages des poutres

	K : poutres articulées [kN/m]	K : poutres continues [kN/m]
x	900000000000.00	900000000000.00
y	900000000000.00	900000000000.00
z	900000000000.00	900000000000.00
θ_x	0.000001	900000000000.00
θ_y	900000000000.00	900000000000.00
θ_z	0.000001	900000000000.00

3 Poutres secondaires articulées

3.1 Introduction

La description générale des conditions de travail ayant été réalisée, ce chapitre s'articule autour du comportement 3D de la première structure de référence. Pour rappel, les extrémités des poutres secondaires de cette structure sont rotulées.

L'objectif premier sera d'analyser le comportement de cette structure suite à la perte d'une de ses colonnes. Le développement des efforts membranaires sera mis en évidence et la relation liant le déplacement Δ_B à N_{l_o} sera établie.

Une fois ces résultats obtenus, une sous-structure sera extraite de la structure complète, sous des hypothèses validées en 2D. Le but à ce stade est de confirmer son utilisation pour représenter précisément le comportement réel de la structure dont elle provient.

Enfin, la méthode analytique initialement développée en 2D pour appréhender le comportement de la sous-structure lorsque les effets du second ordre deviennent significatifs sera adaptée à la sous-structure 3D, l'objectif final étant également de valider son utilisation.

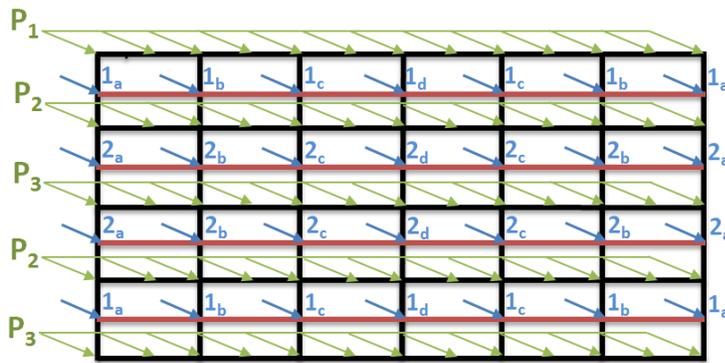
3.2 Simulation de la structure complète 3D

3.2.1 Validité de la structure

La structure a été dans un premier temps calculée selon une analyse linéaire afin de vérifier qu'elle était correcte.

TABLE II.3.1 – Charges appliquées - Structure à poutres secondaires articulées

	P_1	P_2	P_3	1_a	1_b	1_c	1_d	2_a	2_b	2_c	2_d
Charge	7.9	19.3	19.9	62.6	180.1	152.7	161.8	55.8	160.5	136	144
Unité	kN/m	kN/m	kN/m	kN							



Chaque poutre principale est soumise à une charge uniforme d'intensité P (variable selon le portique principal considéré) et est considérée comme continue. Chaque poutre secondaire est soumise à une charge concentrée d'intensité J_i à mi-travée (variable selon sa position) et est considérée comme rotulée. L'ensemble de ces charges (tabl. II.3.1) doit être appliqué à chaque niveau constitutif de la structure étudiée (fig. II.3.1).

FIGURE II.3.1 – Présentation du chargement

Les vérifications suivantes ont été effectuées :

- comparaison des moments à mi-travée et aux extrémités obtenus numériquement avec les valeurs estimées analytiquement ;
- comparaison des flèches obtenues numériquement avec les valeurs estimées analytiquement.

Ces vérifications ont été réalisées dans un certain nombre de poutres de la structure afin de s'assurer de la validité de celles-ci. Pour exemple, celles effectuées dans les poutres AB et CB (fig. II.2.3) sont reprises ci-dessous :

Poutres principales

	Analytique	Numérique
F_{max} [mm]	1,7	1,9
M^- [kN.m]	81,2	82,3
M^+ [kN.m]	40,6	42,1

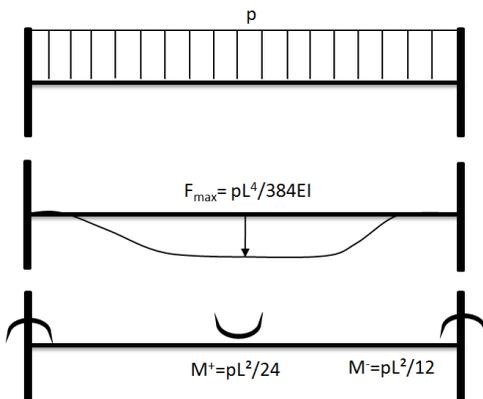


FIGURE II.3.2 – Poutre bi-encastée soumise à une charge uniforme

Poutres secondaires

	Analytique	Numérique
F_{max} [mm]	10,1	10,7
M^- [kN.m]	0	0
M^+ [kN.m]	180,2	182,1

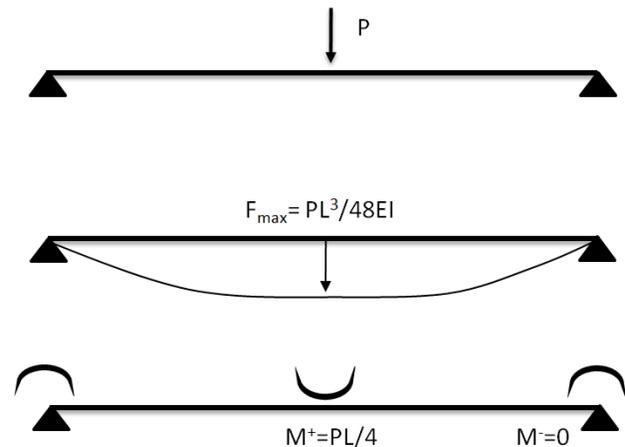


FIGURE II.3.3 – Poutre bi-rotulée soumise à une charge concentrée à mi-travée

Les diagrammes des efforts normaux et des moments de la structure sont représentés aux figures II.3.4 et II.3.5.

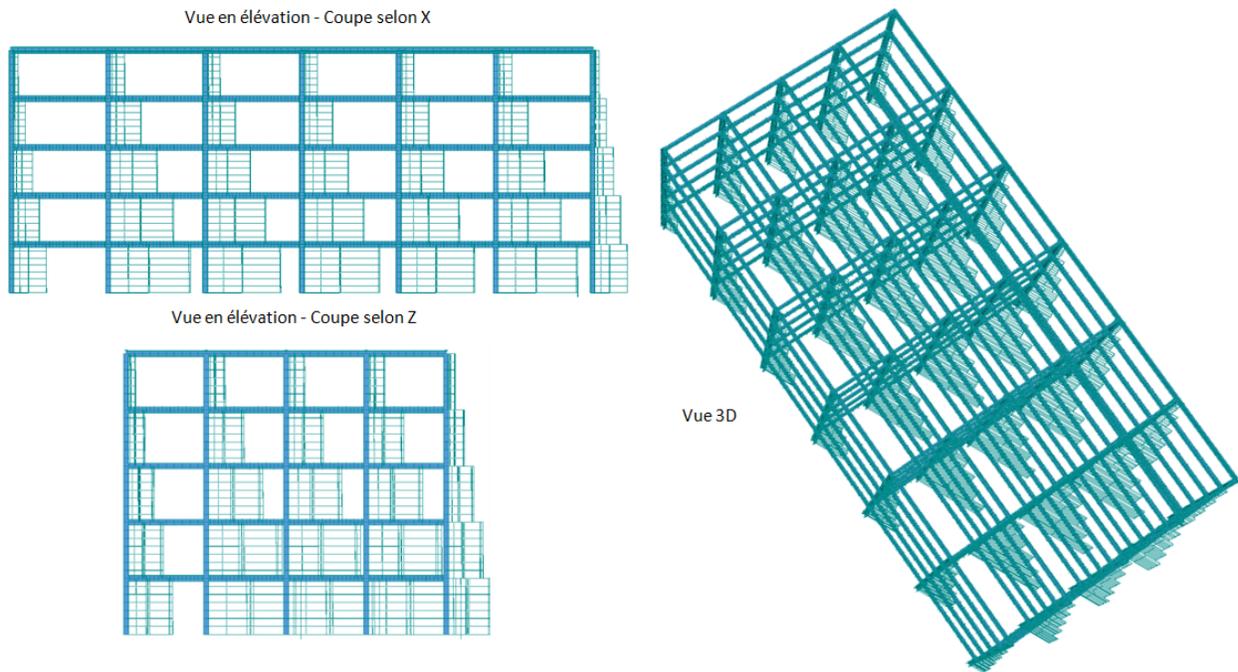


FIGURE II.3.4 – Diagramme des efforts normaux sous chargement normal

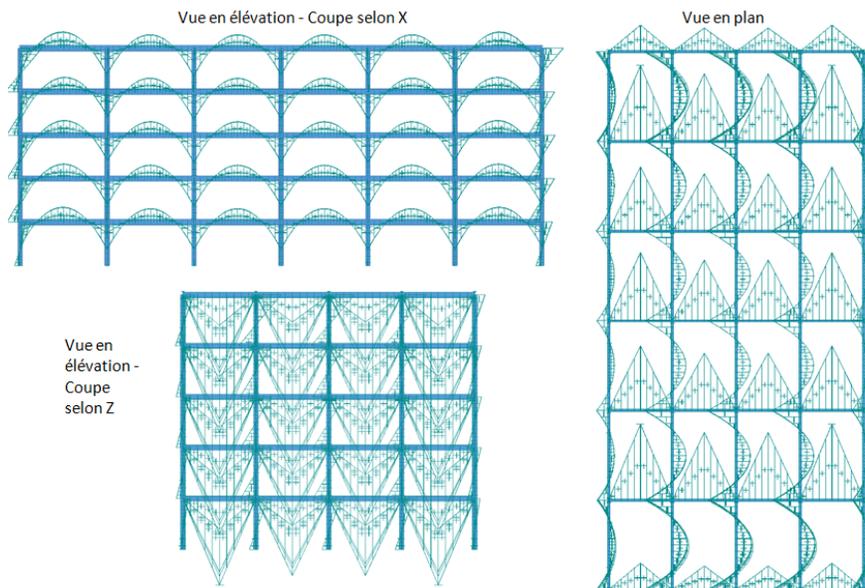


FIGURE II.3.5 – Diagramme des moments sous chargement normal

3.2.2 Palier plastique

Il a semblé intéressant de calculer analytiquement la valeur particulière de $Q = N_{lo,pl}$ à partir de laquelle le mécanisme plastique complet est formé dans la partie directement affectée. Pour rappel, la charge Q est une charge gravitaire représentant la diminution progressive de l'effort normal dans la colonne N_{lo} . De cette façon, il sera aisé de vérifier, une fois l'analyse non linéaire réalisée, que l'atteinte numérique du palier plastique correspond bien à la valeur $N_{lo,pl}$ calculée analytiquement.

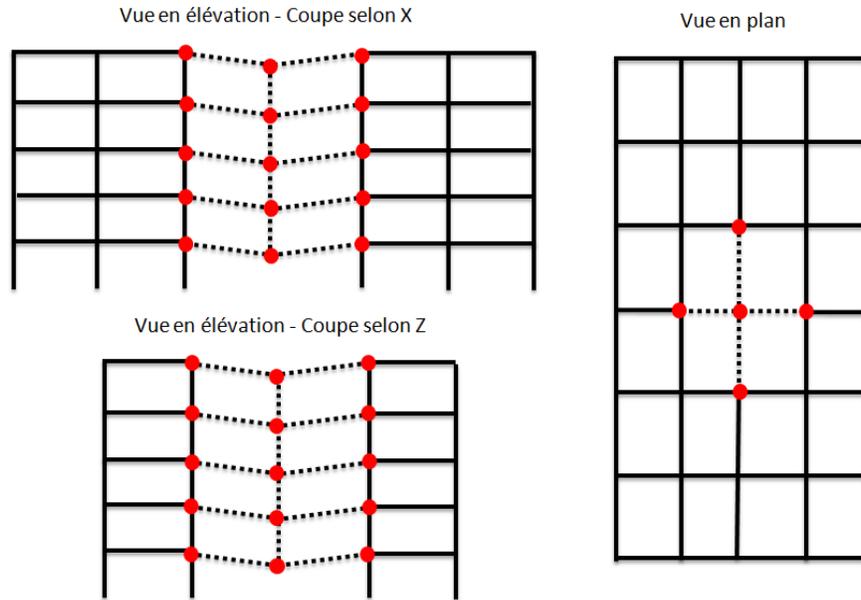


FIGURE II.3.6 – Mécanisme plastique de la partie directement affectée

D'après la théorie du calcul plastique, lorsque le mécanisme plastique représenté à la figure II.3.6 se forme, l'égalité suivante peut être exprimée si le matériau constitutif des éléments composant la structure suit une loi rigide-plastique :

$$W_{ext} = W_{int} \quad (3.1)$$

Lors de la plastification complète des poutres du mécanisme attendu dans la partie directement affectée, les moments au droit des rotules plastiques sont égaux aux moments plastiques de ces poutres $M_{Pl,profilé}$. Ces valeurs sont fonction du type de profilé et du matériau utilisé. Avec ces informations, nous pouvons écrire :

$$W_{int} = \sum M_{Pl,poutre,i} \theta_i \quad (3.2)$$

l'indice i variant entre 1 et le nombre total de rotules plastiques formées.

Le travail extérieur se calcule par le produit des forces appliquées au système et le déplacement associé à chacune d'elles. Dans le cas qui nous concerne, les charges extérieures appliquées au système sont :

- Les charges uniformes appliquées sur les poutres principales ;
- Les charges concentrées appliquées sur les poutres secondaires ;
- la charge équivalente à l'effort normal dans la colonne qui va être endommagée N_{I_0} ;
- la charge $N_{I_0,Pl}$ dirigée vers le bas, inconnue du problème.

Nous pouvons donc écrire :

$$W_{ext} = \sum P_i \cdot \Delta_i$$

où i représente tour à tour les forces appliquées au système. En résolvant l'équation (3.1), nous sommes parvenus à déterminer $N_{I_0,Pl}$.

Afin de rester clair, nous avons évalué séparément le travail interne développé respectivement dans les poutres secondaires et dans les poutres principales. Notons aussi que les angles θ et α (fig. II.3.7), respectivement les rotations des rotules plastiques se formant aux extrémités des poutres principales et secondaires, sont liés par l'équation suivante :

$$\theta = \alpha \cdot \frac{L_1}{L_2} \quad (3.3)$$

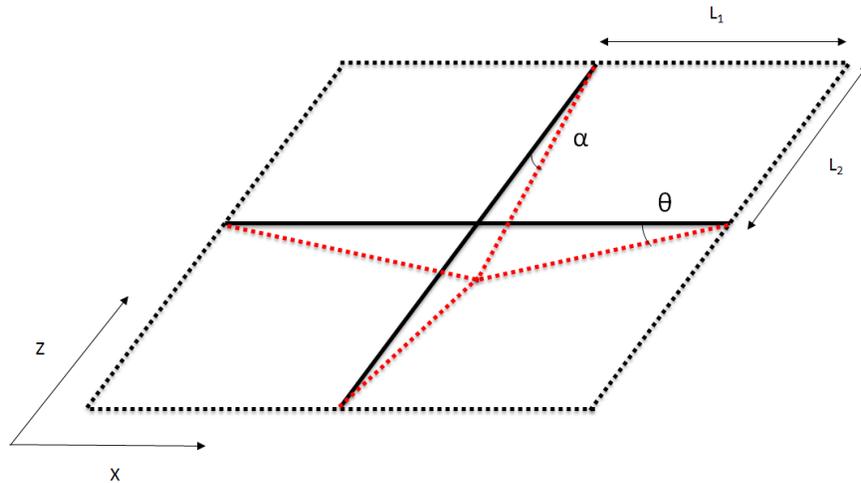


FIGURE II.3.7 – Rotations dans les plans d'étude

Dans les poutres principales, il se forme quatre rotules à chaque étage et le travail intérieur se calcule par :

$$W_{int,x} = 4 \cdot M_{Pl,450} \cdot \theta \cdot 5 \quad (3.4)$$

Dans les poutres secondaires, les rotules existent déjà. Il n'y a donc aucun apport de travail interne :

$$W_{int,z} = 0 \quad (3.5)$$

W_{int} vaut alors :

$$W_{int} = 20 \cdot M_{Pl,450} \cdot \theta \quad (3.6)$$

Le travail extérieur se calcule par :

$$W_{ext} = p \cdot \frac{L_1^2}{2} \cdot \theta \cdot 10 + P \cdot L_2 \cdot \frac{\alpha}{2} \cdot 10 - N_{lo} \cdot L_1 \cdot \theta + N_{lo,Pl} \cdot L_1 \cdot \theta \quad (3.7)$$

où α peut être remplacé grâce à l'expression (3.3) et p et P sont respectivement les charges uniforme et concentrée appliquées sur les poutres principales et secondaires. En égalant W_{int} à W_{ext} , nous pouvons isoler $N_{lo,Pl}$:

$$N_{lo,Pl} = 20 \cdot \frac{M_{Pl,450}}{L_1} + 20 \cdot \frac{M_{Pl,360}}{L_2} - 5 \cdot p \cdot L_1 - 5 \cdot P + N_{lo} \quad (3.8)$$

La valeur de N_{lo} ayant été déterminée lors de l'analyse linéaire, nous avons pu en déduire la valeur de $N_{lo,Pl}$:

$$N_{lo} = 1831 \text{ kN} \quad (3.9)$$

$$N_{lo,Pl} = 1202 \text{ kN} \quad (3.10)$$

L'effort normal restant dans la colonne une fois le mécanisme plastique formé est donc de 629 kN.

3.2.3 Analyse de la structure suite à la perte de la colonne

3.2.3.1 Courbe Q - Δ_B

Le déplacement du point B en tête de la colonne endommagée (fig. II.2.6) en fonction de la capacité portante restante dans la colonne perdue est donnée sur le graphique II.3.8.

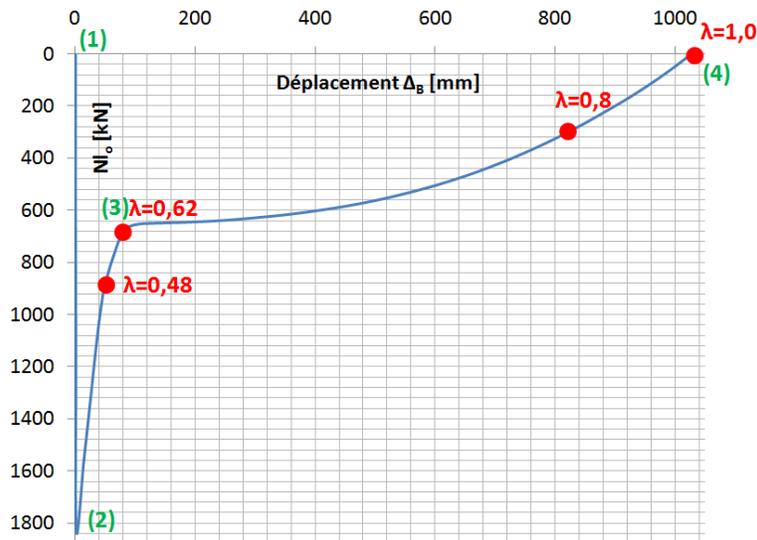


FIGURE II.3.8 – Courbe $N_{lo} - \Delta_B$

La courbe prend l'allure de la courbe présentée à la figure I.3.11, liée au comportement de portiques plans. Cette courbe se décompose bien en trois phases :

1. Au point (1), la structure n'est pas encore chargée. La courbe entre le point (1) et le point (2) correspond à l'application progressive du chargement normal. La valeur de N_{lo} est négative car la colonne est soumise à de la compression. Au point (2), tout le chargement a été appliqué et le déplacement vertical Δ_B peut être considéré comme nul.
2. Entre les points (2) et (4), la colonne disparaît progressivement : l'effort normal N_{lo} qui y transite devient progressivement nul. La phase deux se déroule entre les points (2) et (3) pendant laquelle les rotules participant à la formation du mécanisme plastique se forment tour à tour.
3. Les points (3) et (4) délimitent la phase trois. Le mécanisme plastique étant complètement formé, les effets du second ordre deviennent significatifs et le déplacement vertical Δ_B tend à augmenter très rapidement. Cela entraîne le développement d'efforts membranaires non négligeables dans les poutres de la partie directement affectée.

La structure a pu atteindre le point (4) uniquement parce que le déversement des poutres de la partie directement affectée a été empêché et que la partie non directement affectée suivait une loi de matériau parfaitement élastique. Si ces hypothèses étaient levées, la structure périrait avant d'atteindre le point (4). La structure réelle n'est donc pas robuste puisqu'elle ne peut en réalité pas subir la perte de cette colonne s'en périr. Cependant, l'intérêt est d'observer le comportement local dans la partie directement affectée et c'est pourquoi ces hypothèses ont été posées. La formation du mécanisme plastique a lieu alors que N_{lo} vaut 682 kN. Cette valeur correspond à celle obtenue par le calcul du mécanisme plastique à la section 3.2.2.

3.2.3.2 Mécanisme de ruine

Comme dit précédemment, le mécanisme plastique ne peut se développer que dans la partie directement affectée puisque les éléments de la partie non directement affectée suivent une loi de matériau élastique. Les dessins suivants sont centrés sur cette partie. L'évolution du mécanisme est expliquée à quatre étapes. Le paramètre λ représente le pourcentage de capacité portante perdue de la colonne.

1. $\lambda=0,48$: Les premières rotules se forment : elles apparaissent aux extrémités des poutres principales. C'est logique puisque ce sont de poutres bi-encastées soumises à une charge uniforme : le moment plastique est atteint en premier lieu aux extrémités (fig. II.3.9) ;
2. $\lambda=0,62$: Les rotules se forment au milieu des poutres principales. Le mécanisme plastique est formé et le palier plastique est atteint (fig. II.3.10) ;
3. $\lambda=0,80$: Puisque le mécanisme de ruine est complet, le déplacement vertical croît rapidement et entraîne avec lui le développement d'efforts membranaires, dont la traction qui implique l'extension progressive de la plastification dans les poutres à partir des rotules centrales (fig. II.3.11) ;
4. $\lambda=1,0$: La plastification s'étend de plus en plus dans les poutres et particulièrement dans les poutres principales du niveau un car c'est dans celles-ci que la traction est la plus importante (fig. II.3.12).

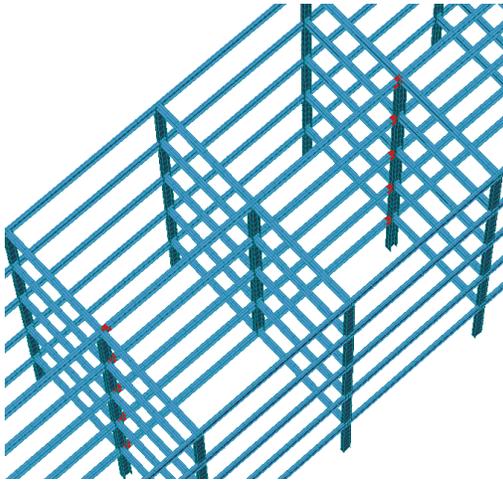


FIGURE II.3.9 – Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,48$

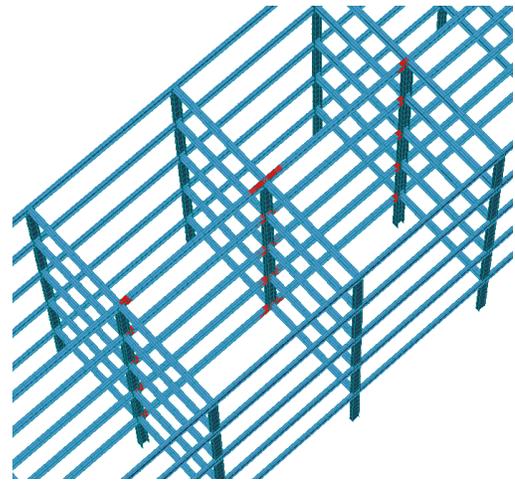


FIGURE II.3.10 – Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,62$

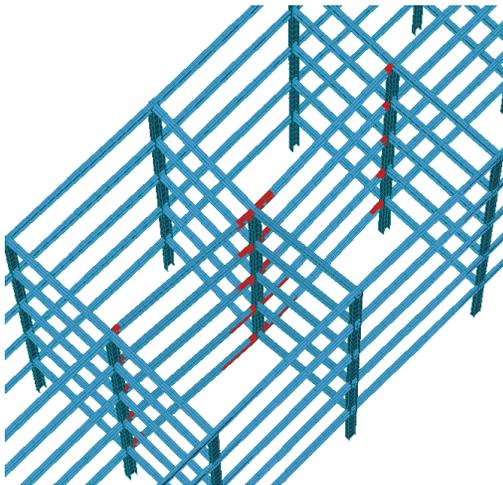


FIGURE II.3.11 – Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,8$

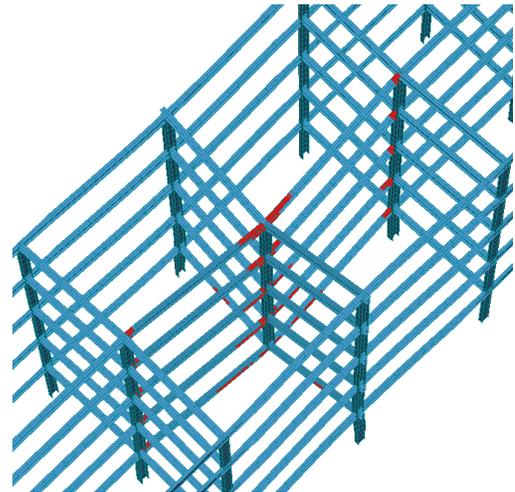


FIGURE II.3.12 – Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 1,0$

3.2.3.3 Evolution des efforts internes

L'évolution des efforts normaux dans les poutres de la structure est présentée sur une vue en plan aux figures II.3.14, II.3.16, II.3.18 et II.3.20. Au fur et à mesure de la perte progressive de capacité portante de la colonne centrale, les efforts membranaires dans les quatre poutres de chaque niveau incluses dans la partie directement affectée augmentent. Ces efforts croissent également dans les poutres de derrière, dans la partie non directement affectée, car elles sont soumises à un effort de traction. L'application de cette force de traction sur la partie de la structure non directement affectée implique également la modification du diagramme des moments. Les figures II.3.13, II.3.15, II.3.17 et II.3.19 attestent de cette évolution progressive du diagramme des moments dans ces poutres.

Les moments ne sont présents que dans les poutres principales puisque les poutres secondaires sont rotulées. Sous chargement normal, chaque poutre principale peut être vue comme une poutre bi-

encastrée soumise à une charge uniforme. Le diagramme attendu est alors du type de celui présenté à la figure II.3.2. Cette forme est bien obtenue sur chaque poutre appartenant au portique principal (fig. II.3.5).

Une fois que la colonne est retirée progressivement, le comportement des poutres supérieures à la colonne endommagée va évoluer vers celui d'une poutre unique (dont la portée est double) bi-encastrée et soumise à une charge uniforme sur toute sa longueur et une charge concentrée à mi-travée liée à la disparition progressive de la colonne.

Une fois le mécanisme plastique formé, les effets du second ordre deviennent significatifs et les efforts membranaires se développent ce qui entraîne la diminution des efforts de flexion.

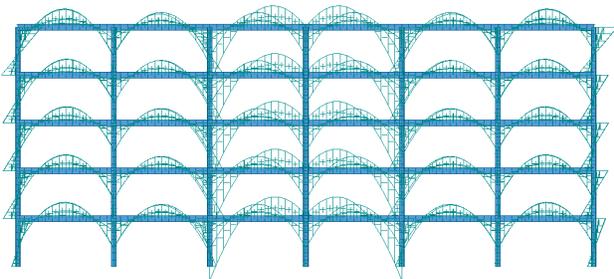


FIGURE II.3.13 – Diagramme des moments - $\lambda = 0,15$ - Vue en élévation portique principal

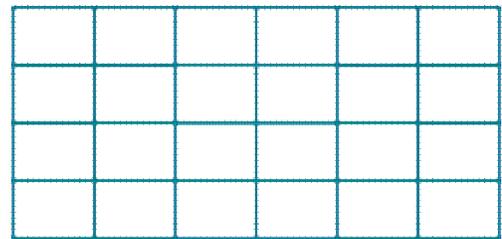


FIGURE II.3.14 – Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 0,15$ - Vue en plan

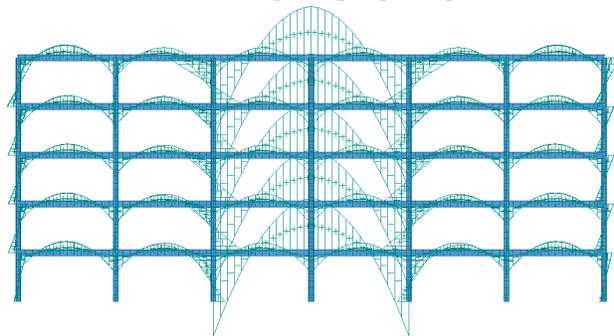


FIGURE II.3.15 – Diagramme des moments - $\lambda = 0,62$ - Vue en élévation portique principal

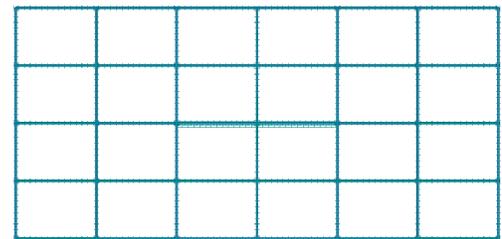


FIGURE II.3.16 – Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 0,62$ - Vue en plan

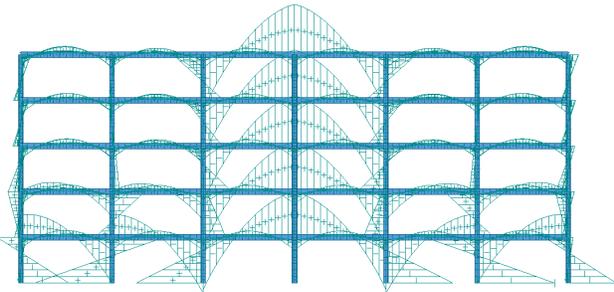


FIGURE II.3.17 – Diagramme des moments - $\lambda = 0,8$ - Vue en élévation portique principal

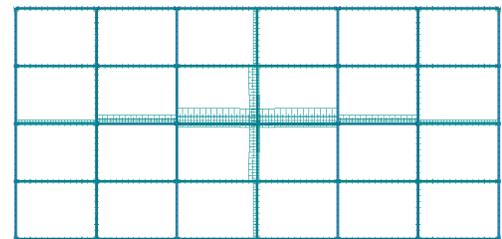


FIGURE II.3.18 – Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 0,8$ - Vue en plan

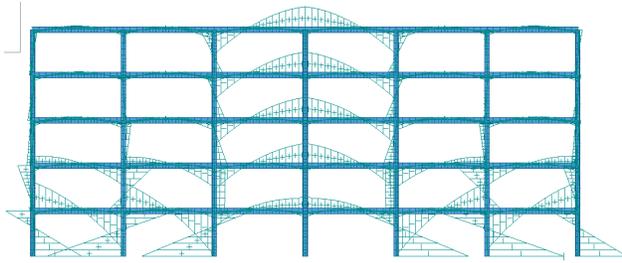


FIGURE II.3.19 – Diagramme des moments - $\lambda = 1,0$
- Vue en élévation portique principal

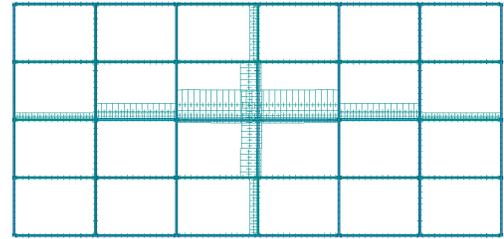


FIGURE II.3.20 – Diagramme des efforts normaux -
 $\lambda = 1,0$ - Vue en plan

Les diagrammes (fig.II.3.21 et II.3.22) représentant l'évolution du moment et de l'effort normal dans les poutres principales de la partie directement affectée permettent de visualiser clairement l'interaction qui lie ces deux types d'effort. Les efforts normaux, initialement nuls dans les poutres, augmentent petit à petit (fig. II.3.22). Ceux-ci sont plus importants dans les poutres du niveau le plus bas. Ce développement de traction s'accompagne d'une diminution de moment dans la même poutre (fig.II.3.21) d'autant plus significatif que le développement de traction est prononcé.

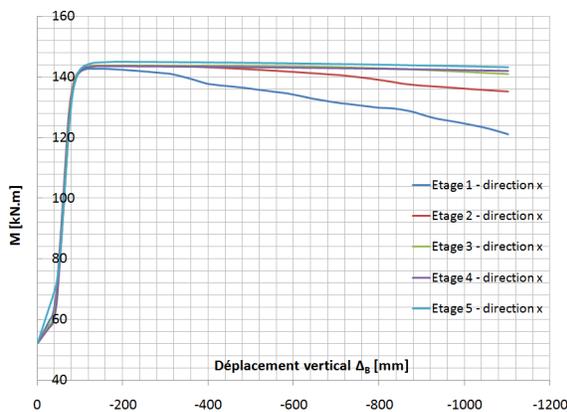


FIGURE II.3.21 – Evolution des moments - Poutres principales

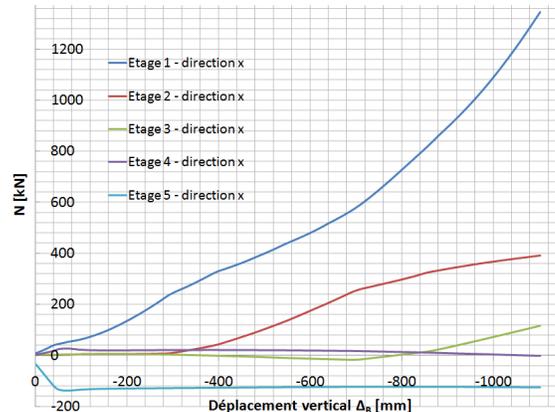


FIGURE II.3.22 – Evolution des efforts normaux - Poutres principales

C'est pourquoi, la chute de moment dans les étages supérieurs n'est pas si significative.

3.2.4 Changement d'hypothèses

Si l'hypothèse de comportement parfaitement élastique dans la partie non directement affectée est supprimée, il est impossible de retirer la colonne complètement sans voir apparaître des rotules et des mécanismes dans la partie non directement affectée. De plus, nous avons fait une autre hypothèse à savoir que le déversement des poutres principales de la partie directement affectée est empêché. Si ce phénomène se produit, le développement des efforts membranaires dans les poutres directement supérieures à la colonne endommagée ne peut aller jusqu'au bout.

Les résultats aux figures II.3.23 et II.3.24 sont obtenus si le déversement n'est pas empêché. Cette instabilité se produit lorsque 71 % de la capacité portante de la colonne est perdue.

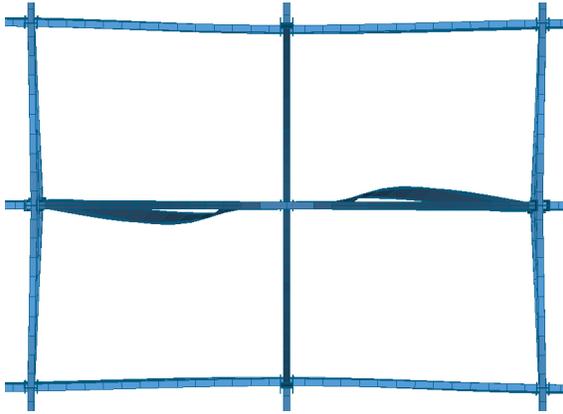


FIGURE II.3.23 – Structure 3D - Vue en plan de la partie directement affectée - Mise en évidence du déversement d'une poutre

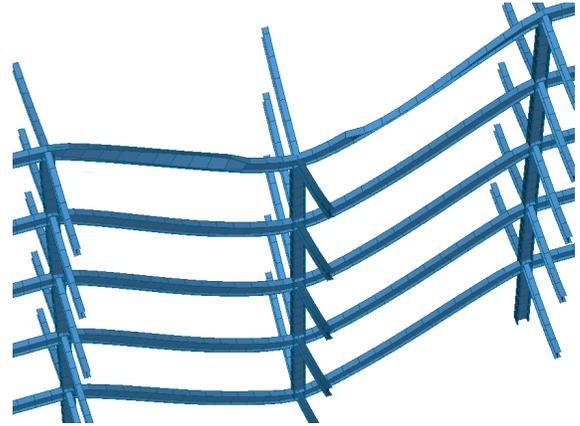


FIGURE II.3.24 – Structure 3D - Partie directement affectée - Mise en évidence du déversement d'une poutre

La figure II.3.23 est une vue en plan de la zone directement affectée. Il apparaît clairement qu'une poutre (double portée) principale déverse. Sur la figure II.3.24, un zoom a été réalisé sur la partie directement affectée de la structure en 3D. Nous pouvons y visualiser que c'est la poutre supérieure qui déverse. Cela est logique puisque la partie indirectement affectée de la structure tend à se replier sur elle-même suite à la perte de la colonne ce qui induit de la compression dans la poutre supérieure. Ce mode de fonctionnement se développe car les efforts gravitaires transitant initialement par la colonne endommagée doivent trouver un chemin alternatif.

Si des dispositions sont prises pour empêcher le déversement mais que la partie non directement affectée suit une loi de matériau élasto-plastique (comme la partie directement affectée), des zones de plastification sont observées dans la partie non directement affectée de la structure. Elles apparaissent essentiellement en pied de poteaux comme le montre la figure II.3.25 où elles sont entourées.

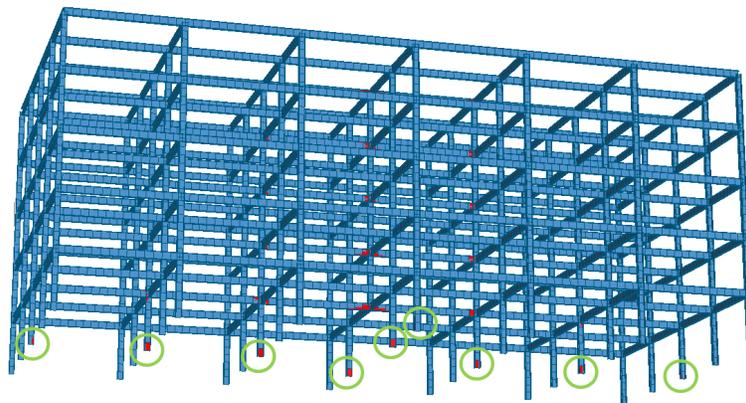


FIGURE II.3.25 – Structure 3D - Mise en évidence des zones de plastification - Comportement plastique

3.3 Simulations numériques de la sous-structure 3D

3.3.1 Introduction

Puisqu'un des objectifs de ce travail est de représenter le comportement observé à la figure II.3.8 à l'aide d'une sous-structure extraite de la structure complète, celle-ci sera d'abord définie.

Dans le cadre de sa thèse [3], Jean-François Demonceau a validé l'utilisation d'une sous-structure élémentaire afin de représenter de manière simplifiée les phénomènes de la partie directement affectée d'un portique 2D suite à la formation du mécanisme plastique. Cette sous-structure se compose des poutres juste supérieures à la colonne endommagée car les efforts membranaires de traction transitent essentiellement dans ces poutres. Des ressorts à chacune des extrémités de celles-ci permettent de prendre en compte la restrainte fournie par le reste de la structure.

Cette section débutera par analyser les efforts membranaires se développant dans les poutres de la partie directement affectée. Le but d'une telle démarche est de voir si les efforts de traction se concentrent également dans les poutres inférieures dans la cas de la perte d'une colonne dans une structure 3D.

La sous-structure sera ensuite définie, de la même manière qu'en 2D, c'est-à-dire qu'elle sera composée des poutres, cette fois-ci au nombre de quatre, du niveau le plus bas de la partie directement affectée. Les différents paramètres introduits à la section 3.4.1 de la partie I (pp. 30) nécessaires pour la définir seront calculés. En particulier, les valeurs de K (représentant la restrainte amenée par le reste de la structure) seront estimées.

Une fois le modèle de la sous-structure élémentaire réalisé, les simulations numériques seront effectuées. Les résultats seront alors comparés aux données précédemment obtenues sur la structure complète 3D afin de confirmer si cette sous-structure est capable de représenter le comportement de la structure complète avec assez de précision.

3.3.2 Forces membranaires dans la partie directement affectée

Les efforts membranaires dans les poutres principales ont été résumés précédemment. Ils sont néanmoins repris à la figure II.3.26 ainsi que ceux qui se développent à chaque étage dans les poutres secondaires (fig. II.3.27).

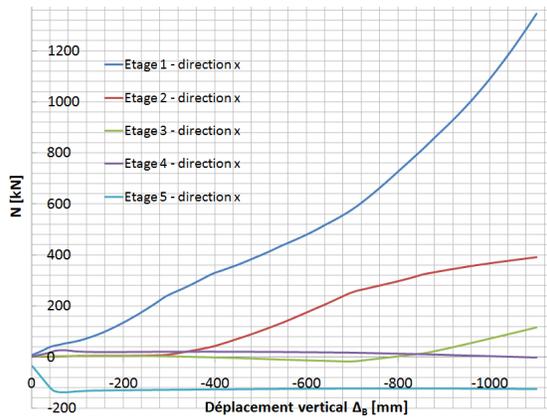


FIGURE II.3.26 – Evolution des efforts normaux - Poutres principales

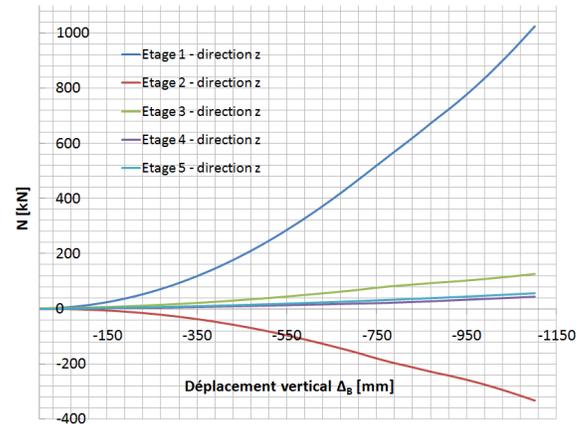


FIGURE II.3.27 – Evolution des efforts normaux - Poutres secondaires

L'importance des forces de traction dans les poutres inférieures comparativement à l'intensité des efforts développées plus haut est clairement identifiée :

- Bien que des forces de traction se développent également dans les poutres du deuxième étage dans la direction principale, ces forces ne représentent pas un tiers de celles qui apparaissent dans les poutres principales du premier étage. Dans les étages 3 et 4, ces efforts sont quasi nuls. Dans les poutres principales du niveau 5, la compression attendue est observée. Par conséquent, dans son plan principal, la structure se comporte comme le portique 2D étudié par Jean-François Demonceau [3] étant donné qu'il travaille comme une voûte.
- Dans le plan des poutres secondaires, la traction est également significative dans les poutres du niveau 1 mais de la compression apparaît directement dans les poutres du niveau 2. Ce phénomène s'explique par la plus grande déformabilité de la structure dans son plan secondaire. Dans les poutres des étages supérieurs, les efforts sont relativement faibles.

Nous pouvons conclure de cette analyse que les efforts de traction sont significativement plus grands dans les poutres juste supérieures à la colonne perdue que dans les poutres situées en partie haute. Ce constat, également réalisé en 2D, était à la base de la définition de la sous-structure se résumant alors aux seules poutres dans lesquelles le développement de traction était important. Nous procéderons donc en 3D de la même manière à la différence près que quatre poutres devront être incluses dans la définition de la sous-structure.

3.3.3 Description de la sous-structure élémentaire 3D

La sous-structure se composera donc des quatre poutres juste supérieures à la colonne endommagée.

Pour modéliser celles contenues dans le plan principal, la sous-structure proposée par Jean-François Demonceau et détaillée à la section 3.4.1 de la partie I (pp. 30) a été utilisée.

Les deux poutres secondaires ont été ajoutées au modèle précédent de telle façon à ce qu'elles lui

soient perpendiculaires. De la même manière, ces deux poutres ont à leurs extrémités un ressort modélisant la restrainte latérale amenée par la partie de la structure non directement affectée.

Ces poutres sont chargées de la même manière qu'elles l'étaient dans la structure dont elles sont extraites.

Une vue schématique de la sous-structure 3D proposée est représentée à la figure II.3.28. Elle tient compte du fait que les poutres secondaires sont articulées à leurs extrémités.

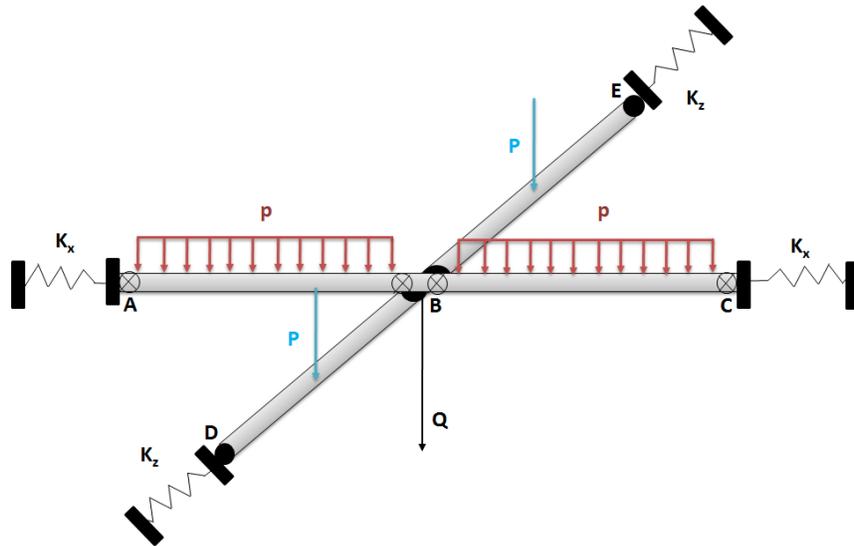
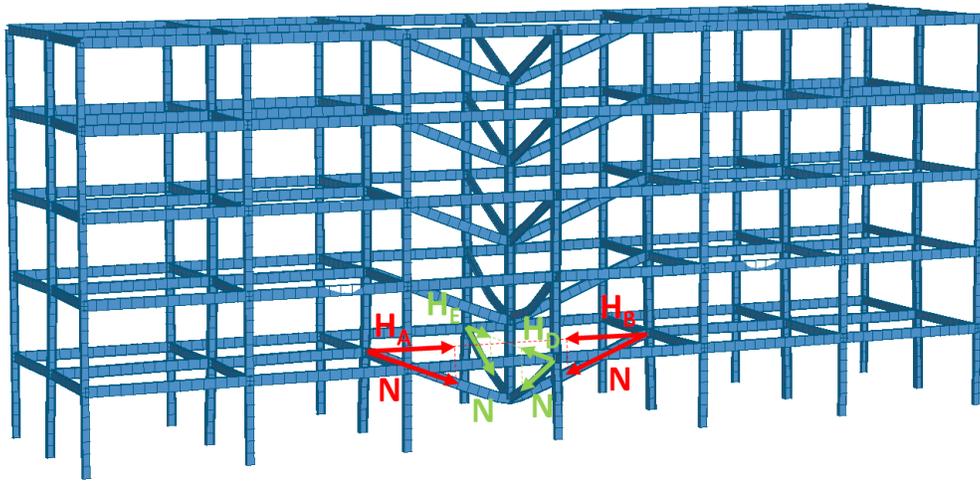


FIGURE II.3.28 – Vue schématique de la sous-structure en trois dimensions

Calcul de K

Afin de modéliser la sous-structure, la raideur des ressorts représentés à la figure II.3.28 doit être quantifiée. Ces ressorts horizontaux modélisent les restraints latérales amenées dans chaque plan par la partie non directement affectée. Puisque l'objectif est de représenter précisément le comportement de la structure complète, les raideurs des ressorts K_x et K_z respectivement des poutres principales et des poutres secondaires ont été extraites de l'analyse non linéaire réalisée sur la structure complète 3D lors de la perte d'une colonne. De cette façon, les valeurs obtenues devraient être plus précises.

Pour déterminer K_x et K_z , l'évolution du déplacement horizontal aux points A, C, D et E a été mise en relation avec les efforts H_A , H_C , H_D et H_E (fig. II.3.29). Ces derniers sont en fait les projections dans le plan horizontal des efforts membranaires se développant dans les quatre poutres justes supérieures à la colonne perdue dans la partie directement affectée. Puisque la structure est symétrique et que la colonne perdue se situe en son milieu, les courbes $\Delta_A - H_A$ et $\Delta_C - H_C$ seront identiques de même que les courbes $\Delta_D - H_D$ et $\Delta_E - H_E$.

FIGURE II.3.29 – Définition des efforts horizontaux pour prédire la valeur de K

Il est alors aisé de déduire de ces courbes la valeur de K_x et K_z qui sont en fait les pentes des courbes linéaires $\Delta_A - H_A$ et $\Delta_D - H_D$ présentées aux figures II.3.30 et II.3.31. Ces courbes reflètent le comportement de la partie non directement affectée de la structure complète. Elles sont linéaires puisque la loi de matériau de cette partie est une loi élastique.

K_x prend une valeur de 26539 kN/m tandis que K_z prend une valeur de 8966 kN/m. Les lois utilisées pour les ressorts latéraux sont des lois linéaires dont la pente est donnée, selon la direction, par les valeurs K_x et K_z .

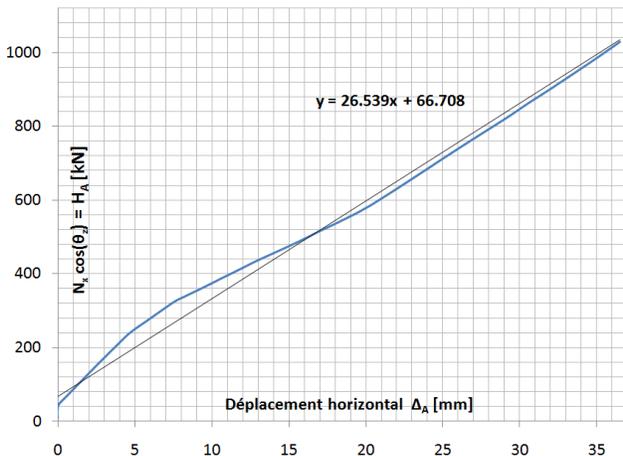


FIGURE II.3.30 – Déplacement horizontal de A dans le plan des poutres principales

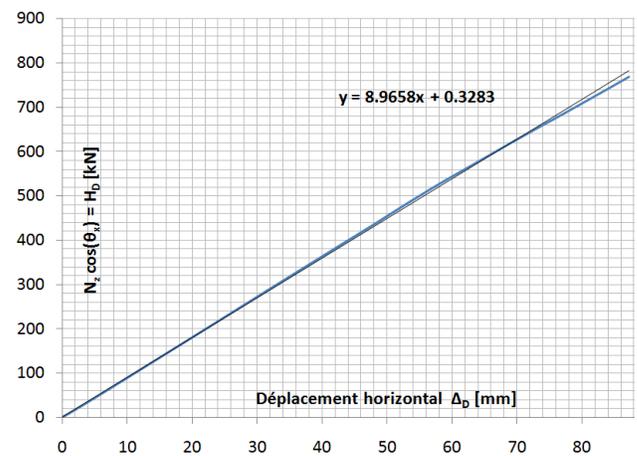


FIGURE II.3.31 – Déplacement horizontal de D dans le plan des poutres secondaires

Mise en charge

Maintenant que l'ensemble des paramètres à introduire dans la sous-structure élémentaire 3D sont connus, celle-ci peut être soumise au chargement capable de représenter la perte de la colonne.

Le chargement se décompose en deux séquences :

- Les poutres principales sont soumises à une charge linéique et les poutres secondaires à une charge concentrée à mi-travée dont les intensités sont identiques à celles des forces appliquées à ces endroits dans la structure complète 3D. Une charge dirigée vers le haut est également appliquée en B afin de simuler la présence de la colonne.
- La seconde séquence de chargement consiste à retirer la colonne, soit à appliquer une charge Q en B vers le bas qui va augmenter progressivement.

Les résultats sont présentés à la section suivante.

3.3.4 Résultats

Deux situations ont été envisagées :

- dans la première, le chargement sur les poutres a été pris en compte ;
- dans la seconde, le chargement sur les poutres a été négligé.

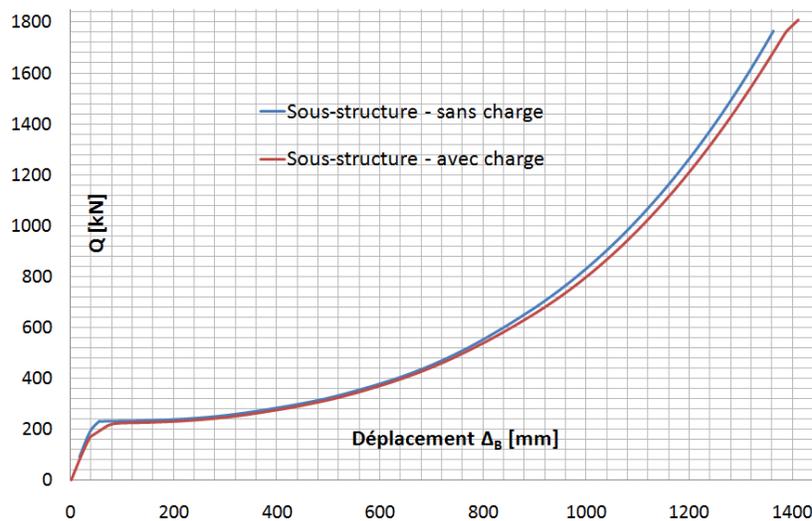


FIGURE II.3.32 – Sous-structure 3 D - Courbe liant le déplacement vertical Δ_B à Q

Malgré cette différence, la réponse de la structure dans les deux cas a été la même. Les courbes liant le déplacement vertical du point B avec la valeur de Q qui y est appliquée vers le bas sont représentées à la figure II.3.32. Cette constatation avait déjà été faite précédemment par Jean-François Demonceau [3] et Ludivine Comelieu [4]. A ce sujet, ces deux auteurs sont cités ci-dessous afin d'expliquer ce comportement semblable.

- [4] Dans la partie élastique, les courbes ne sont pas identiques. Puisque les travées principales sont chargées uniformément, des efforts internes non nuls y sont présents. Il en résulte que les rotules

plastiques nécessaires à la formation du mécanisme ne se forment plus toutes en même temps alors que c'est le cas lorsque uniquement la charge Q est appliquée seule au centre du système. La partie de la courbe avant le palier plastique n'est plus uniquement constituée d'une droite. Suite à la formation des deux rotules d'extrémités des poutres principales, un changement de pente est observé. Le palier se produit une fois la rotule centrale formée dans la poutre principale.

- [3] A partir de là, les courbes se superposent. Cette observation peut s'expliquer par le fait que, une fois le mécanisme plastique formé dans la structure, seule la valeur de Q varie et affecte significativement la réponse de la structure.

3.4 Comparaison des résultats de la structure complète 3D et de la sous-structure 3D

3.4.1 Introduction

Cette section compare les résultats des simulations numériques réalisées à la section 3.2 (pp. 53) avec ceux des simulations faites à la section 3.3 (pp. 64). Celles-ci se rapportent respectivement à la structure complète 3D et à la sous-structure. Ces résultats devraient, si la sous-structure élémentaire est correctement définie, refléter le même comportement. Si cette hypothèse se confirme, nous pourrions valider l'utilisation d'une sous-structure pour rendre compte du comportement réel de la structure complète lorsque les poutres secondaires sont articulées.

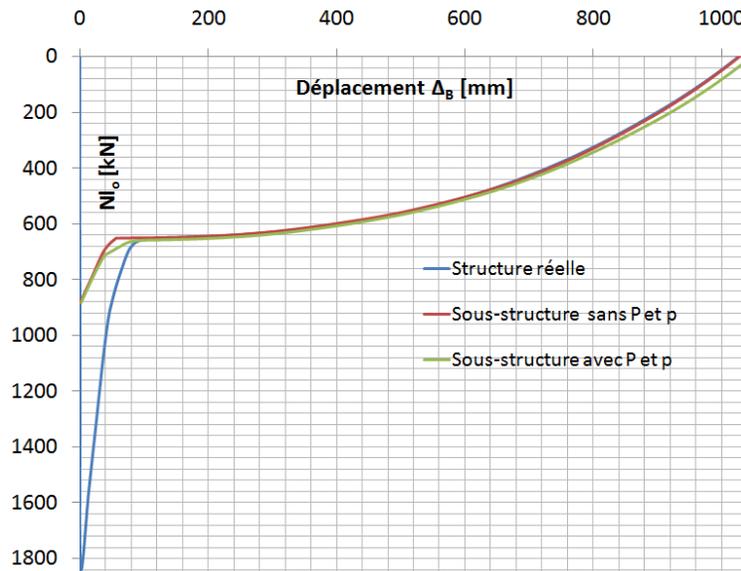


FIGURE II.3.33 – Courbe liant le déplacement vertical Δ_B à Q - Comparaison entre la structure complète et la sous-structure élémentaire

3.4.2 Résultats

La comparaison des résultats obtenus sur la structure complète et sur la sous-structure élémentaire 3D est illustrée à la figure II.3.33. En réalité, le palier plastique de la sous-structure n'est pas le même que celui de la structure réelle. Cela s'explique par le fait que la formation du mécanisme plastique dans la sous-structure nécessite la formation de trois rotules plastiques alors que dans la structure réelle, ce nombre s'élève à quinze puisque la structure comporte cinq étages. Par conséquent, les paliers ont été positionnés au même niveau afin de visualiser correctement la concordance des résultats.

Cette figure valide sans aucun doute l'utilisation du modèle simplifié présenté dans le cadre d'une structure à poutres secondaires articulées.

3.5 Modèle analytique

3.5.1 Introduction

Dans la section précédente, nous avons montré que la sous-structure 3D peut refléter le comportement de la partie directement affectée d'une structure 3D une fois le mécanisme plastique formé. Pour rappel, ce modèle se compose des quatre poutres directement supérieures à la colonne perdue et de ressorts à leurs extrémités modélisant la restrainte latérale amenée par le reste de la structure.

L'objectif suivant est d'obtenir la courbe de réponse de la sous-structure 3D par voie analytique. Il s'agit de la courbe liant le déplacement Δ_B à Q . Les résultats sont présentés dans cette section qui s'organise comme suit : d'abord elle débute par introduire la démarche de calcul et ensuite les résultats sont analysés.

3.5.2 Démarche

Anastasios Vlassis [11] propose dans sa thèse d'exprimer un niveau de modélisation donné sur base d'un niveau de modélisation moins détaillé. Dans le cas présent, il s'agit d'exprimer la réponse de la sous-structure 3D qui est en réalité un grillage de poutres, sur base des réponses des poutres individuelles qui le composent.

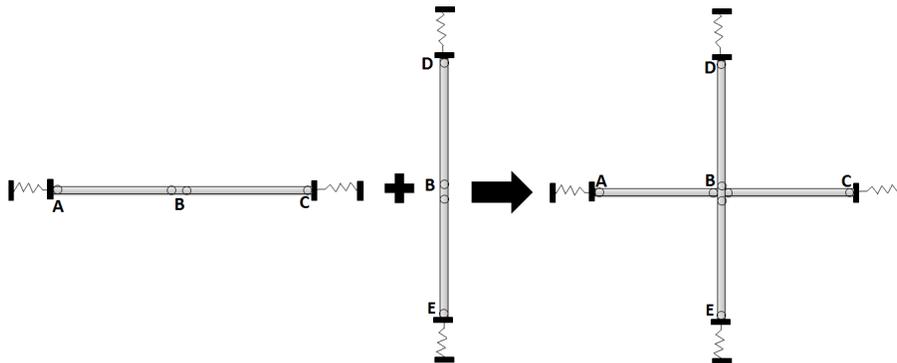


FIGURE II.3.34 – Niveau de modélisation : Poutres individuelles connectées en leur milieu

La sous-structure étudiée est alors vue comme un grillage de poutres : deux poutres (en réalité, une poutre est constituée des deux poutres directement supérieures à la colonne perdue dans le plan considéré) sont disposées dans deux plans perpendiculaires entre eux et sont liées entre elles en leur milieu (fig. II.3.34).

Afin d'obtenir la réponse analytique de ce système, deux étapes principales sont à réaliser :

1. la première démarche consiste à établir les courbes de réponse de chacune des poutres constituant la sous-structure. Dans le cas présent, cela signifie :
 - établir la réponse statique $Q - \Delta_B$ de la poutre AC ;
 - établir la réponse statique $Q - \Delta_B$ de la poutre DE.

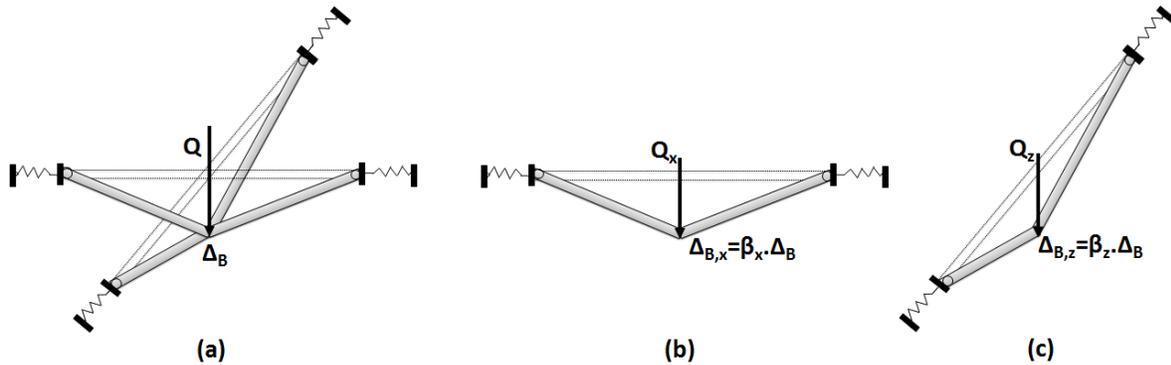


FIGURE II.3.35 – Mode de déformation prédominant

2. la seconde démarche consiste à obtenir la réponse du système complet en égalant le travail externe à la somme de l'énergie de déformation de chaque poutre individuelle sur base d'un mode de déformation prédominant du système complet (fig. II.3.35 (a)).

3.5.2.1 Etape 1

Afin d'établir la réponse statique des poutres AC et DE dans leurs plans respectifs (en 2D) durant la phase trois, nous avons appliqué à chacun des plans d'étude la méthode analytique développée par Jean-François Demonceau [3]. Ceci nous a permis d'obtenir la relation existante entre le déplacement vertical du point B, Δ_B , et la charge Q appliquée gravitairement au centre de la sous-structure dans chaque plan considéré.

Le concept général de la méthode et les paramètres importants ont été présentés dans la partie I à la section 3.4.2 (pp. 31). Son application est détaillée ci-dessous pour un plan d'étude. Cette démarche a été réalisée pour le deux sous-systèmes 2D de la sous-structure 3D globale, à savoir les poutres AC et DE (fig. II.3.34).

Les deux équations principales sont reprises ci-dessous :

$$Q = \frac{(\cos \theta)^2 \cdot (N_{Rd} \cdot \csc \theta - K \cdot L \cdot \cot \theta + \cot \theta \cdot \sqrt{(\sec \theta)^4 \cdot (2 \cdot K^2 \cdot L^2 + N_{Rd}^2 - 4 \cdot K \cdot L \cdot N_{Rd} \cdot \cos \theta + N_{Rd}^2 \cdot \cos \theta + N_{Rd}^2 \cdot \cos 2 \cdot \theta + 8 \cdot K \cdot M_{Rd1} \cdot \sin 2 \cdot \theta + 8 \cdot K \cdot M_{Rd2} \cdot \sin 2 \cdot \theta)}}{\sqrt{2}} - K \cdot L \cdot \tan \theta + 2 \cdot N_{Rd} \cdot \sec \theta \cdot \tan \theta \quad (3.11)$$

$$\Delta_A = \left(\frac{L}{2} + 2\delta_N \right) \cdot \sin \theta = \left(\frac{L}{2} + 2 \cdot \frac{N_{Rd}}{K_N} \right) \cdot \sin \theta \quad (3.12)$$

L'équation (3.11) lie Q à θ . Il est donc possible de faire correspondre une valeur de Q pour chaque valeur de θ . En parallèle, l'équation (3.12) permet de lier le déplacement vertical Δ_B à θ . Cela signifie que Q est en relation avec une valeur de θ mais également de Δ_B . Au final, la courbe Q- Δ_B devrait être obtenue.

Comme de nombreux paramètres interviennent dans les équations (3.11) et (3.12), Il est donc utile de commencer par les définir. Ceux-ci sont de deux types :

1. constants :

- K est la restreinte latérale provenant de la partie non directement affectée. La valeur prise est celle calculée précédemment et introduite dans la modélisation de la sous-structure divisée par deux. En effet, le modèle analytique repose sur une poutre dont la restreinte latérale est située uniquement à une extrémité de la poutre (fig. II.3.36) ;

$$\frac{1}{K_{tot}} = \frac{1}{K} + \frac{1}{K} \quad (3.13)$$

$$= \frac{2}{K} \quad (3.14)$$

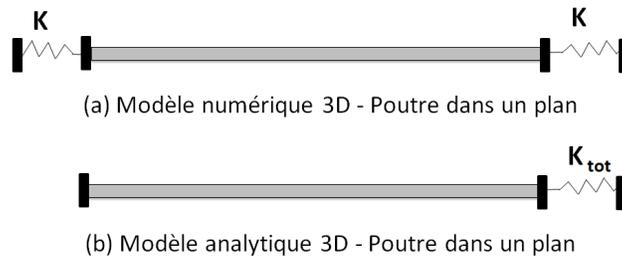


FIGURE II.3.36 – Concordance des raideurs - Modèle numérique et analytique

- L est la longueur totale de la poutre étudiée. Pour AB, elle vaut 14 m, pour DE, elle vaut 10 m ;
- K_N est la rigidité extensionnelle des rotules plastiques. Elle est obtenue sur base des résultats numériques de la sous-structure élémentaire.

2. variables avec θ :

- N_{Rd} est l'effort normal au droit des rotules. Sa dépendance avec θ est définie par l'équation (3.1)

$$N_{Rd} = \frac{K_N \cdot (\sec \theta \cdot (2 \cdot K \cdot L + Q \cdot \tan \theta) - 2 \cdot K \cdot L)}{8 \cdot K + 2 \cdot K_N \cdot (\sec \theta)^2} \quad (3.15)$$

- M_{rd} est le moment de flexion au droit des rotules plastiques. Il est lié à N_{Rd} par une formule d'interaction.

Une fois que ces paramètres sont quantifiés, les courbes de réponse statique respectives des poutres AC et DE peuvent être obtenues.

REMARQUE :

Afin de rester cohérent, les équations seront résolues pour la poutre DE pour des valeurs α dépendantes des valeurs θ comme à la figure II.3.7. De cette façon, les déplacements $\Delta_{B,x}$ et $\Delta_{B,z}$ seront identiques.

3.5.2.2 Etape 2

Ainsi, le travail extérieur s'exprime par :

$$W_{ext} = Q \cdot \Delta_B \quad (3.16)$$

La réponse statique de chaque poutre individuelle exprimée en terme de $(Q_i, \Delta_{B,i}; i=x,z)$ fournit une mesure de l'énergie d'absorption caractéristique de la poutre. Ainsi, l'énergie absorbée par chacune des poutres s'exprime par (fig. II.3.35 (b) et (c)) :

$$\delta U_x = Q_x \cdot \Delta_{B,x} \quad (3.17)$$

$$\delta U_z = Q_z \cdot \Delta_{B,z} \quad (3.18)$$

L'énergie totale absorbée est donc :

$$U_{tot} = Q_x \cdot \Delta_{B,x} + Q_z \cdot \Delta_{B,z} \quad (3.19)$$

De plus, la compatibilité des déplacements impose d'avoir $\Delta_{B,x} = \Delta_{B,z} = \Delta_B$.

L'égalité du travail externe à l'énergie de déformation absorbée donne :

$$W_{ext} = U_{tot} \quad (3.20)$$

$$Q \cdot \Delta_B = Q_x \cdot \Delta_{B,x} + Q_z \cdot \Delta_{B,z} \quad (3.21)$$

$$= (Q_x + Q_z) \cdot \Delta_B \quad (3.22)$$

En isolant Q, une relation entre Q et Δ_B est obtenue pour la sous-structure.

$$Q = Q_x + Q_z \quad (3.23)$$

Q_x et Q_z sont des fonctions respectivement de $\Delta_{B,x}$ et $\Delta_{B,z}$.

Afin de pouvoir résoudre le système, il ne nous reste plus qu'à déterminer le paramètre K_N . C'est l'objet de la section suivante.

3.5.2.3 Détermination de la raideur extensionnelle K_N

Pour estimer K_N , la relation entre la variation de longueur d'une demi-poutre en fonction de l'effort normal N qu'elle supporte doit être établie pour les deux plans principaux une fois le mécanisme plastique formé. La démarche est expliquée dans le cas de la poutre AC.

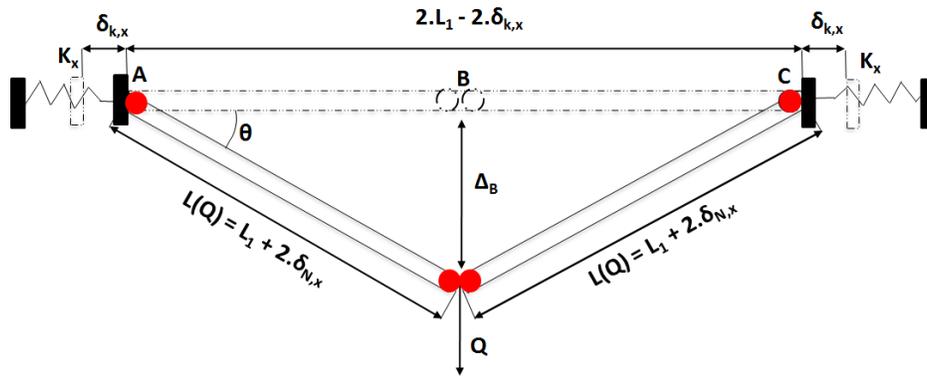


FIGURE II.3.37 – Déformation du système - Détermination de la raideur extensionnelle K_N

La longueur d'une poutre sous charge statique est donnée par (fig. II.3.37) :

$$l(Q) = L_1 + 2 \cdot \delta_{N,x}(Q) \quad (3.24)$$

Or la relation suivante permet de déterminer $l(Q)$:

$$l(Q)^2 = (\Delta_B)^2 + (L_1 - \delta_{k,x})^2 \quad (3.25)$$

L'allongement d'une demi-poutre se détermine par conséquent par :

$$\delta_{N,x}(Q) = \frac{l(Q) - L_1}{2} \quad (3.26)$$

Les valeurs de N , $\delta_{k,x}$ et Δ_B ont été obtenues numériquement sur base de la simulation numérique sur la sous-structure 3D.

En traçant la courbe qui lie l'allongement élasto-plastique d'une demi-poutre et l'effort de traction qu'elle supporte, la valeur $K_{N,x}$ a été facilement déduite : c'est la pente de la droite.

La même procédure a été utilisée afin de déterminer $K_{N,z}$ en travaillant dans ce cas dans le plan d'étude des poutres secondaires.

Les courbes obtenues sont présentées aux figures II.3.38 et II.3.39.

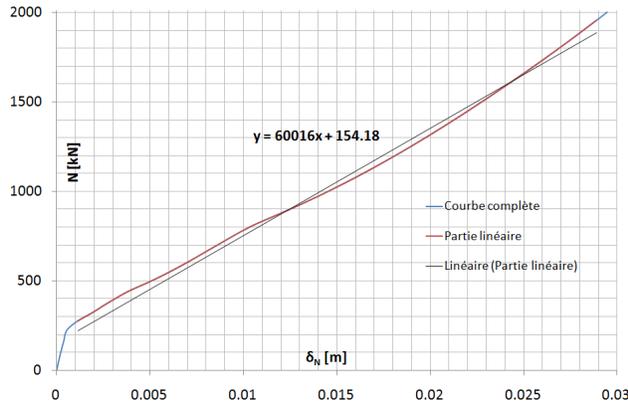


FIGURE II.3.38 – Détermination de K_x - Relation entre $\delta_{N,x}$ et N_x

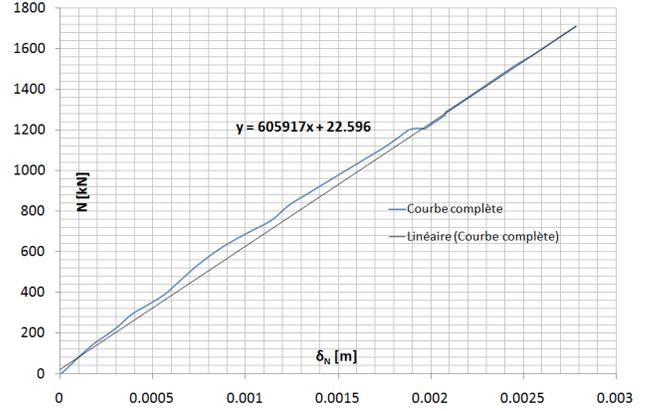


FIGURE II.3.39 – Détermination de K_z - Relation entre $\delta_{N,z}$ et N_z

Les valeurs de $K_{N,x}$ et $K_{N,z}$ sont :

$$K_{N,x} = 60016 \text{ kN/m} \tag{3.27}$$

$$K_{N,z} = 605917 \text{ kN/m} \tag{3.28}$$

Tous les paramètres nécessaires à la résolution du système sont maintenant connus. Les résultats de ce calcul et la discussion qui en découle sont présentés à la section suivante.

3.5.3 Résultats

La figure II.3.40 présentée ci-dessous comporte quatre courbes.

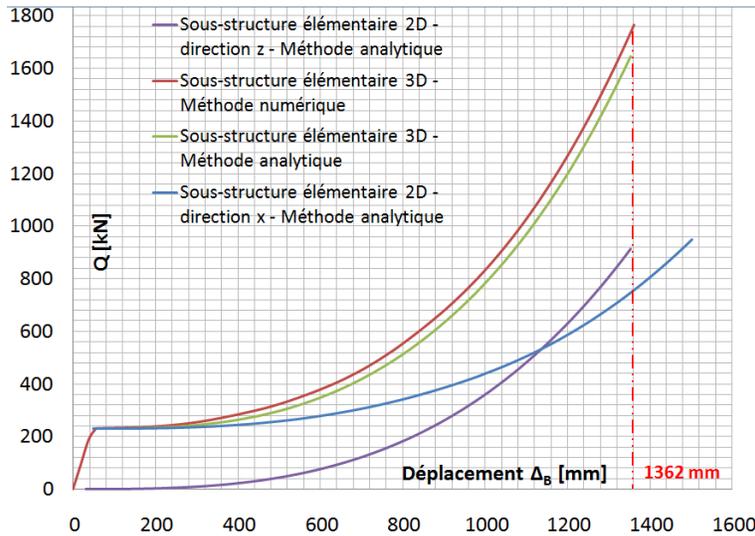


FIGURE II.3.40 – Résultat analytique

- La courbe rouge (fig.II.3.40) est le résultat de la simulation numérique réalisée sur la sous-structure 3D à la section 3.3. Celle-ci comprend, rappelons-le, les quatre poutres juste supérieures à la colonne perdue. La simulation numérique s’est arrêtée lorsque les poutres secondaires furent complètement plastifiées en traction. Les profilés des poutres secondaires étant des IPE 360, $N_{Pl,rd}$ vaut 1709 kN. La figure II.3.41 montre que pour le déplacement correspondant à la fin de la simulation, $\Delta_B=1362$ mm, l’effort de traction dans les poutres du plan secondaire atteint en effet une valeur qui tourne autour de $N_{Pl,rd}$.

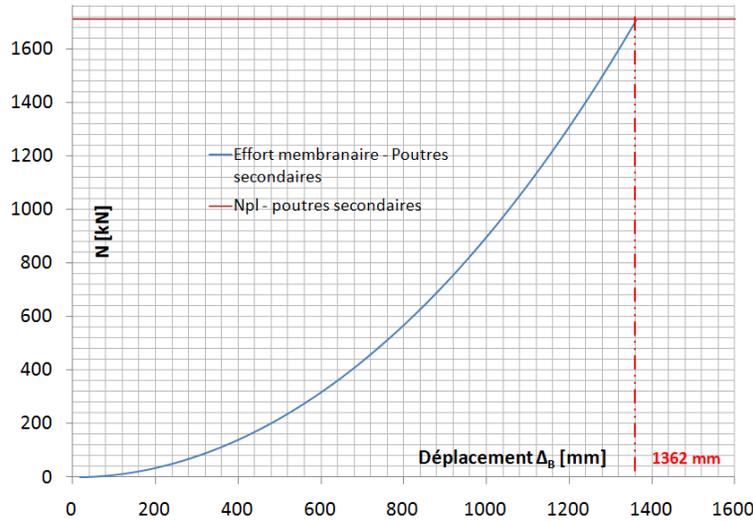


FIGURE II.3.41 – Développement des efforts membranaires - Poutres secondaires

- La courbe bleue (fig.II.3.40) correspond à l’application de la méthode développée par Jean-François Demonceau [3] aux poutres principales. Pour rappel, ces poutres sont continues et mesurent chacune 7 m. Le palier débute pour une valeur de $Q = 228,56$ kN. Cette même valeur est obtenue de manière analytique :

$$W_{ext} = W_{int} \quad (3.29)$$

$$Q \cdot L_1 \cdot \theta = 4 \cdot M_{Pl,IPE450} \cdot \theta \quad (3.30)$$

$$Q = 228,55 \text{ kN} \quad (3.31)$$

- La courbe mauve (fig.II.3.40) correspond à l’application de la méthode développée par Jean-François Demonceau [3] aux poutres secondaires. Pour rappel, ces poutres sont articulées à leurs extrémités et mesurent chacune 5 m. Le palier débute ici pour $Q=0$ kN. Cela est logique puisque les rotules sont déjà existantes. Cette courbe s’arrête lorsque la plastification complète des poutres se produit.
- La courbe verte (fig.II.3.40) correspond à la réponse statique analytique de la sous-structure 3D entière, comprenant les poutres principales et secondaires. Elle est issue de la démarche expliquée au cours de cette section. Cette courbe s’arrête une fois atteinte la plastification complète des poutres principales ou secondaires. Dans ce cas, ce sont les poutres secondaires qui se plastifient

en premier lieu.

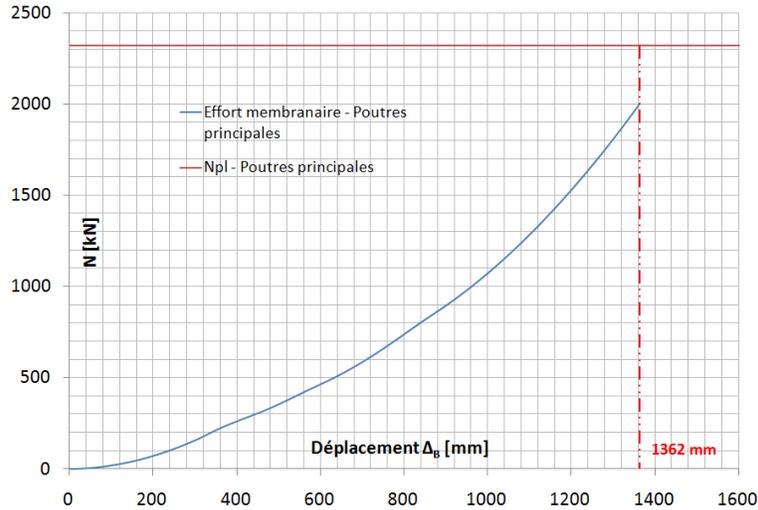


FIGURE II.3.42 – Développement des efforts membranaires - Poutres principales

Lorsque la réponse statique analytique de la sous-structure 3D entière prend fin, la réponse des poutres continues ne s'arrête pas car la traction qui transite dans ces poutres n'a pas encore atteint le valeur de $N_{Pl,Rd}=2322$ kN correspondant à la plastification en traction de la poutre. La figure II.3.42 montre en effet que l'effort normal dans les poutres principales dans la sous-structure 3D n'a pas atteint pas $N_{Pl,Rd}=2322$ kN.

Enfin, nous pouvons conclure que l'adaptation de la méthode analytique 2D proposée ici est capable de cerner le comportement de la partie directement affectée au cours de la phase trois.

La toute légère différence entre le résultat de l'analyse numérique et de la méthode analytique pourrait être imputée au fait que les congés de raccordement des sections des profilés sont pris en compte dans l'étude de la sous-structure élémentaire par **Finelg** alors que ce n'est pas le cas dans la méthode analytique.

3.6 Conclusions

Ce chapitre visait à atteindre deux objectifs :

1. Le premier de ceux-ci consistait à valider le comportement de la structure complète par l'utilisation d'une sous-structure élémentaire 3D.

Dans ce but, la perte d'une colonne a d'abord été simulée dans la structure complète. Nous avons alors pu observer la formation du mécanisme plastique et l'évolution des efforts internes dans la structure lors de la diminution progressive de la capacité portante de cette colonne. Le mode de fonctionnement alternatif s'est réellement manifesté et nous avons pu

établir la relation liant le déplacement Δ_B à l'effort normal restant dans la colonne N_{Io} . De par sa forme, la courbe obtenue s'assimile fortement à la courbe de comportement type du 2D.

Après cela, nous avons extrait de la structure complète une sous-structure composée des quatre poutres juste supérieures à la colonne endommagée. Des ressorts sont également présents à chaque extrémité des poutres. Ceux-ci sont destinés à représenter la restrainte latérale que le reste de la structure apporte à ces éléments de poutres. La perte de la colonne a également été simulée sur cette sous-structure et la courbe liant le déplacement vertical à la charge appliquée déduite.

La comparaison des deux courbes de comportement une fois le mécanisme plastique formé montre une corrélation certaine. De plus, la prise en compte du chargement initial ou non fourni un résultat similaire.

2. Le second objectif consistait à établir une méthode analytique capable d'appréhender la courbe de comportement de la sous-structure élémentaire.

Dans ce but, la méthode analytique développée par Jean-François Demonceau [3] pour le cas 2D a été appliquée à deux reprises à chacun des plans principaux contenant les poutres principales et les poutres secondaires. Afin de lier ces réponses jusque-là indépendantes, nous avons appliqué le principe proposé par Anastasios Vlassis [11] : la réponse d'un grillage de poutres en trois dimensions peut être obtenue sur base des réponses des poutres individuelles qui le composent.

La réponse analytique montre une très bonne concordance avec la courbe obtenue numériquement.

En bref, les résultats mettent en évidence que la sous-structure 3D est capable de représenter le comportement global de la structure complète lorsque **les poutres secondaires sont articulées** et que la méthode analytique parvient également dans ce cas à prédire le comportement de la sous-structure.

4 Poutres secondaires continues

4.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de valider également l'utilisation de la sous-structure et de la méthode analytique introduite au chapitre précédent pour une structure dont les portiques principaux sont liés entre eux par des poutres continues. Les étapes suivies sont par conséquent similaires à celles développées au chapitre 3.

D'abord, des simulations numériques seront réalisées sur la structure complète 3D dont les assemblages précédemment articulés auront préalablement été remplacés par des assemblages rigides. De la même manière, nous validerons la structure sous chargement normal avant d'analyser les résultats suite à la perte d'une colonne.

Ensuite, une sous-structure sera extraite de la structure complète 3D. Elle se composera également des poutres juste supérieures à la colonne perdue et de ressorts modélisant la restrainte apportée par la partie de la structure non directement affectée. Elle sera chargée numériquement et les résultats seront comparés avec ceux précédemment obtenus dans ce travail pour la structure complète 3D.

Enfin, la méthode analytique que nous avons validée au chapitre 3 sera appliquée à la structure dont les poutres secondaires sont continues.

4.2 Simulation de la structure complète 3D

4.2.1 Validité de la structure

Afin de vérifier que la structure est correcte, celle-ci a été dans un premier temps soumise au chargement normal. Pour rappel, ce chargement est une charge surfacique de $20 \text{ kN}/m^2$. Cette augmentation (chargement double de celui utilisé pour la situation précédente) est due au fait que la formation du mécanisme plastique complet nécessite plus de rotules plastiques. En effet, des rotules devront également se former dans les poutres secondaires puisque cette fois-ci les assemblages ne sont plus articulés. La formation complète du mécanisme est nécessaire puisque ce n'est qu'à partir de son apparition que les effets du second ordre deviendront significatifs et induiront le développement d'efforts membranaires. Par conséquent, l'augmentation de la charge permet d'observer le développement des efforts membranaires avant que la colonne n'ait perdu toute sa capacité portante.

Les valeurs de charge utilisées sont présentées au tableau II.4.1 en référence avec la figure II.4.1. Pour rappel, la descente de charge a été décrite à la section 3.3.2 du chapitre 2 débutant à la page 46.

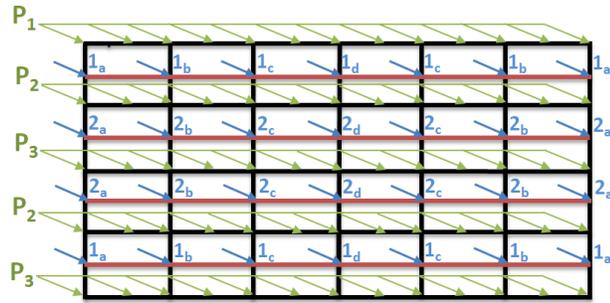


FIGURE II.4.1 – Présentation du chargement

TABLE II.4.1 – Charges appliquées

	P1	P1	P3	1 _a	1 _b	1 _c	1 _d	2 _a	2 _b	2 _c	2 _d
Charge	19.7	48.2	49.7	156.5	450.3	381.6	404.5	139.4	401.2	340	360.4
Unité	kN/m	kN/m	kN/m	kN							

Les vérifications suivantes ont été effectuées pour quelques poutres :

- comparaison des moments à mi-travée et aux extrémités obtenus numériquement avec les valeurs estimées analytiquement ;
- comparaison des flèches obtenues numériquement avec les valeurs estimées analytiquement.

Pour exemple, elles sont données ci-dessous pour les poutres AB et BD (fig. II.2.3).

Poutres principales

	Analytique	Numérique
F_{max} [mm]	4.39	5.01
M^- [kN.m]	203.16	206.35
M^+ [kN.m]	101.55	104.01

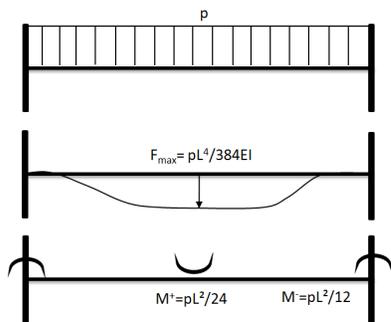


FIGURE II.4.2 – Poutre bi-encastée soumise à une charge uniforme

Poutres secondaires

	Analytique	Numérique
F_{max} [mm]	6.85	7.5
M^- [kN.m]	-225.25	-227.52
M^+ [kN.m]	225.25	227.52

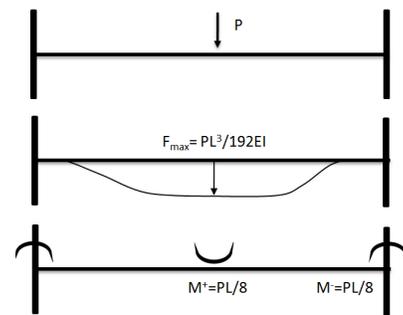


FIGURE II.4.3 – Poutre bi-encastée soumise à une charge concentrée

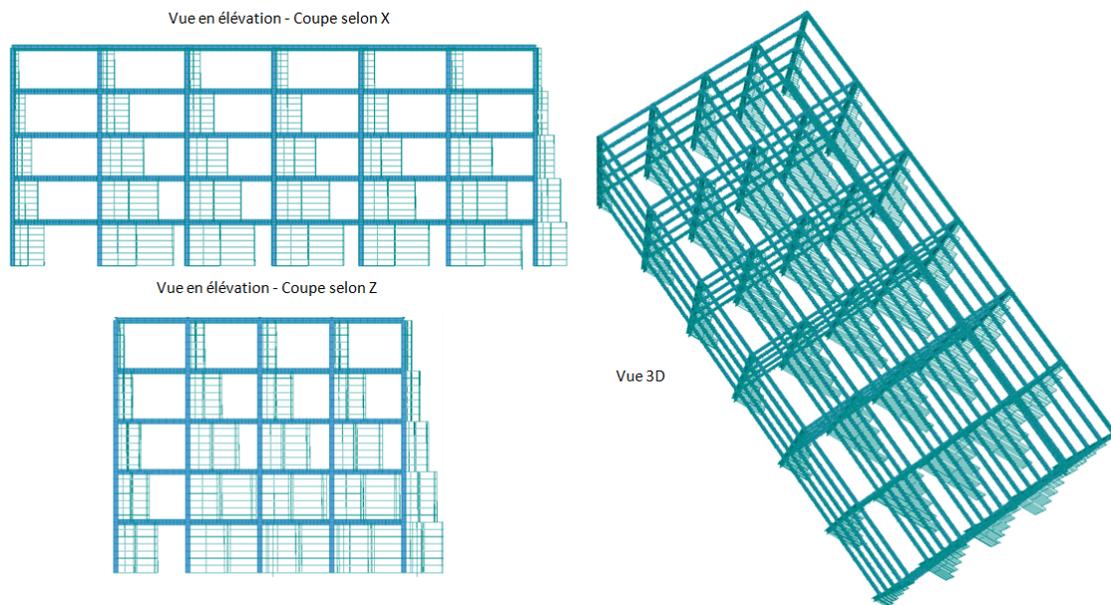


FIGURE II.4.4 – Diagramme des efforts normaux sous chargement normal

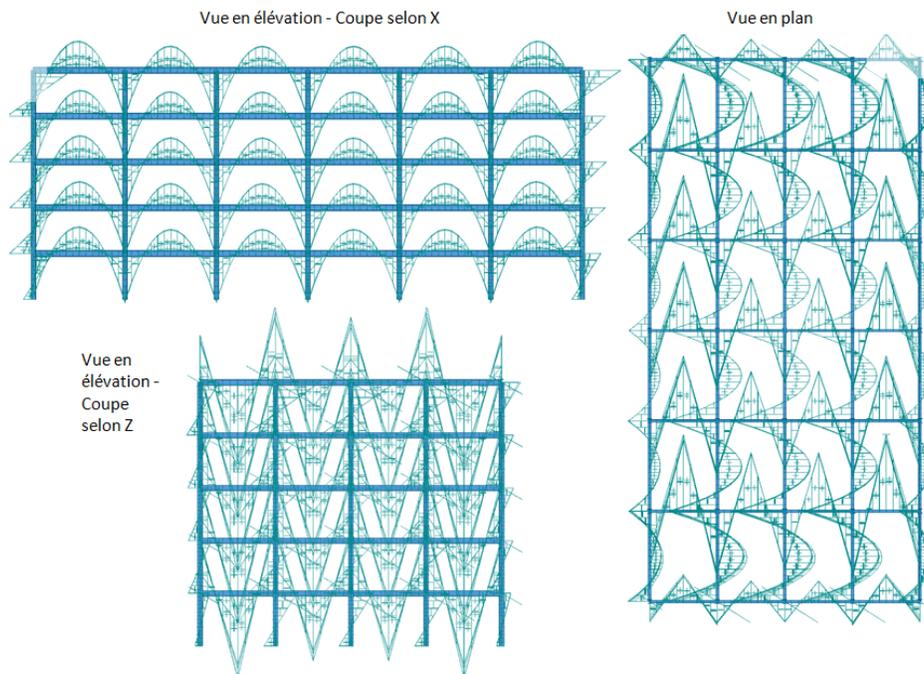


FIGURE II.4.5 – Diagramme des moments sous chargement normal

Les diagrammes des efforts normaux et des moments de la structure en situation de chargement normal sont donnés aux figures II.4.4 et II.4.5.

4.2.2 Palier plastique

De la même manière qu'au chapitre 2, nous avons calculé la valeur particulière de Q , $N_{Pl,lo}$. Pour rappel, Q correspond à la charge gravitaire appliquée en haut de la colonne permettant de simuler sa perte progressive. $N_{Pl,lo}$, quant à elle, est la valeur de Q à partir de laquelle le mécanisme plastique dans la partie directement affectée est complet. Ainsi, cette valeur obtenue analytiquement pourra être comparée à la valeur numérique.

Suite à une analyse linéaire de la structure complète réalisée sous chargement normal, l'effort normal qui transite par la future colonne perdue est connu : $N_{lo} = 3580$ kN

Par le procédé expliqué à la section 3.2.2 (pp. 56) basé sur l'égalité des travaux virtuels, la valeur de $N_{lo,Pl}$ a été obtenue :

$$N_{lo,Pl} = 2032 \text{ kN} \quad (4.1)$$

L'effort normal restant dans la colonne une fois le mécanisme plastique formé est donc de 1548 kN.

4.2.3 Analyse de la structure suite à la perte de la colonne

4.2.3.1 Courbe $Q - \Delta_B$

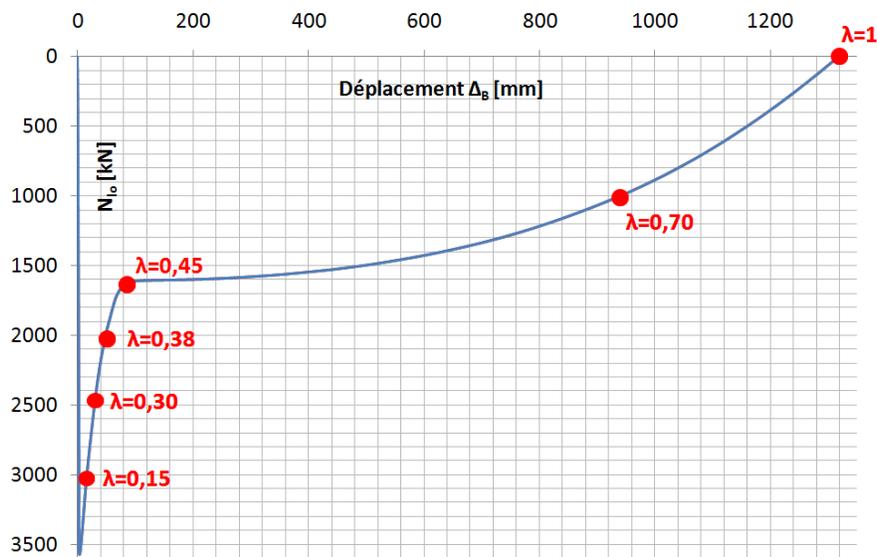


FIGURE II.4.6 – Courbe $N_{lo} - \Delta_B$

Le déplacement du point B en fonction de la capacité portante restant dans la colonne endommagée est illustré sur le graphique II.4.6. La formation du mécanisme plastique est caractérisée par le début du palier plastique. Il arrive lorsque l'effort normal dans la colonne est de 1640 kN. Cette valeur correspond à celle obtenue par le calcul du mécanisme plastique à la section 3.2.2. Avec l'augmentation de la flèche, les efforts membranaires se développent progressivement dans les poutres de la partie directement affectée de la structure. La description de cette courbe est identique à celle réalisée pour le cas traité au chapitre 2 (section 3.2.3.1).

4.2.3.2 Mécanisme de ruine

Comme dit précédemment, le mécanisme plastique ne peut se développer que dans la partie directement affectée puisque les éléments de la partie non directement affectée suivent une loi de matériau élastique.

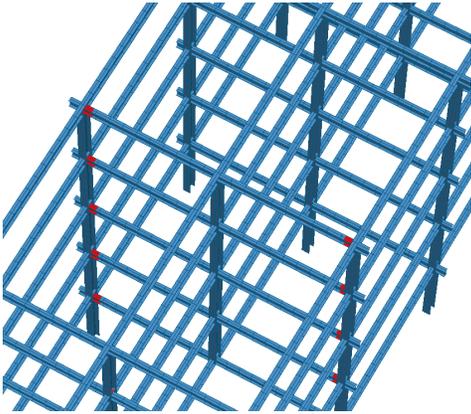


FIGURE II.4.7 – Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,15$

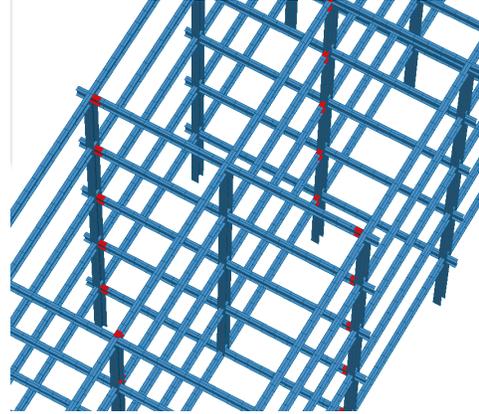


FIGURE II.4.8 – Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,3$

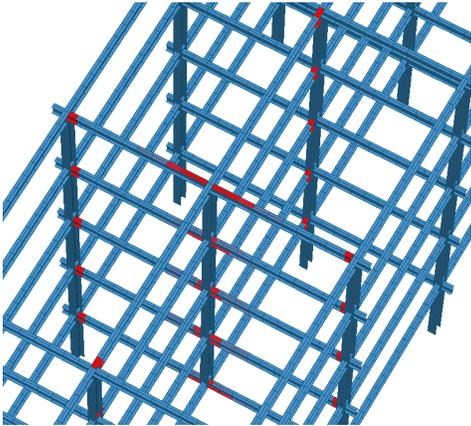


FIGURE II.4.9 – Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,41$

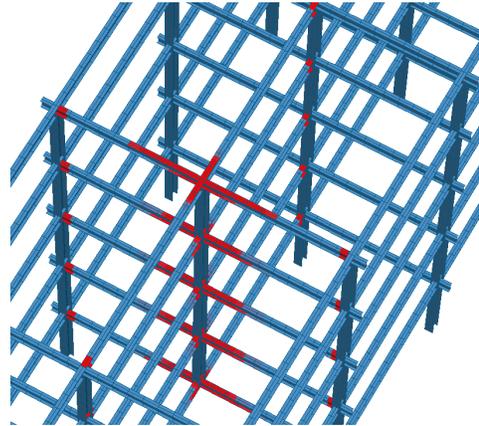


FIGURE II.4.10 – Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,46$

L'apparition du mécanisme plastique se fait progressivement. D'abord les rotules aux extrémités des poutres secondaires se forment ($\lambda = 0,15$) (fig. II.4.7). Ensuite ce sont celles des poutres principales qui apparaissent ($\lambda = 0,3$) (fig. II.4.8). Quand λ atteint 0,41 (fig. II.4.9), les rotules centrales sont également présentes dans les poutres secondaires et les rotules centrales commencent à être visibles dans les poutres principales pour $\lambda = 0,46$ (fig. II.4.10). A partir de ce moment, le mécanisme plastique est complètement installé dans la partie directement affectée.

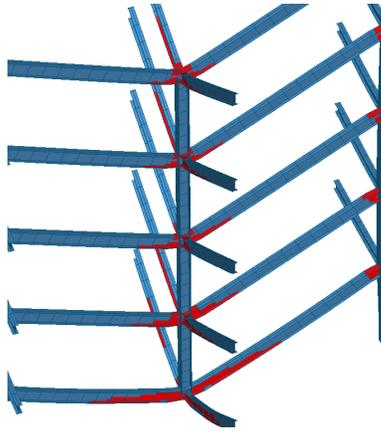


FIGURE II.4.11 – Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,7$

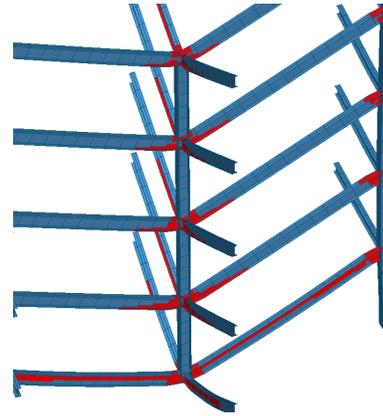


FIGURE II.4.12 – Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 1,0$

La flèche augmente alors rapidement, la traction se développe dans les poutres ce qui entraîne la propagation de la plastification dans celles-ci partant des rotules initiales (fig II.4.11 et II.4.12). Ce phénomène est d'autant plus marqué dans les poutres inférieures puisque c'est dans celles-ci que la traction est la plus élevée.

4.2.3.3 Evolution des efforts internes

Avant la formation du mécanisme plastique, les efforts normaux sont très faibles. Quand le mécanisme se forme, les flèches augmentent rapidement et cette augmentation induit le développement d'efforts membranaires dans les poutres de la partie directement affectée (fig. II.4.13, II.4.14 et II.4.15).

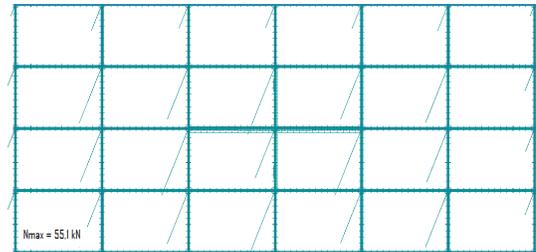


FIGURE II.4.13 – Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 0,46$ - Vue en plan

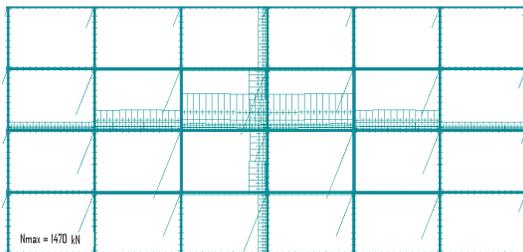


FIGURE II.4.14 – Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 0,7$ - Vue en plan

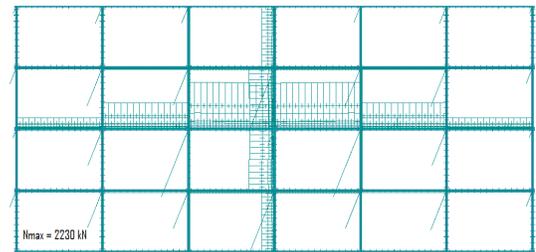


FIGURE II.4.15 – Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 1,0$ - Vue en plan

Poutres secondaires :

Une fois que le déchargement de la colonne centrale débute, les poutres de la partie directement affectée commencent à travailler autrement de par la disparition d'un de leurs appuis. Initialement, chaque poutre secondaire de la partie directement affectée travaillait comme une poutre indépendante bi-encastée soumise à une charge concentrée à mi-travée (de longueur L). Cependant, le comportement final tend vers celui d'une poutre (à chaque niveau) dont la portée est double, bi-encastée et soumise à deux charges concentrées (au quart et au trois-quarts de la nouvelle portée). Dès lors, une fois le mécanisme plastique formé, le développement des efforts membranaires dans les poutres centrales se ressent puisque le diagramme de moment s'estompe. L'effort de traction et l'effort de moment sont liés par une loi d'interaction. Les figures II.4.16, II.4.17, II.4.18 et II.4.19 mettent en évidence le changement de comportement des poutres secondaires.

Poutres principales :

Suite au retrait progressif de la colonne qui s'apparente à l'enlèvement d'un appui, le comportement initial des poutres principales se transforme progressivement. Initialement, les poutres de longueur L travaillent telle une poutre bi-encastée soumise à une charge répartie. Au fur et à mesure que la capacité portante de la colonne diminue, le comportement s'assimile progressivement à celui d'une poutre dont la portée est double, bi-encastée et soumise à une charge uniforme. Cette évolution affecte le diagramme des moments des poutres principales. Le moment tend également à diminuer lorsque la traction augmente puisque le moment et l'effort normal sont liés par une loi d'interaction.

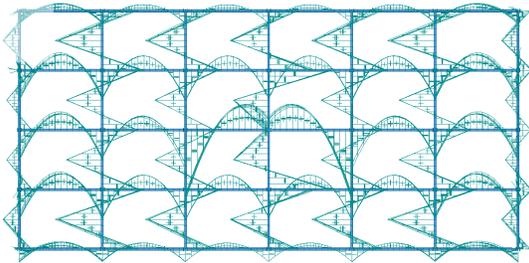


FIGURE II.4.16 – Diagramme des moments - $\lambda = 0,15$ - Vue en plan

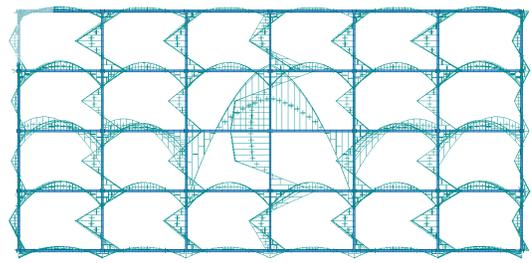


FIGURE II.4.17 – Diagramme des moments - $\lambda = 0,46$ - Vue en plan

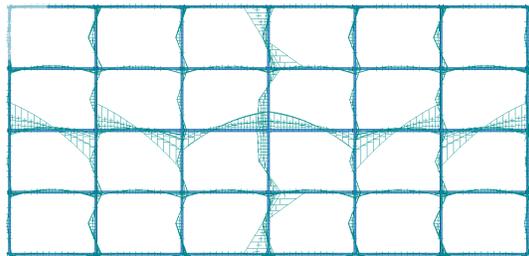


FIGURE II.4.18 – Diagramme des moments - $\lambda = 0,7$ - Vue en plan

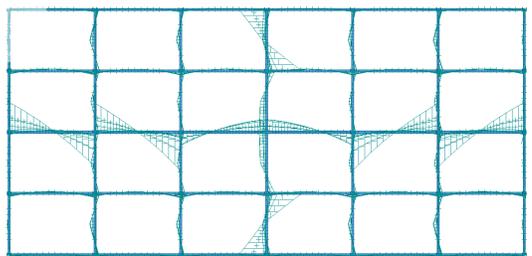


FIGURE II.4.19 – Diagramme des moments - $\lambda = 1,0$ - Vue en plan

Partie non directement affectée :

Dès que de la traction apparaît dans les poutres inférieures de la partie directement affectée, le diagramme des moments dans les poutres AF, CG, DH et EK (fig. II.4.20) est fortement modifié car ces tractions tirent sur la partie non directement affectée (fig. II.4.18 et II.4.19). Des forces de traction y apparaissent également suite à cela (fig. II.4.14 et II.4.15).

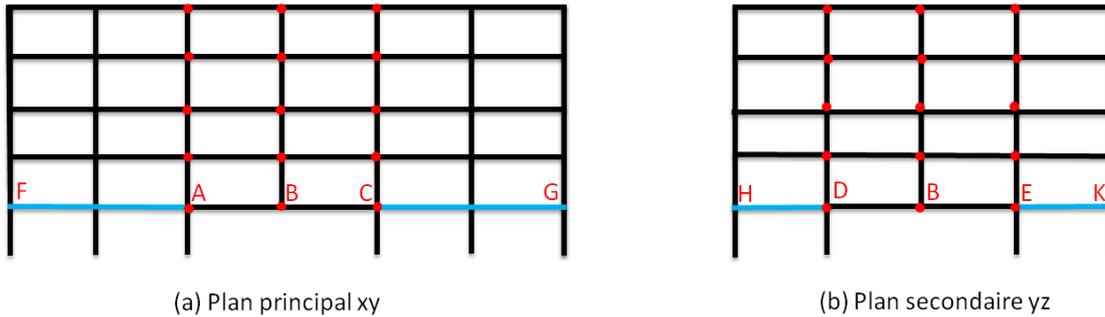


FIGURE II.4.20 – Vue en élévation - Plan principal et plan secondaire

4.3 Comparaison des résultats de la structure complète 3D et de la sous-structure 3D

4.3.1 Introduction

La courbe de comportement étant connue pour la structure complète, l'étape suivante consiste à étudier la sous-structure qui peut en être extraite. Le but de cette opération est de voir si celle-ci est capable de simuler précisément le comportement de la structure dont elle provient comme cela était le cas pour la structure à poutres secondaires articulées traité au chapitre 3.

Afin de valider le modèle, les paramètres à introduire dans la sous-structure seront tout d'abord calculés et ensuite, les résultats de la simulation seront comparés avec ceux obtenus sur la structure complète.

4.3.2 Modélisation de la sous-structure et résultats

La sous-structure extraite de la structure complète comprend, rappelons-le, les quatre poutres du niveau un incluses dans la partie directement affectée et des ressorts à chaque extrémité modélisant la restrainte amenée par le reste de la structure. Pour plus de détails, le modèle général valable pour tout type d'assemblage a été présenté à la section 3.3 (pp. 66). La sous-structure étudiée dans ce chapitre se distingue de celle définie dans le chapitre 3 uniquement par le fait que les poutres secondaires sont continues.

Afin de définir cette sous-structure, nous avons quantifié les raideurs K_x et K_z des restraints. La manière de procéder a été présentée à la page 66. Seul le résultat final est repris ci-dessous (fig.

II.4.21 et II.4.22) :

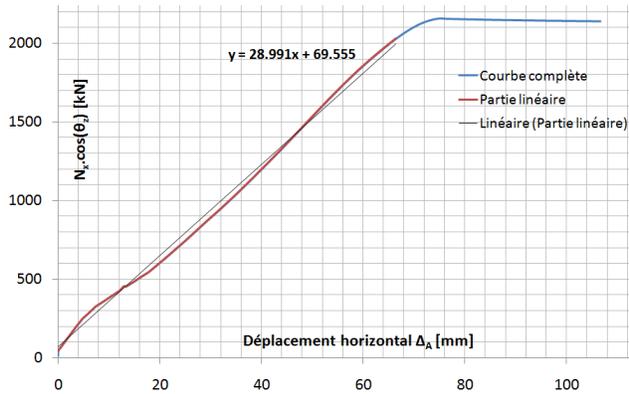


FIGURE II.4.21 – Déplacement horizontal de A selon x dans la structure complète

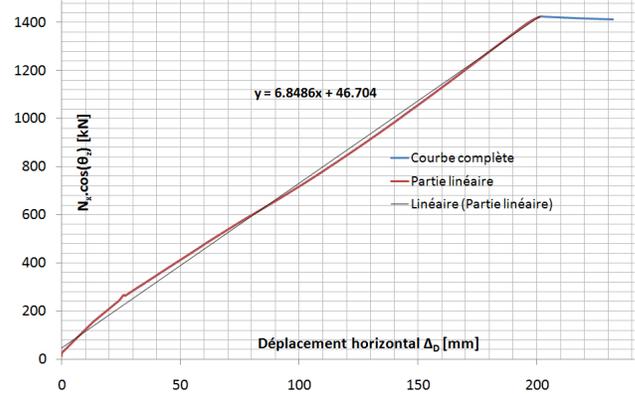


FIGURE II.4.22 – Déplacement horizontal de D selon z dans la structure complète

Ces graphiques nous fournissent les valeurs $K_x=28991$ kN/m et $K_z=6849$ kN/m.

Tous les paramètres permettant de définir la sous-structure élémentaire 3D sont connus. Puisque nous avons montré dans le présent travail et antérieurement dans d'autres travaux que le chargement initial n'a guère d'influence sur la courbe de comportement, la simulation numérique a consisté à appliquer de manière progressive une charge Q concentrée au milieu du système.

La comparaison du résultat obtenu avec celui fourni par la simulation numérique sur la structure réelle est donnée à la figure II.4.23.

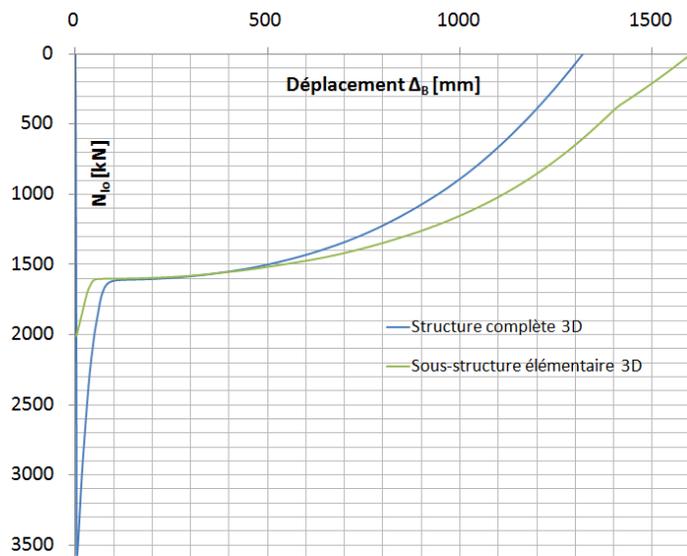


FIGURE II.4.23 – Comparaison des courbes des réponses de la structure complète et de la sous-structure

Il apparaît clairement que la sous-structure n'est pas capable de représenter le comportement mis en évidence dans la structure complète. La courbe obtenue par simulation numérique sur la sous-structure monte moins vite que celle fournie par voie numérique sur la structure complète.

Face à ce résultat, il semble qu'une rigidité supplémentaire existe dans la structure complète et n'est pas prise en compte dans le modèle simplifié. C'est comme si une suspente aurait du venir soulager la sous-structure lui permettant de représenter le comportement réel de la structure.

Suite à cette constatation, deux démarches ont été faites :

1. dans la première, nous avons essayé de comprendre pourquoi la concordance observée précédemment dans le cas des poutres secondaires articulées ne se vérifie pas dans ce cas-ci. Il importe donc de connaître les raisons pour lesquelles la réponse de la structure complète montre une rigidité accrue par rapport à la réponse de la sous-structure.
2. une fois la cause identifiée, la démarche suivante consistera à expliquer pourquoi ce phénomène a lieu en sachant qu'il n'apparaissait pas lorsque les portiques principaux étaient liés entre eux par des poutres articulées.

4.4 Explication du phénomène observé

4.4.1 Cause

Pour trouver l'explication de la non-concordance des courbes, quelques notions introduites au préalable sont rappelées ci-dessous :

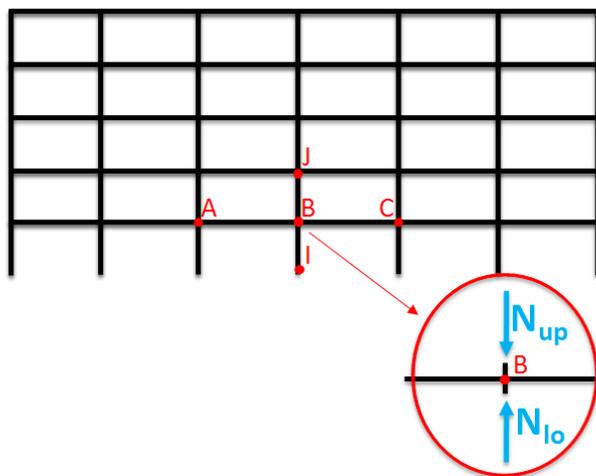


FIGURE II.4.24 – Vue en élévation - Plan OPQR - Equilibre au nœud B

1. En situation normale, les forces N_{up} et N_{lo} s'équilibrent au point B (fig. II.4.24). Il s'agit respectivement de l'effort normal provenant de la colonne BJ et de l'effort normal dans la colonne

BI. Lors de la perte de la colonne, l'effort N_{lo} diminue progressivement jusqu'à devenir nul. Cet état correspond à la disparition complète de la colonne.

2. Notons également que de nombreuses études paramétriques menées par Luu Nguyen Nam Hai [8] ont montré que **la valeur de N_{up} est constante et égale à la valeur de $N_{up,(4)}$ durant la phase trois** qui débute une fois le mécanisme plastique formé dans la partie directement affectée. A partir de ce moment, il n'y a plus que la valeur de N_{lo} qui varie.
3. Rappelons également que la sous-structure extraite de la structure complète **doit représenter de façon précise le comportement de la partie directement affectée durant la phase trois** durant laquelle les effets du second d'ordre deviennent significatifs suite à la formation du mécanisme plastique.
4. Afin de représenter la perte de la colonne dans la sous-structure, la force Q est appliquée (fig. II.4.25). Elle s'exprime par :

$$Q = N_{lo} - N_{up} \quad (4.2)$$

Cela signifie que lorsque la colonne possède sa pleine capacité portante, Q est nul. Une fois que la colonne commence à être endommagée, N_{lo} diminue ce qui entraîne l'augmentation de Q .

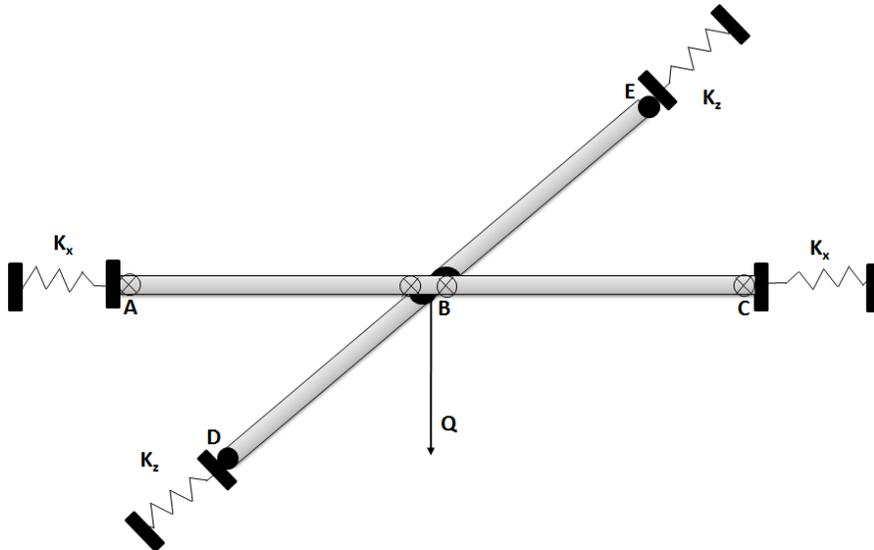


FIGURE II.4.25 – Sous-structure - Modélisation de la perte de la colonne

5. Sur base de la courbe $Q - \Delta_B$ obtenue, il est facile d'en déduire la courbe $N_{lo} - \Delta_B$ puisque N_{up} est supposé constant et il n'y a que N_{lo} qui varie.

L'hypothèse d'un N_{up} constant ne se vérifie pas dans la structure étudiée présentement. Il apparaît clairement à la figure II.4.26 que l'effort N_{up} , en réalité l'effort normal dans le milieu de la colonne

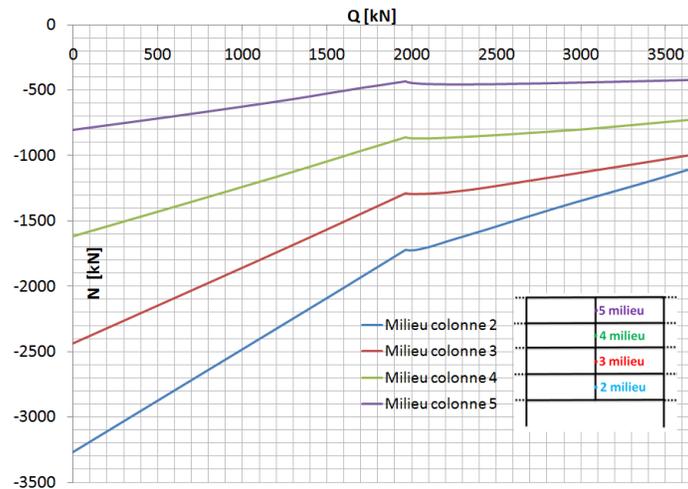
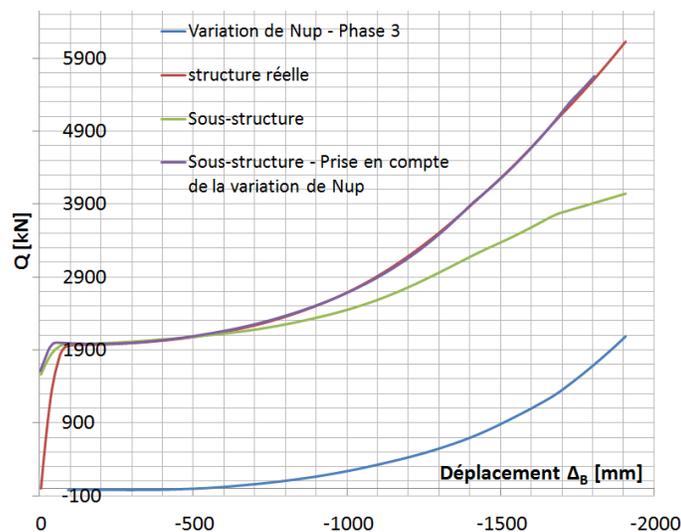


FIGURE II.4.26 – Efforts normaux dans les colonnes supérieures à la colonne perdue

deux, n'est aucunement constant durant la phase trois. Celle-ci débute pour $Q=2032$ kN. Ensuite, cet effort de compression continue à décroître avec une pente différente.

Pour les colonnes qui se situent plus haut, l'effort de compression est également décroissant mais de façon moins prononcée, puis il devient constant pour la colonne cinq.

Afin de confirmer que la divergence des deux courbes est liée à ce constat, la variation de l'effort de compression dans la colonne deux avec Δ_B durant la phase trois a été ajoutée à la réponse statique de la sous-structure obtenue numériquement. Le résultat (fig. II.4.27) confirme que la variation de N_{up} est bien impliquée dans le comportement observé. En effet, une fois la variation de N_{up} prise en compte, la réponse de la sous-structure se superpose à celle de la structure réelle.

FIGURE II.4.27 – Courbe $Q - \Delta_B$ - Comparaison entre les comportements de la structure complète et de la sous-structure avec prise en compte de N_{up}

4.4.2 Origine

Le constat d'un effort variable N_{up} a été fait. Il nous semble important d'expliquer la raison pour laquelle cet effort ne reste pas constant une fois le mécanisme plastique formé alors que cette hypothèse était valable à la fois en 2D et pour le cas des poutres secondaires articulées traité au chapitre 3.

Dans le cas des poutres secondaires articulées, la figure II.4.28 présentée ci-contre confirme que N_{up} est relativement constant. C'est pourquoi aucune divergence n'était observée entre les courbes de comportement obtenues pour la structure complète et le modèle simplifié. La variation observée est trop faible pour avoir un impact réel.

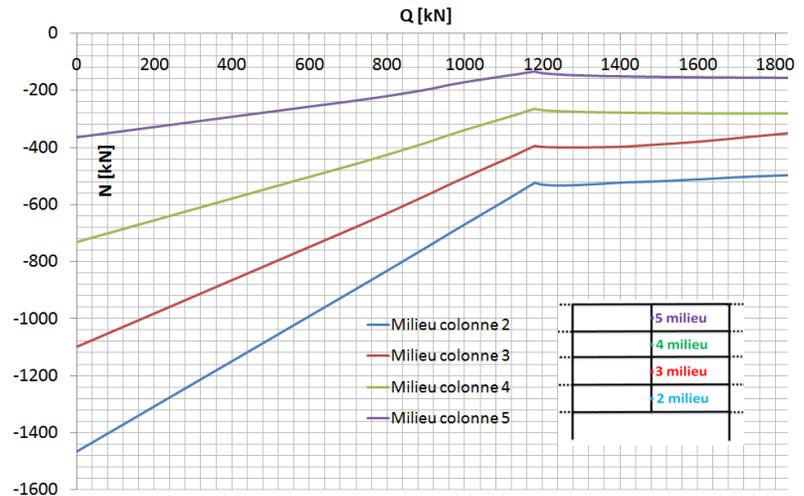


FIGURE II.4.28 – Evolution des efforts normaux - Colonnes supérieures à la colonne endommagée - Poutres secondaires articulées

Variation de N_{up} durant la phase trois

Pour expliquer la diminution de compression dans la colonne BJ, un modèle simple a été examiné (fig. II.4.29).

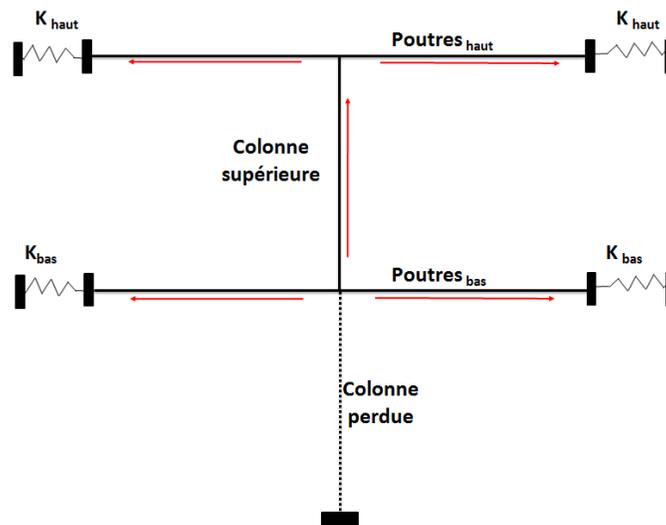


FIGURE II.4.29 – Modèle simplifié - Compréhension du phénomène

Ce modèle représente la partie directement affectée d'une structure 3D à deux niveaux. Même si la représentation est en 2D, un niveau de poutres représente tout un étage. Ce modèle vise à montrer la variation de comportement d'une structure en fonction de la rigidité existante en partie inférieure et en partie supérieure. A chaque extrémité, des ressorts modélisent les restraints fournies par le reste de la structure. La raideur de ceux-ci est nommée K_{haut} et K_{bas} suivant qu'ils se situent aux extrémités des poutres supérieures ou inférieures.

Lors de la perte de la colonne, trois situations principales peuvent avoir lieu :

1. K_{haut} est nul. Par conséquent, tous les efforts membranaires transitent par les poutres inférieures. De ce fait, l'effort dans la colonne supérieure est constant. Dans ce cas, la courbe $N_{up} - Q$ suit la trajectoire (a) une fois que Q a atteint $N_{Pl,lo}$ (fig. II.4.30).
2. K_{haut} tend vers l'infini. A ce moment, les efforts membranaires transitent essentiellement par les poutres supérieures et l'effort de compression décroît très vite dans la colonne supérieure. Dans ce cas, la courbe $N_{up} - Q$ suit la trajectoire (b) une fois que Q a atteint $N_{Pl,lo}$ (fig. II.4.30).
3. K_{haut} est équivalent à K_{bas} . Les efforts membranaires transitent en quantités égales dans les niveaux supérieur et inférieur. L'effort de compression dans la poutre supérieure décroît de la même manière qu'avant le début de la phase trois. Dans ce cas, la courbe $N_{up} - Q$ suit la trajectoire (c) une fois que Q a atteint $N_{Pl,lo}$ (fig. II.4.30).

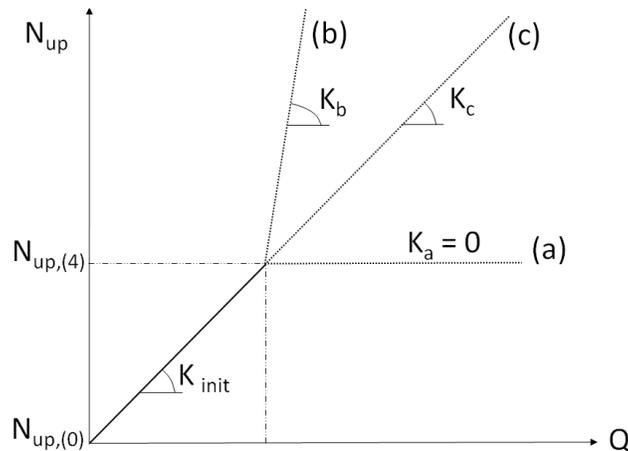


FIGURE II.4.30 – Evolution de N_{up} - Situations principales

Par conséquent, la pente de la droite liant N_{up} à Q durant la phase trois dépend du rapport des rigidités K_{haut} et K_{bas} .

- Plus le rapport $\frac{K_{haut}}{K_{bas}}$ est élevé, plus la pente de la droite sera élevée car les forces membranaires se développeront essentiellement dans la partie haute et celle-ci sera mieux maintenue. La compression dans la colonne supérieure aura tendance à diminuer rapidement car la partie haute

soutient la partie basse. La rigidité du système est essentiellement amenée par la partie haute du système.

- Dans le cas d'un rapport très faible, la partie haute aura plutôt tendance à s'appuyer sur la partie basse et la compression dans la colonne supérieure restera constante. Les forces membranaires se développeront essentiellement dans le bas du système duquel provient l'essentiel de la rigidité.
- Pour un rapport $\frac{K_{haut}}{K_{bas}}$ égal à 1, des forces membranaires équivalentes se développeront dans la partie haute et dans la partie basse.

En réalité, K_{haut} représente la rigidité provenant de la partie supérieure au niveau un. La courbe $N_{up} - Q$ (une fois la phase trois débutée) est alors comprise dans l'éventail délimité par les courbes (a) et (c). Cela signifie que la valeur de K_{haut} n'est pas nulle mais est cependant plus faible que la valeur de K_{bas} .

Dans la structure étudiée actuellement, la rigidité existante en partie supérieure permet aux efforts membranaires d'y trouver un point d'ancrage. Cela signifie que ces efforts de traction ne transitent plus uniquement par les poutres du niveau inférieur mais également par les poutres supérieures. Par conséquent, l'effort de compression diminue car la partie supérieure ne se laisse plus autant aller vers le bas étant donné qu'elle est maintenue par les efforts membranaires développés en partie supérieure. Plus le déplacement Δ_B augmente, plus l'effort de compression dans la colonne juste supérieure à la colonne endommagée décroît rapidement. Dans les situations 2D étudiées et dans le cas des poutres secondaires articulées, cette rigidité en partie supérieure n'apparaissait pas. Nous allons tenter d'expliquer cette différence dans les lignes suivantes.

Différence de comportement par rapport au cas des poutres secondaires articulées

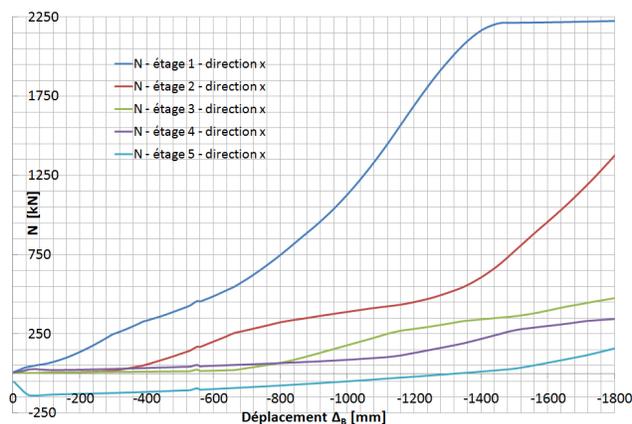


FIGURE II.4.31 – Evolution des efforts normaux - Poutres principales

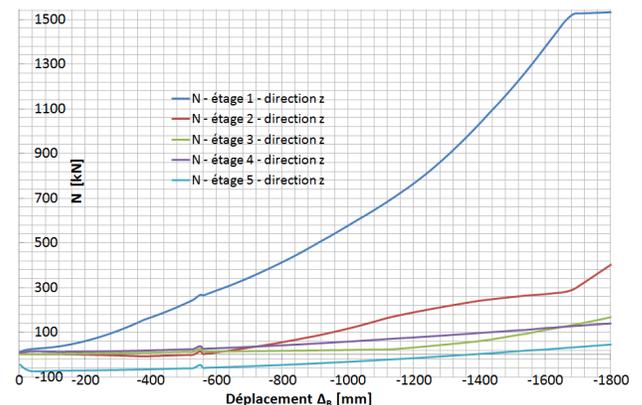


FIGURE II.4.32 – Evolution des efforts normaux - Poutres secondaires

Sur les figures II.4.31 et II.4.32, la représentation des efforts membranaires dans les poutres de la partie directement affectée montre que le développement de ces efforts est différent de celui observé dans

le cas des poutres secondaires articulées (voir fig. II.3.26, II.3.27 pp. 64).

En effet, après l'observation de ces figures, il apparaît que :

- dans les poutres principales, des efforts de traction deux fois moins importants que ceux observés dans les poutres du niveau un se développent dans les poutres du niveau deux. Dans le cas des poutres secondaires articulées, à peine un tiers des efforts membranaires présent au niveau un se retrouvent au niveau deux.
- dans le plan d'étude des poutres secondaires, seules celles du niveau cinq sont comprimées et les poutres inférieures développent de la traction. Au chapitre précédent, la compression était déjà présente dans les poutres du niveau deux.

Ces constatations confirment le fait qu'aucun élément rigide n'était présent en partie supérieure de la structure précédente. Dans le cas contraire, les efforts membranaires en partie supérieure auraient pu se développer et leurs valeurs auraient été significativement plus grandes que celles réellement observées. La compression dans les poutres secondaires du niveau deux implique une déformabilité de la structure dans le plan secondaire très importante qui n'a pas permis la mobilisation de la rigidité supplémentaire due au comportement d'ensemble.

La structure à poutres secondaires continues possède une rigidité en partie supérieure liée à la plus faible déformabilité de la structure dans son ensemble. Nous pouvons comparer ce phénomène à un élément périphérique entourant la partie directement affectée qui se crée en partie supérieure permettant aux efforts membranaires de se mobiliser dans les poutres des étages supérieurs puisqu'ils ont la possibilité de s'équilibrer sur cet élément rigide.

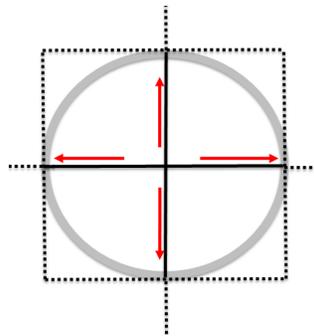


FIGURE II.4.33 – Vue imagée du phénomène d'ensemble

Cette rigidité provient d'un comportement d'ensemble qui ne peut se produire dans la structure à poutres secondaires articulées car la structure est tellement déformable dans son plan secondaire que les parties de la structure de part et d'autre de la partie directement affectée tombent l'une sur l'autre dans le plan secondaire.

L'élément périphérique rigide peut être vu comme un anneau de compression qui est sollicité radia-

lement par de la traction (fig. II.4.33).

Puisque cette rigidité accrue résulte d'un phénomène d'ensemble, les valeurs de K_x et K_z dans les deux cas traités (poutres secondaires articulées et poutres secondaires) sont presque identiques (tabl. II.4.2) :

TABLE II.4.2 – Valeurs des restraints latérales

	Poutres secondaires articulées	Poutres secondaires continues
K_x [kN/m]	26539	28991
K_z [kN/m]	8965	6848

4.5 Modèle analytique

4.5.1 Introduction

La cause de la non-superposition des réponses numériques de la sous-structure et de la structure complète a été mise en évidence (section 4.4). De ce fait, la réponse analytique ne peut pas représenter le comportement réelle de la structure complète puisqu'elle dépend en réalité de données obtenues dans la simulation numérique de la sous-structure qui en est elle incapable.

Cependant, dès que le comportement d'ensemble pourra être quantifié, le passage au comportement de la structure complète pourra être réalisé. Par conséquent, nous allons vérifier dans cette section que la démarche analytique proposée au chapitre 2 peut également prédire le comportement de la sous-structure dans le cas de poutres secondaires continues.

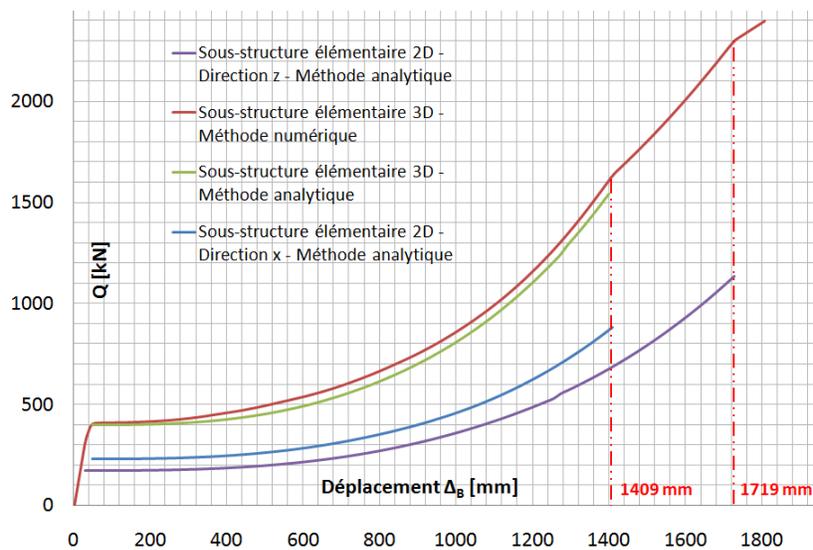


FIGURE II.4.34 – Comparaison des courbes des réponse la sous-structure - Méthode analytique et numérique

4.5.2 Résultats

La figure II.4.34 démontre la capacité de la méthode analytique à représenter le comportement de la sous-structure. La réponse analytique s'arrête lorsque la traction dans une des poutres a atteint N_{Pl} . Il s'agit des poutres principales (fig. II.4.35). Dans la réponse numérique, la plastification en traction de ces poutres se traduit par un changement de pente. Cette variation de pente est également observable lorsque les poutres secondaires plastifient à leur tour en traction (fig. II.4.36).

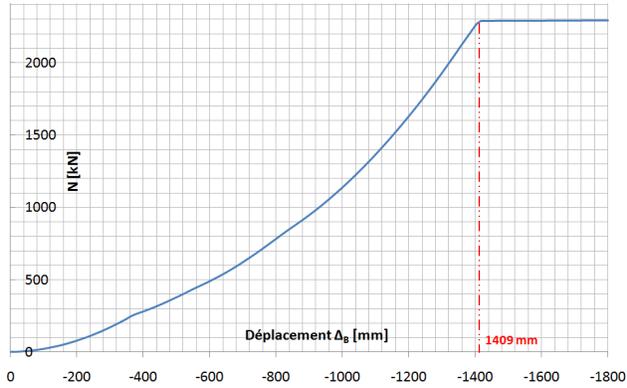


FIGURE II.4.35 – Evolution des efforts normaux - Poutres principales - Sous-structure 3D

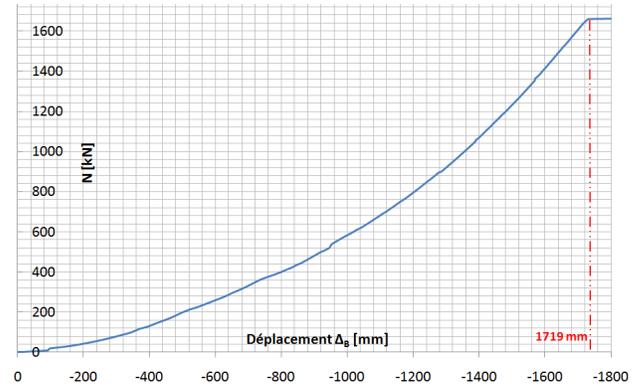


FIGURE II.4.36 – Evolution des efforts normaux - Poutres secondaires - Sous-structure 3D

4.6 Conclusions

Ce chapitre avait pour but de valider l'utilisation d'une sous-structure et d'un modèle analytique pour prédire le comportement de la structure complète dans le cas d'une structure dont les poutres secondaires étaient continues. Les résultats exposés au chapitre 3 confirmaient déjà ces faits pour une structure avec les poutres secondaires articulées.

Cependant, dans le cas présent, la sous-structure ne peut reproduire le comportement de la structure complète car un comportement jusqu'ici non observé et par conséquent non pris en compte dans la modélisation de la sous-structure s'est manifesté.

En réalité, la rigidité de la structure globale 3D permet la création d'un élément périphérique rigide permettant à des efforts de traction de se développer correctement en partie supérieure puisqu'ils ont la possibilité de s'équilibrer sur cet élément rigide. Ce effet d'ensemble n'était pas perceptible dans le cas de la structure à poutres secondaires articulées car les portiques dans le plan secondaire étaient tellement déformables que les deux côtés de la structure tombaient l'une sur l'autre induisant de la compression dans les poutres du niveau deux.

Afin d'avoir une sous-structure pertinente, cet élément périphérique rigide devra être quantifié et pris en compte dans celle-ci d'une quelconque manière. Il pourrait par exemple s'agir d'un ressort vertical jouant le rôle de suspente au centre de la sous-structure et dont son action s'intensifierait à mesure que les déformations du système deviendraient significatives.

Enfin, la méthode analytique 3D a également été capable de reproduire précisément le comportement de la sous-structure à poutres secondaires continues. Par conséquent, il sera aisé de représenter analytiquement le comportement de la structure complète une fois que l'élément rigide qui se crée en partie supérieure aura été quantifié et qu'il pourra être intégré à la modélisation de la sous-structure et à la méthode analytique 3D.

5 Conclusions de la Partie II

Dans cette partie, nous nous sommes plus particulièrement focalisés sur l'étude de deux structures. Celles-ci étaient différenciées par la nature des poutres secondaires. Dans la première variante, celles-ci étaient articulées à leurs extrémités tandis que dans la seconde, ces poutres étaient continues. L'objectif de cette étude était double.

1. Dans un premier temps, nous voulions valider l'utilisation d'une sous-structure 3D pour prédire précisément le comportement de la structure complète.

Dans ce but, la perte d'une colonne a d'abord été simulée dans la structure définie comme première variante. Nous avons pu alors observer la formation du mécanisme plastique dans la partie directement affectée de la structure et l'évolution des efforts internes résultant de la diminution progressive de capacité portante de cette colonne. Pour rappel, la partie non directement affectée de la structure suivait une loi de matériau élastique car le but était ici d'observer le comportement local (dans la partie directement affectée). La courbe liant le déplacement Δ_B à l'effort normal restant dans la colonne N_{lo} a été obtenue. De par sa forme, elle s'assimile fortement à la courbe de réponse type d'un portique 2D suite à la perte d'une colonne.

Une sous-structure composée des quatre poutres juste supérieures à la colonne endommagée a ensuite été extraite de la structure complète. Elle comprend également à chaque extrémité des poutres des ressorts destinés à représenter la restrainte latérale fournie par le reste de la structure. La perte de la colonne a alors été simulée sur cette sous-structure et la courbe liant le déplacement vertical à la charge appliquée déduite.

Une fois le mécanisme plastique formé, la comparaison des deux courbes de comportement montre une corrélation certaine. De plus, la prise en compte du chargement initial fournit le même résultat.

Le même travail a été réalisé pour la seconde structure. La corrélation observée pour la première variante ne put l'être dans ce cas : la réponse de la sous-structure élémentaire 3D est cette fois-ci moins raide que celle de la structure complète.

Nous avons cependant mis en évidence la raison de cette divergence qui résulte du fait que l'hypothèse formulée pour l'extraction de la sous-structure n'est pas vérifiée : l'effort normal

N_{up} dans la colonne directement supérieure à la colonne perdue s'est avéré variable.

En effet, la rigidité globale de la structure crée en partie supérieure un élément périphérique rigide qui permet aux efforts membranaires de traction de se développer dans les poutres supérieures puisqu'ils ont la possibilité de s'équilibrer sur cet élément rigide. Les efforts de traction ne transitent donc plus essentiellement par les poutres du niveau le plus bas et celui-ci se voit donc soulager par une sorte de suspente verticale dont l'effet se fait de plus en plus ressentir au fur et à mesure que les déformations verticales du système s'accroissent.

2. Le deuxième objectif de cette partie visait à établir une méthode analytique capable d'appréhender la courbe de comportement de la sous-structure élémentaire 3D.

Dans ce but, la méthode analytique développée par Jean-François Demonceau [3] pour le cas 2D a été appliquée à deux reprises pour chacun des plans contenant les poutres principales et les poutres secondaires. Afin de lier ces réponses jusque-là indépendantes, nous avons appliqué le principe proposé par Anastasios Vlassis [11] : la réponse d'un grillage de poutres en trois dimensions peut être obtenue sur base des réponses des poutres individuelles qui le composent.

La réponse analytique obtenue de cette manière montre une très bonne concordance avec la courbe obtenue numériquement pour les deux types de structure étudiés.

Cette approche analytique prendra tout son sens lorsque la rigidité supplémentaire, à ce stade non quantifiée, pourra être intégrée à la sous-structure. A partir de ce moment, il suffira d'en tenir compte dans le modèle analytique pour retrouver la courbe de comportement de la structure complète.

Dans la partie suivante, nous nous intéresserons à l'étude de l'effet plaque.

Troisième partie

Etude de l'effet plaque

1 Introduction

Jusqu'à présent, nous avons étudié le comportement d'une structure 3D sur une ossature constituée uniquement de poutres et de colonnes en acier. Chaque étage a donc été conçu comme un grillage de poutres et l'effet plaque a de ce fait été ignoré. Dans cette partie, nous le prendrons enfin en considération.

Initialement, nous aurions dû réaliser le même cheminement que dans la partie II mais cette fois-ci dans le cadre d'une structure 3D dont les planchers seraient modélisés. Cependant, il est évident que le phénomène d'ensemble observé dans les structures uniquement faites de poutres en acier est également présent dans les structures dont l'aspect dalle est considéré. Une sous-structure extraite de ce type de structure ne pourra pas par conséquent représenter le comportement réel de la structure globale.

Néanmoins, la formulation analytique proposée précédemment pour l'étude du comportement de la sous-structure à la partie II a montré de bons résultats. La dernière partie du présent travail se concentrera donc sur la compréhension du comportement d'une dalle isolée soumise à la perte d'une colonne, le but final étant de donner des pistes pour l'élaboration d'une méthode analytique capable de prédire précisément son comportement.

	Poutres acier	Dalles
SR 3D → SS 3D		
SS 3D → SS (2x2D)		

FIGURE III.1.1 – Etapes réalisées/ à réaliser

La figure III.1.1 reprend le cheminement initialement attendu et les résultats obtenus. **SR 3D** symbolise le comportement de la **structure réelle 3D**, **SS 3D** celui de la **sous-structure élémentaire 3D** et enfin **SS (2x2D)** celui obtenu par la méthode analytique appliquée **par deux fois, dans chaque plan d'étude**.

La présente partie comprendra quatre chapitres.

- Le chapitre 1 présentera les différentes variantes de dalles étudiées et l’outil numérique utilisé pour simuler la perte d’une colonne ;
- Le chapitre 2 essayera de comprendre le comportement des dalles suite à la perte d’une colonne. Cet évènement suppose l’apparition progressive de déformations significatives impliquant le développement d’efforts membranaires. Il est en effet important de comprendre le mode de fonctionnement de la dalle pour pouvoir le transcrire analytiquement.

Une fois ce comportement cerné, des pistes pour la formulation analytique du comportement seront recherchées sur base des mécanismes de rupture observés lors de l’analyse numérique.

- Dans ce but, le chapitre 3 étudiera les mécanismes de ruine envisagés par la théorie de Johansen et ce, en tenant uniquement compte du comportement flexionnel des dalles. Il devrait être ainsi possible de voir par la suite si ces mécanismes se modifient une fois le comportement membranaire activé.
- Dans le chapitre 4, nous comparerons les mécanismes tenant compte uniquement du comportement flexionnel avec ceux observés numériquement lors desquels les efforts membranaires se manifestent. Cette manière de procéder a pour objectif d’établir des pistes pour l’élaboration d’une méthode analytique.

2 Description générale du système

2.1 Description de la dalle

La dalle étudiée peut être vue comme la partie du plancher du niveau un, appartenant à la partie directement affectée de la structure (fig. III.2.1).

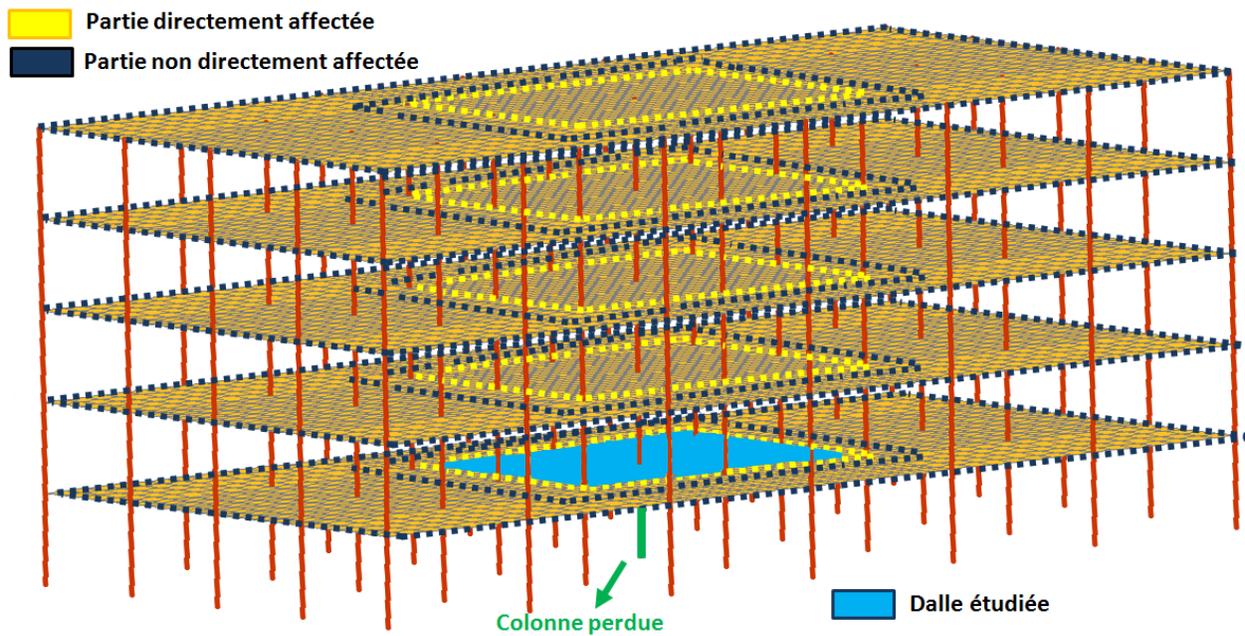


FIGURE III.2.1 – Localisation de la dalle étudiée

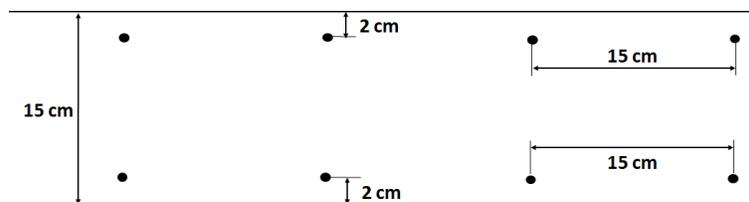


FIGURE III.2.2 – Coupe de la dalle en béton armé

La dalle a une longueur de 14 m (L_1) et une largeur de 10 m (L_2). Elle est réalisée en béton de classe

C30/35 et est armée par deux treillis métalliques (1 ϕ 16 tous les 15 cm, S500, 20 mm d'enrobage (fig. III.2.2)).

2.2 Conditions d'appui

Les conditions d'appui sont complexes à évaluer. D'abord, le déplacement horizontal de la dalle n'est ni empêché, ni libre. La situation réelle se situe entre ces deux extrêmes. En effet, cette dalle est en réalité liée au reste de la structure ce qui lui confère une certaine restrainte horizontale. Cependant, cette dernière n'est pas totale car le reste de la structure est déformable mais elle n'est pas non plus totalement libre car la structure a une certaine rigidité.

Par ailleurs, le déplacement en rotation autour de la charnière que constitue chaque bord n'est lui non plus pas complètement libre ou complètement empêché. En effet, la plancher est continu et le reste de la dalle non pris en compte dans le modèle étudié confère à celui-ci une certaine restrainte en rotation qui est entre l'appui simple et l'encastrement. L'intensité des restraints latérales et rotationnelles est donc une inconnue au problème.

Le premier objectif étant de comprendre le comportement général d'une dalle isolée lors de la perte d'une colonne, celle-ci sera étudiée avec des conditions de bords variant entre les extrêmes expliqués ci-dessus. De plus, tous les bords seront soutenus verticalement.

Au final, quatre modèles seront étudiés :

	Bords non restraints horizontalement	Bords restraints horizontalement
Bords rotulés	Cas 1	Cas 2
Bords encastrés	Cas 3	Cas 4

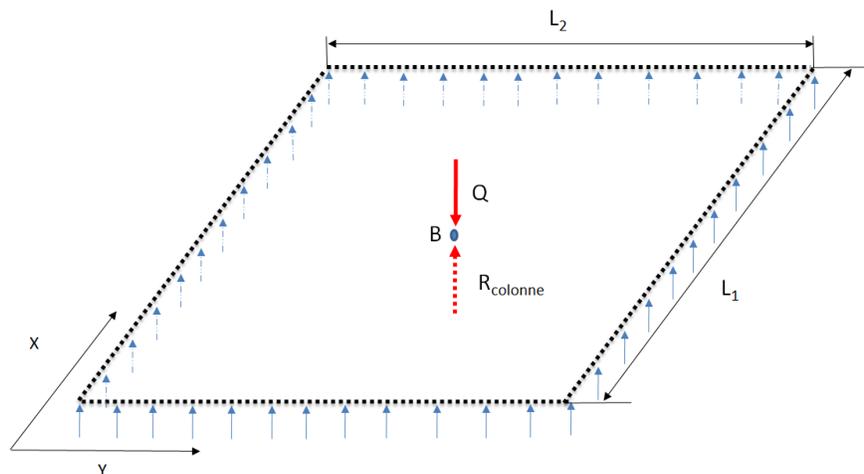


FIGURE III.2.3 – Schéma de principe - Dalle étudiée

2.3 Chargement

La dalle sera soumise à une charge concentrée en son milieu (fig. III.2.3). Celle-ci représente en réalité la diminution progressive de capacité portante de la colonne supportant le système à cet endroit.

2.4 Outil numérique

Dans cette partie, les simulations numériques ont été réalisées à l'aide du logiciel **Safir**. Ce programme a été conçu pour analyser des structures à température ambiante et à température élevée. L'ensemble des simulations a été réalisé à température ambiante. Ce programme utilise le principe des éléments finis et sert, dans le cas présent, à l'analyse de structures en trois dimensions.

L'ensemble des données nécessaires à la simulation numérique sont introduites dans des fichiers d'extension .IN :

1. fichier de section : ce fichier décrit la section utilisée et la distribution des températures à l'intérieur de celle-ci en fonction de l'élévation de température avec le temps. La compilation de ce fichier donne un fichier d'extension .TEM. Ce fichier .TEM contient aussi le résultat de l'analyse torsionnelle. Bien que dans notre cas, le calcul structurel se déroule à température ambiante, ce fichier .TEM est nécessaire pour la rédaction du fichier structurel .IN explicité au point suivant.
2. fichier structurel : celui-ci contient la stratégie de calcul, la discrétisation temporelle, les charges, les coordonnées de noeuds, la définition des éléments et leur type, les lois de matériaux utilisées, etc.

Une représentation schématique des étapes du programme est présentée à la figure III.2.4. Celle-ci consiste en l'étude d'une structure à portiques avec deux types de sections, l'une pour les colonnes et l'autre pour les poutres.

Les deux cadres supérieurs définissent la distribution des températures dans les sections utilisées dans le fichier structurel. Elles sont écrites dans un fichier texte et ensuite compilées avec **Safir**. Les fichiers obtenus .OUT et .TEM sont respectivement utilisés pour la visualisation des résultats de l'analyse à l'écran (à l'aide de **Diamond**) et pour la définition des sections dans le fichier structurel.

Le cadre inférieur concerne l'analyse mécanique de la structure étudiée. Le fichier est créé par un éditeur de texte puis compilé dans **Safir** et le résultat est visualisable à différentes étapes de chargement dans **Diamond**.

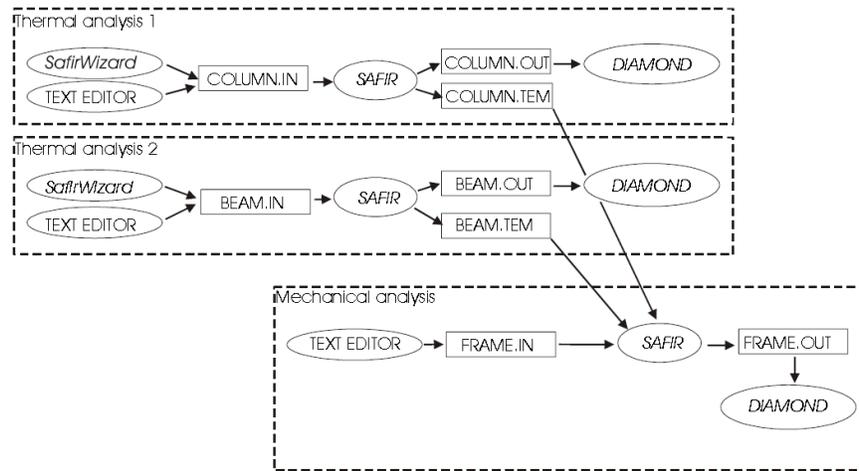


FIGURE III.2.4 – Files and steps [17]

Les éléments utilisés sont de type **Shell** (fig. III.2.5). Ceux-ci sont définis par quatre noeuds à leurs extrémités. Il y a quatre points d'intégration à la surface d'un élément et l'intégration est réalisée par la méthode de Gauss. Le nombre de points d'intégration sur l'épaisseur est choisi par l'utilisateur. Il sera pris à huit.

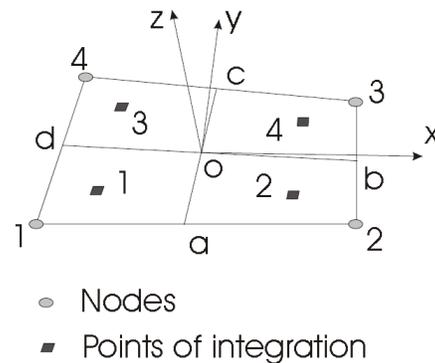


FIGURE III.2.5 – Element Shell [17]

Différents niveaux d'armatures horizontaux et distribués uniformément le long de la section peuvent être présents dans l'élément. Chaque couche d'armatures est définie par :

- sa position verticale dans l'élément ;
- sa section par unité de largeur ;
- sa loi de matériau ;
- la direction de l'armature dans l'élément **Shell**.

Deux hypothèses concernent les armatures :

- La section d'armatures n'est pas retranchée de la section de l'élément **Shell**. Cela signifie que dans une dalle en béton armé, acier et béton sont présents simultanément là où les armatures sont localisées ;
- Les barres d'armatures résistent uniquement à la traction axiale.

Les lois de matériaux utilisées pour l'acier et le béton sont présentées aux figures III.2.6 et III.2.7.

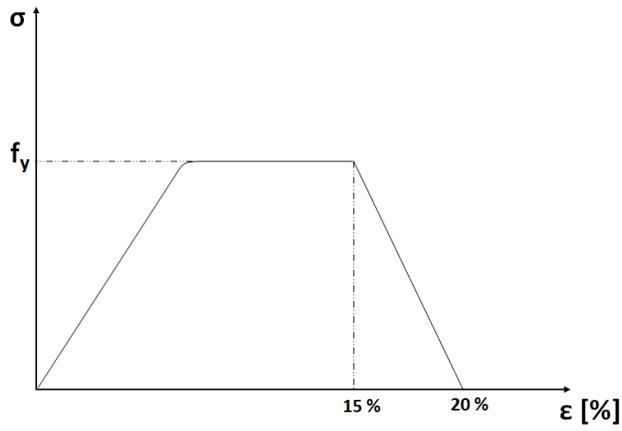


FIGURE III.2.6 – Loi de matériau - Acier

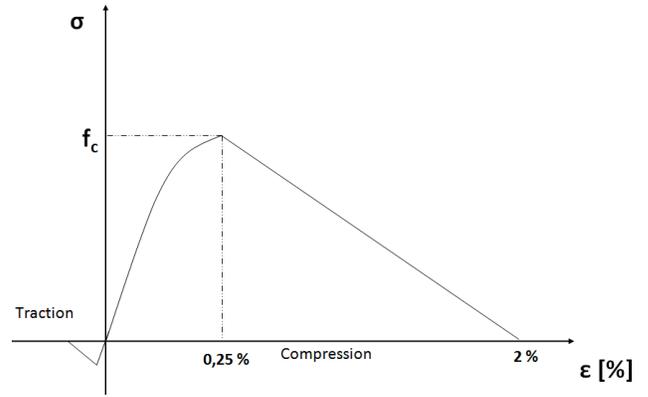


FIGURE III.2.7 – Loi de matériau - Béton

3 Comportement de la dalle - Analyse numérique

3.1 Introduction

Maintenant que la dalle a été définie, la perte d'une de ses colonnes peut être modélisée.

Ce chapitre analysera le comportement membranaire qui se crée progressivement dans la dalle une fois que les déplacements verticaux deviennent significatifs suite à la perte de cette colonne. L'influence des conditions de bords sur le mode de fonctionnement de la dalle sera décrite. Ensuite, les courbes de réponse $Q - \Delta_B$ seront détaillées avant de varier l'intensité des restraints latérales et rotationnelles pour visualiser la sensibilité du comportement de la dalle vis-à-vis de ces éléments.

L'objectif final est de comprendre et d'arriver à expliquer le fonctionnement de la dalle lorsque les efforts membranaires s'y développent.

3.2 Analyse du comportement membranaire

Cette section présente pour les quatre dalles étudiées le comportement membranaire final une fois que la ruine s'est produite. Ce comportement membranaire s'est progressivement installé à la place du comportement flexionnel de base lorsque les effets du second ordre sont devenus significatifs suite à la perte de la colonne.

La ruine est apparue par manque de ductilité. Cela signifie que les armatures d'acier ont atteint des déformations entre 15 % à 20 % et la simulation a pris fin.

TABLE III.3.1 – Charges de ruine - Simulation numérique

Dalle	Bords non restraints latéralement	Bords restraints latéralement
Bords rotulés	1038 kN	1032 kN
Bords encastrés	1025 kN	1026 kN

Pour chaque combinaison de conditions de bords, les charges Q appliquées au moment de la ruine sont reprises au tableau III.3.1.

Ces valeurs sont fort semblables car la ruine s'est produite par manque de ductilité dans les armatures.

Les traits rouges représenteront des contraintes de traction tandis que les traits bleus correspondront à de la compression lors de la représentation des efforts membranaires.

Chaque variante de dalle sera d'abord observée individuellement avant d'établir une explication valable quant à leur mode de fonctionnement global.

3.2.1 Cas 1 : Dalle non restreinte et rotulée

OBSERVATIONS :

Dans le cas de la dalle non restreinte et rotulée, des forces positives apparaissent radialement à partir du centre de la dalle. Le long du périmètre se forme un anneau de compression qui délimite la zone où la traction se développe (fig. III.3.1).

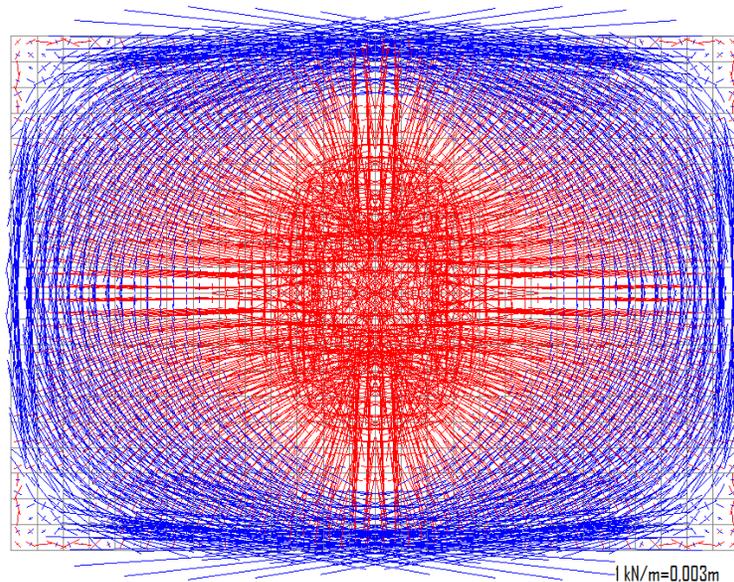


FIGURE III.3.1 – Efforts membranaires - $Q=1038$ kN - Dalle non restreinte et rotulée

EXPLICATION :

En réalité, de la traction significative est engendrée au centre de la dalle lorsque les déplacements verticaux y deviennent importants. Ces efforts dans le plan cherchent à s'équilibrer et se développent donc radialement vers le périmètre de la dalle à la recherche d'un élément suffisamment rigide que pour s'y ancrer. Une fois les bords atteints, la traction ne trouve aucun appui fixe sur lequel elle pourrait s'équilibrer puisque la dalle ne possède pas d'appui horizontal : le déplacement latéral à ses bords est totalement libre. Un anneau de compression apparaît alors progressivement près des bords, là où les déplacements verticaux sont les plus faibles et ce, afin de créer le point d'ancrage

sur lequel les forces de traction pourront s'équilibrer.

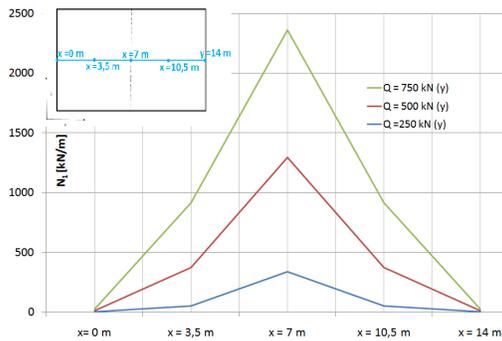


FIGURE III.3.2 – Evolution de N_1 - Coupe selon x - Cas 1

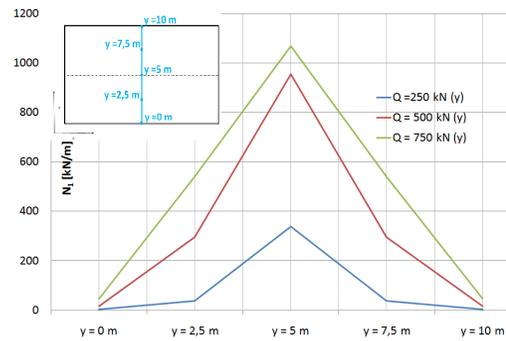


FIGURE III.3.3 – Evolution de N_1 - Coupe selon y - Cas 1

L'analyse des graphiques III.3.2 et III.3.3 confirme bien que de la traction se développe en quantité importante au centre de la dalle et s'étend progressivement vers les bords. Aux extrémités de la dalle, la traction est nulle puisque celle-ci s'équilibre un peu avant sur l'anneau de compression.

De même les graphiques III.3.4 et III.3.5 qui illustrent l'évolution de N_2 montrent bien la présence de compression sur les bords de la dalle dans les deux directions principales.

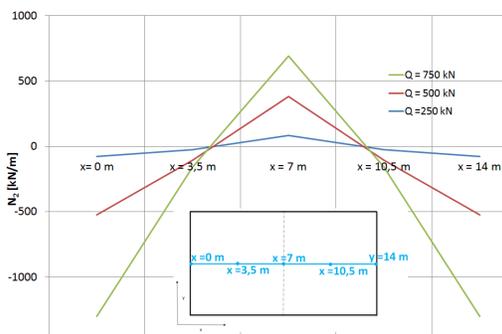


FIGURE III.3.4 – Evolution de N_2 - Coupe selon x - Cas 1

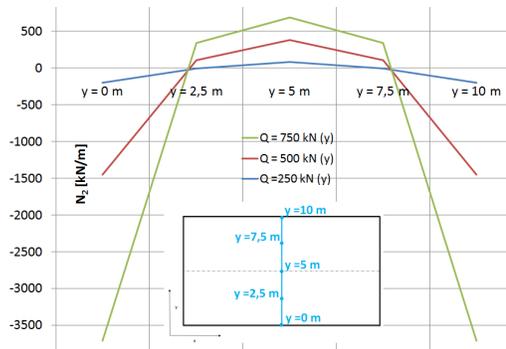
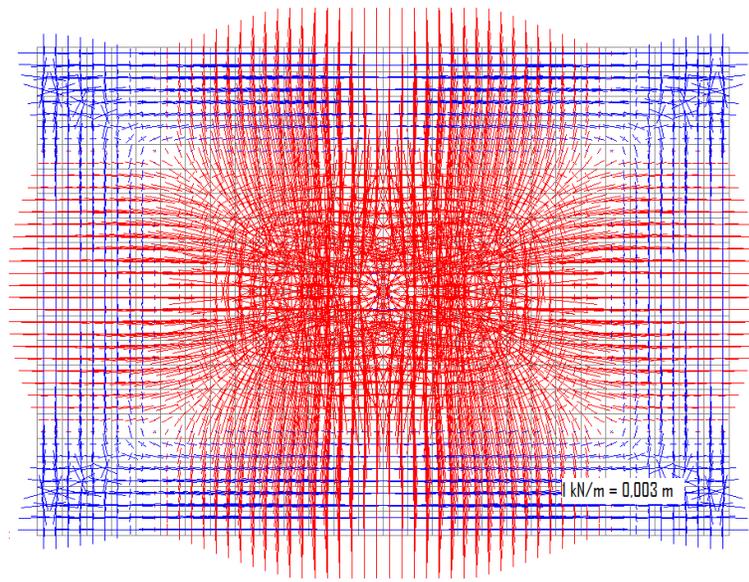


FIGURE III.3.5 – Evolution de N_2 - Coupe selon y - Cas 1

3.2.2 Cas 2 : Dalle restreinte et rotulée

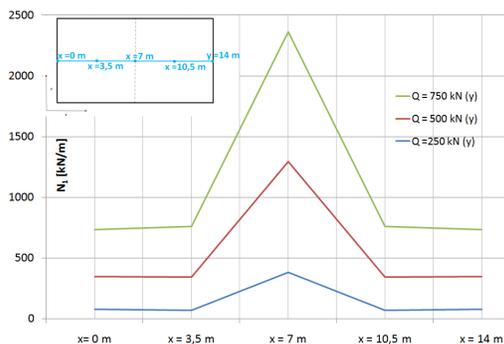
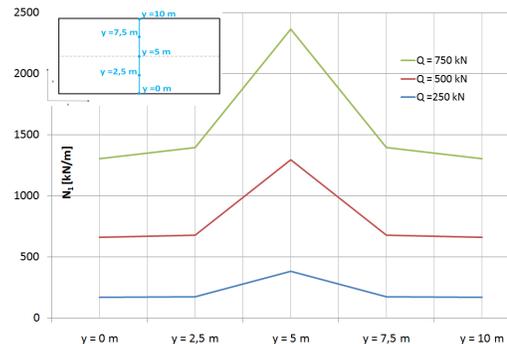
OBSERVATIONS

Si la dalle est restreinte et simplement appuyée sur ses bords, des forces positives se développent au centre de celle-ci. Dans les deux directions principales de cette dernière, la traction est fortement prononcée et atteint les bords. Selon les diagonales, ces forces ne parviennent pas jusqu'aux coins. De la compression est également décelable le long du périmètre de la dalle parallèlement à ses bords (fig. III.3.6).

FIGURE III.3.6 – Efforts membranaires - $Q=1032$ kN - Dalle restreinte et rotulée**EXPLICATION :**

Les déplacements verticaux élevés qui apparaissent en premier lieu au centre de la dalle engendrent le développement d'efforts membranaires et par conséquent, de la traction se développe progressivement vers les bords dans le but de rencontrer un élément suffisamment rigide que pour s'y équilibrer. Dans les deux directions principales, il apparaît clairement que les forces positives s'équilibrent sur les appuis fixes latéraux qu'elles atteignent sans difficulté. Dans les directions formées par les diagonales, la traction ne se développe pas jusqu'à l'appui fixe mais celle-ci s'équilibre par sa décomposition en contraintes de compression parallèles aux bords. Ce comportement est remarqué à chaque coin de la dalle et ces contraintes de compression s'auto-équilibrent entre elles.

En bref, pour s'équilibrer la traction active deux éléments : une partie des restraints latérales, qui sont en réalité des appuis fixes de la dalle, et la formation d'un anneau de compression, léger, pour les tractions qui se développent selon les diagonales.

FIGURE III.3.7 – Evolution de N_1 - Coupe selon x - Cas 2FIGURE III.3.8 – Evolution de N_1 - Coupe selon y - Cas 2

De même, les coupes en élévation de la dalle aux figures III.3.7, III.3.9, III.3.8 et III.3.10 confirment la présence de traction dans les deux directions principales au centre et le long des bords. La compression observée le long du périmètre est également visible mais l'intensité de ces forces négatives est moins élevée que pour le cas de la dalle non restreinte et rotulée où l'anneau de compression est l'unique élément rigide permettant à la traction de s'équilibrer.

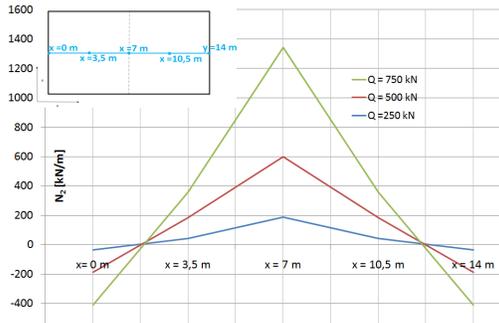


FIGURE III.3.9 – Evolution de N_2 - Coupe selon x - Cas 2

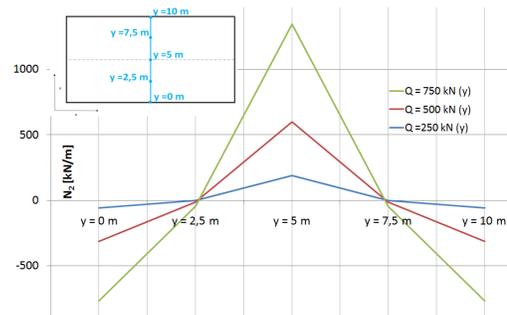


FIGURE III.3.10 – Evolution de N_2 - Coupe selon y - Cas 2

3.2.3 Cas 3 : Dalle restreinte et encastrée

OBSERVATIONS :

Dans le cas de la dalle restreinte et encastrée, des forces positives prennent naissance au centre de la dalle et s'y développent radialement mais elles restent concentrées dans une zone plus confinée que précédemment. Un anneau de compression délimite la zone des tractions radiales et de la compression est décelable dans les quatre coins de la dalle (fig. III.3.11).

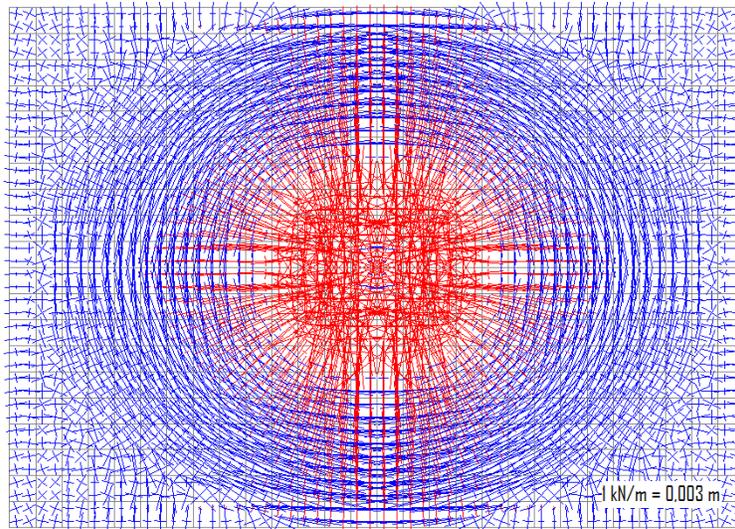


FIGURE III.3.11 – Efforts membranaires - $Q=1025$ kN - Dalle restreinte et encastrée

EXPLICATION :

Suite à l'encastrement de la dalle, les déplacements verticaux significatifs se concentrent en son centre. C'est à cet endroit qu'apparaissent les efforts membranaires de traction qui sont liés à la présence d'effets du second ordre non négligeables. Comme à chaque fois, la traction progresse vers les bords de la dalle à la recherche d'un élément suffisamment rigide que pour s'y équilibrer. Ceux-ci viennent s'ancrer sur l'anneau de compression qui se forme là où les déplacements verticaux sont moins significatifs.

Pour récapituler, l'encastrement des bords de la dalle lui procure une certaine rigidité flexionnelle. Cette dernière conditionne les surfaces de cette dalle qui seront soumises à des déplacements verticaux importants et également l'endroit où ces efforts positifs chercheront un appui rigide sur lequel s'équilibrer, c'est-à-dire là où les déplacements verticaux ne tendront plus à être significatifs. Dans le cas présent, cet élément est l'anneau de compression qui se forme là où les déformations tendent à être moins importantes. Il ne se dessine pas le long du périmètre de la dalle car l'encastrement des bords impose des déplacements plus faibles bien plus au centre de celle-ci. Il se forme donc plus au centre de la dalle.

Dans le cas de la dalle non restreinte et rotulée, les déplacements verticaux ne deviennent faibles que près des appuis car la rigidité flexionnelle est moindre. C'est donc près des bords que le système d'équilibrage se crée. De même pour le cas de la dalle restreinte et rotulée, le système d'équilibrage activé se situe le long du périmètre de la dalle.

En résumé, la rigidité flexionnelle de la dalle modifie le positionnement de l'anneau de compression car c'est elle qui conditionne les surfaces de celle-ci qui seront soumises à des déplacements importants. La figure III.3.12 compare les déplacements verticaux d'une dalle restreinte mais dont la rotation est libre ou empêchée. Nous pouvons constater que les grands déplacements sont plus concentrés au milieu de la dalle quand celle-ci est encastree.

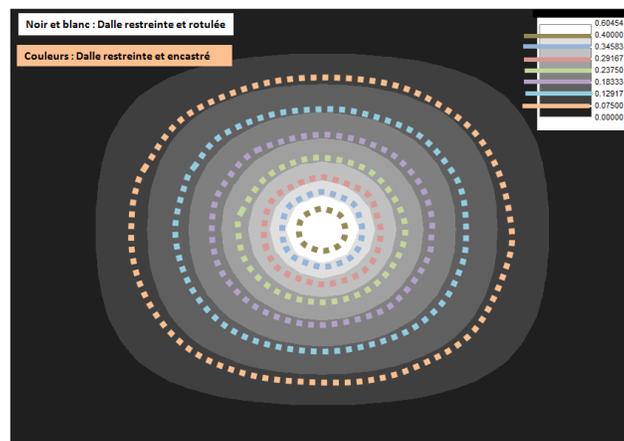


FIGURE III.3.12 – Vue en plan - Déplacement vertical - Dalle restreinte articulée/encastree

La compression qui se développe à l'extérieur de l'anneau est plus difficile à expliquer. Cependant, nous pouvons tenter de la comprendre par le fait que la dalle à l'extérieur de la zone délimitée par l'anneau aimerait pouvoir s'étaler mais comme elle est maintenue latéralement, cela n'est pas possible et elle reste donc confinée ce qui engendre de la compression.

Encore une fois, les coupes en élévation III.3.13, III.3.14, III.3.15 et III.3.16 confirment la présence de la traction au centre de la dalle et de la compression à la fois là où l'anneau de compression se positionne et le long du périmètre.

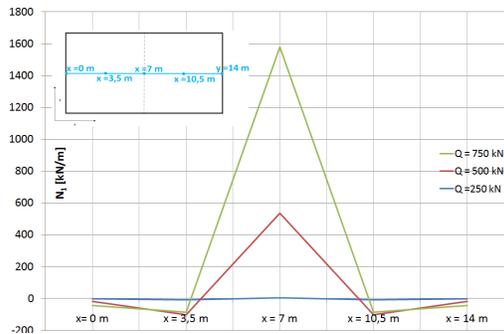


FIGURE III.3.13 – Evolution de N_1 - Coupe selon x - Cas 3

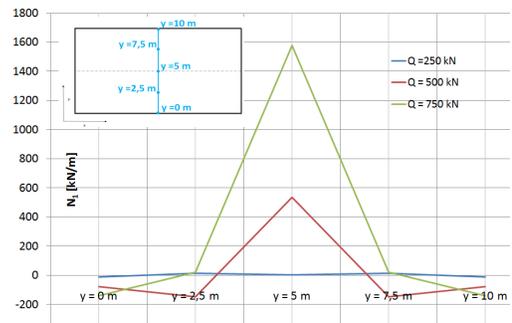


FIGURE III.3.14 – Evolution de N_1 - Coupe selon y - Cas 3

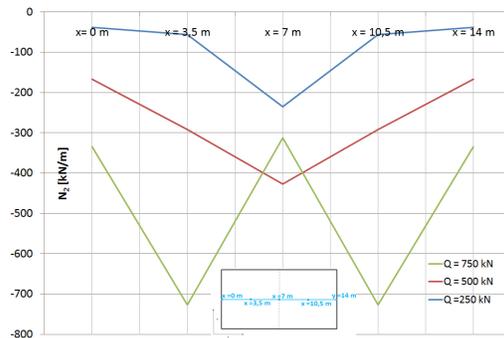


FIGURE III.3.15 – Evolution de N_2 - Coupe selon x - Cas 3

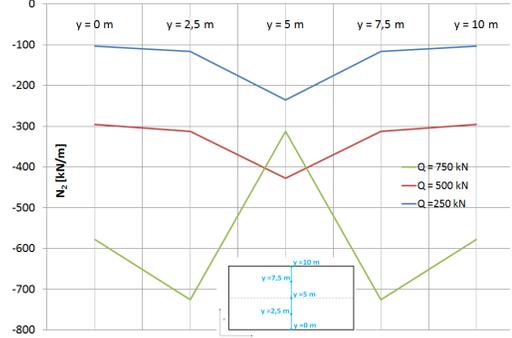


FIGURE III.3.16 – Evolution de N_2 - Coupe selon y - Cas 3

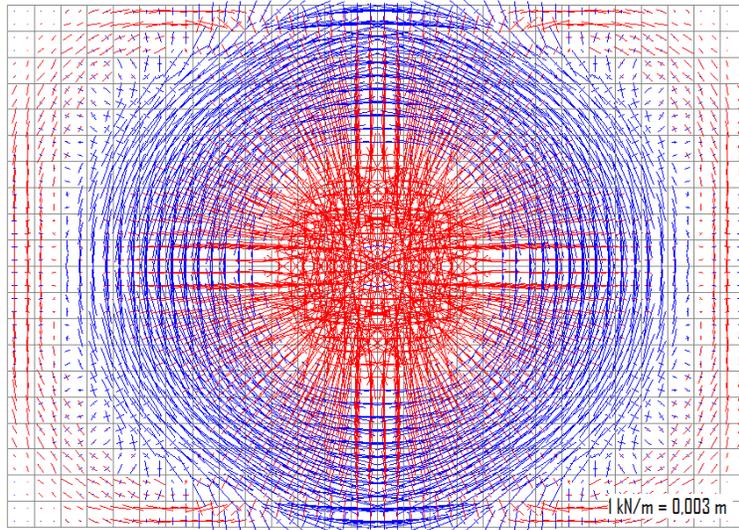
3.2.4 Cas 4 : Dalle non restreinte et encastree

OBSERVATIONS :

Dans le cas de la dalle non restreinte et encastree, des efforts membranaires de traction se développent radialement à partir du centre de la dalle. Un anneau de compression d'un rayon identique au cas de la dalle restreinte et encastree les confine au centre de la dalle. Sur l'extérieur, un léger anneau de traction se crée progressivement en suivant le périmètre (fig. III.3.17).

EXPLICATION :

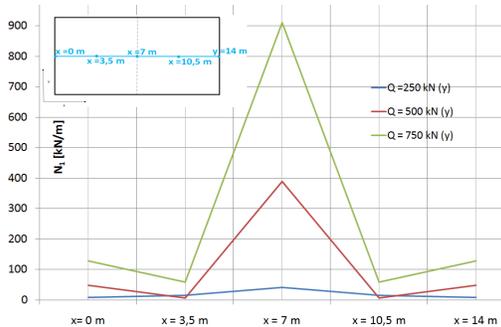
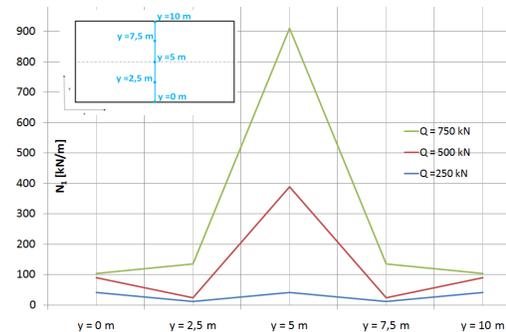
Le comportement est similaire à celui de la dalle restreinte et encastree bien qu'ici aucune restreinte

FIGURE III.3.17 – Efforts membranaires - $Q=1026$ kN - Dalle non restreinte et encadrée

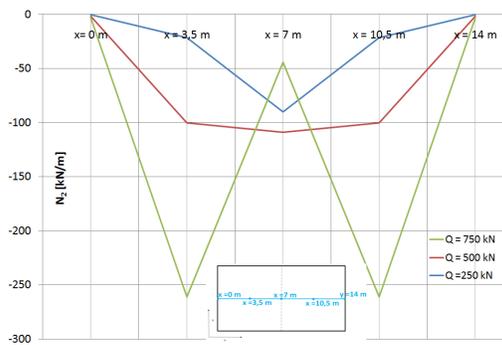
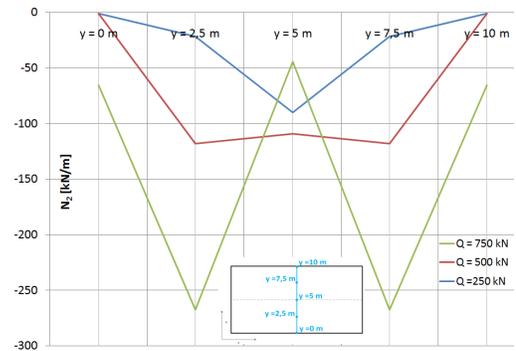
horizontale n'existe. Par conséquent, cela signifie qu'une fois encadrée, le mode de fonctionnement de la dalle n'est pas influencé par la restrainte horizontale. Si cela est correct, les courbes $Q - \Delta_B$ de ces deux cas devraient se superposer.

Les restraints latérales ne deviennent en réalité utiles qu'une fois le comportement membranaire activé. Avant, elles ne servent à rien car le comportement flexionnel ne nécessite par leur utilisation. C'est donc uniquement la traction dans le plan lors du développement des efforts membranaires qui peut activer les restraints latérales en s'y équilibrant.

Dans le cas présent, les efforts positifs rencontrent un élément suffisamment rigide que pour s'y équilibrer, l'anneau de compression, avant d'atteindre les appuis où pourraient se trouver d'éventuelles restraints horizontales. La présence de restraints n'est donc pas utile car la traction s'équilibre avant d'atteindre le périmètre de la dalle.

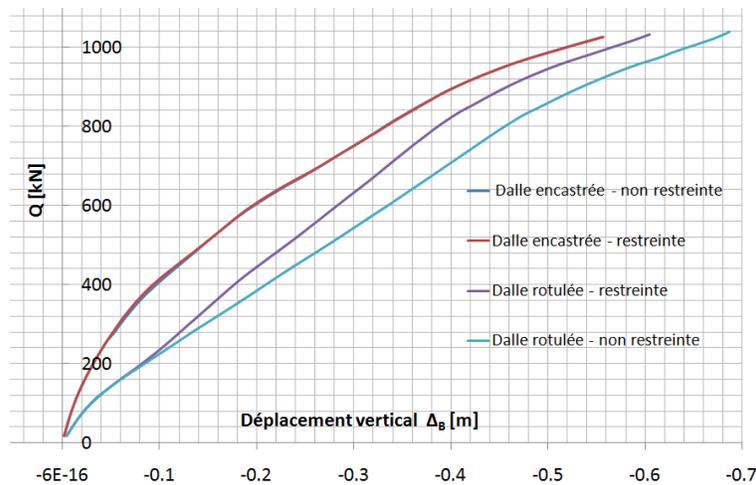
FIGURE III.3.18 – Evolution de N_1 - Coupe selon x - Cas 4FIGURE III.3.19 – Evolution de N_1 - Coupe selon y - Cas 4

Les coupes corrént encore une fois la vue schématique du comportement membranaire dans la dalle (fig. III.3.18, III.3.19, III.3.20, III.3.21).

FIGURE III.3.20 – Evolution de N_2 - Coupe selon x - Cas 4FIGURE III.3.21 – Evolution de N_2 - Coupe selon y - Cas 4

3.3 Courbe de comportement $Q - \Delta_B$

3.3.1 Résultats

FIGURE III.3.22 – Réponse de la dalle - $Q - \Delta_B$

La figure III.3.22 présente les réponses $Q - \Delta_B$ de chaque dalle étudiée. Rappelons que Q est une charge appliquée au centre du système et Δ_B le déplacement vertical qui s'ensuit. Les courbes semblent cohérentes entre elles :

1. Le déplacement le plus grand est obtenu pour la dalle non restreinte dont les bords sont simplement appuyés.
2. Dans le cas des bords articulés, il apparaît clairement qu'au début de la courbe l'influence de la restreinte est nulle, c'est-à-dire quand le comportement est de type flexionnel. Cependant, une fois que l'effet membranaire est activé, les courbes se séparent. Dans le cas de la dalle restreinte et rotulée, la majorité de la traction vient directement s'ancrer sur les appuis fixes.

Sa réponse montre par conséquent une vitesse de montée plus élevée comparativement au cas de la dalle non restreinte et rotulée. Dans ce cas, c'est le développement d'un anneau de compression qui permet aux efforts membranaires de traction de s'équilibrer. La mobilisation de celui-ci se fait progressivement et c'est donc pourquoi la réponse de la dalle est moins pentue.

3. Quand la dalle est encastrée sur ses bords, le comportement est identique quelque soit le type de restreinte horizontale envisagé. Ce résultat confirme ce qui avait été expliqué à la section 3.2.4.

Au moment de la ruine, les courbes tendent à changer de courbure. Cela laisse supposer que les efforts membranaires rigidifient le système et que la courbure pourrait se tourner vers le haut. Malheureusement, la simulation prend fin avant de pouvoir observer un tel comportement car la ductilité des armatures est insuffisante pour que l'analyse numérique continue.

3.3.2 Influence des conditions d'appui

Puisque les résultats de la figure III.3.22 ont montré que l'intensité du déplacement vertical Δ_B était variable en fonction des conditions de bords de la dalle, leur influence va être étudiée. Afin de voir dans quelle mesure ces conditions peuvent influencer sur la réponse de la dalle, nous avons réalisé de nouvelles simulations en faisant cette fois-ci varier le degré d'encastrement et l'intensité de la restreinte horizontale.

Dalle encastrée - Variation de la restreinte horizontale

Dans le cas de la dalle encastrée, nous n'avons pas effectué d'étude de variabilité sur la restreinte horizontale car nous avons montré précédemment que les réponses étaient identiques. Pour rappel, d'éventuelles restreintes n'ont aucune utilité puisque de toute façon, les efforts membranaires de traction s'équilibrent sur un anneau de compression et n'activent jamais la restreinte horizontale.

Dalle simplement appuyées - Variation de la restreinte horizontale

TABLE III.3.2 – Dalle simplement appuyée - % d'augmentation du déplacement

Q [kN]	0 kN/m	100000 kN/m	50000 kN/m	100000 kN/m	1000000 kN/m	infini	Unité
200	3.4	3.3	2.8	2.3	0.6	0	%
400	18.5	16.5	10.9	7.8	1.5	0	%
600	18.5	15.0	8.8	5.8	0.9	0	%
800	17.9	13.7	7.0	4.4	0.7	0	%
1000	13.9	10.0	4.9	3.0	0.6	0	%

Néanmoins, lorsque la dalle est simplement appuyée sur ses bords, l'intensité de la restrainte horizontale influe sur la courbe de comportement du système (fig III.3.23). Au début du chargement, les courbes suivent la même pente puisque le comportement est essentiellement flexionnel et la restrainte n'est pas mobilisée. Une fois que les efforts membranaires apparaissent les courbes commencent à s'écarter. Le tableau III.3.2 reprend le pourcentage d'augmentation du déplacement Δ_B par rapport au déplacement quand la restrainte est totale. Au maximum, celui-ci atteint 18,4 % lorsque la charge Q est encore peu élevée.

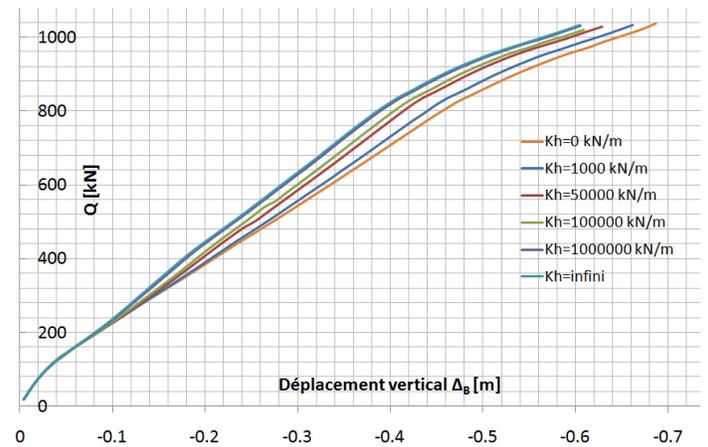


FIGURE III.3.23 – Dalle simplement appuyée - Variation de la restrainte horizontale - Courbe $Q - \Delta$

De plus, le fuseau de courbe suit une tendance : au début celui-ci est très concentré puisque les courbes se superposent. Ensuite, ce faisceau diverge vers l'extérieur jusqu'à une valeur de charge $Q = 900$ kN et tend alors à garder un écartement constant. Cette constatation découle du fait qu'à partir de ce moment c'est la déformation régie par le comportement membranaire qui influe le comportement de la dalle et celui-ci est alors indépendant des conditions d'appui.

Dalle restreinte horizontalement - Variation du degré d'encastrement

Pour une dalle restreinte horizontalement, le degré d'encastrement influe sur le comportement du système (fig. III.3.24). Les courbes sont fortement éloignées quand Q est peu élevé et l'influence de la restrainte rotationnelle est de plus en plus faible une fois que la charge augmente. Comme précédemment, le comportement ne tend plus à être influencé par les conditions d'appui mais bien par les déformations liées au comportement membranaire une fois la valeur de Q élevée. Les pourcentages d'augmentation par rapport au cas de référence ($K=\infty$) sont présentés à la table III.3.3.

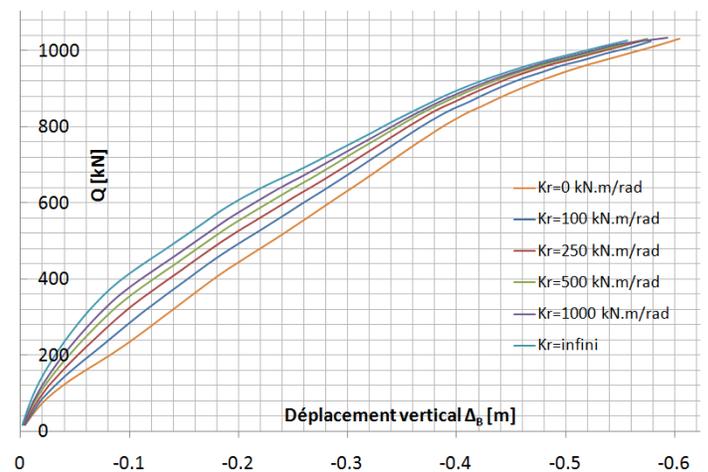


FIGURE III.3.24 – Dalle restreinte horizontalement - Variation de l'encastrement - Courbe $Q - \Delta$

TABLE III.3.3 – Dalle restreinte horizontalement - % d'augmentation du déplacement

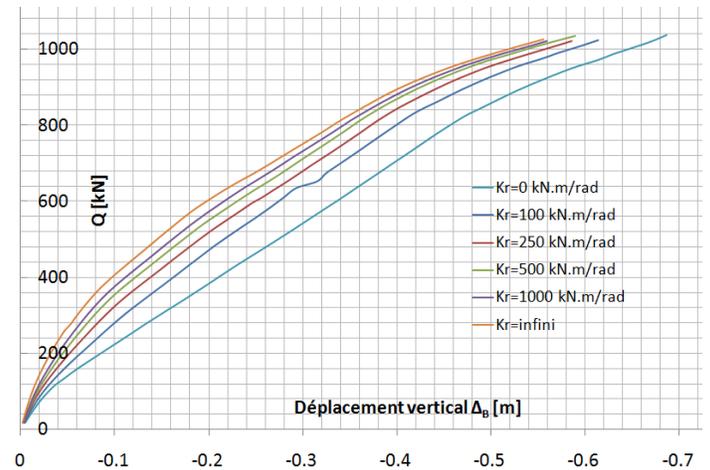
Q [kN]	0 kN.m/rad	100 kN.m/rad	250 kN.m/rad	500 kN.m/rad	1000 kN.m/rad	infini	Unité
200.00	156.7	98.4	63.2	39.6	22.6	0.0	%
400.00	89.7	63.5	45.1	30.4	18.0	0.0	%
600.00	44.6	32.2	23.4	15.8	9.3	0.0	%
800.00	16.3	10.3	6.7	3.8	2.2	0.0	%
1000.00	9.2	5.5	3.0	1.9	1.1	0.0	%

Dalle non restreinte horizontalement - Variation du degré d'encastrement

TABLE III.3.4 – Dalle non restreinte horizontalement - % d'augmentation du déplacement

Q [kN]	0 kN.m/rad	100 kN.m/rad	250 kN.m/rad	500 kN.m/rad	1000 kN.m/rad	infini	Unité
200.0	166.5	100.1	63.9	40.3	23.8	0	%
400.0	116.0	67.1	41.8	25.5	14.2	0	%
600.0	69.5	38.6	25.8	16.2	9.1	0	%
800.0	37.2	20.2	11.9	6.3	3.2	0	%
1000.0	24.2	0.0	6.9	3.5	1.9	0	%

Dans le cas d'une dalle non restreinte et simplement appuyée sur ses bords, un comportement similaire au précédent est observé (fig. III.3.25) : les courbes s'écartent fortement au début du chargement puis l'écart entre celles-ci tend à rester constant quand la charge devient suffisamment élevée. A partir de ce moment, ce sont les déformations liées au comportement membranaire qui influent sur la réponse de la dalle et expliquent le parallélisme des courbes pour une valeur de Q élevée. Les conditions d'appui, quant à elles, n'ont plus aucune influence. Le tableau III.3.4 reprend les pourcentages d'augmentation du déplacement Δ_B par rapport au cas où le degré d'encastrement est infini.

FIGURE III.3.25 – Dalle non restreinte horizontalement - Variation de l'encastrement - Courbe Q - Δ

Bien que le degré d'encastrement ait un rôle certain quant à l'augmentation du déplacement pour une charge donnée, une faible variation de celui-ci donne des changements assez prononcés. Par exemple, il suffit d'introduire une valeur de $K_r = 1000$ kN.m/rad pour se rapprocher fortement de la courbe correspondant à l'encastrement total. Une telle valeur pour la restreinte horizontale fournit une courbe plus proche du cas de la dalle libre horizontalement. Cependant, l'écart entre les comportements extrêmes reste significatif.

3.4 Conclusions

L'objectif de ce chapitre était d'arriver à comprendre le comportement d'une dalle isolée soumise à la perte d'une colonne par des moyens numériques. Suite à un tel évènement, nous savions que des efforts membranaires se développeraient dans le plan car les effets du second ordre deviendraient significatifs. Il a fallu comprendre la façon dont cela se passait en fonction de conditions de bords variables. Dans ce but, le comportement membranaire et la réponse $Q-\Delta_B$ ont été étudiés pour chaque variante envisagée.

Certaines conclusions tirées des simulations sont résumées ci-dessous :

1. lorsque Q augmente, des forces positives se développent au centre de la dalle.
2. les forces s'étendent vers les bords de la dalle à la recherche d'un élément suffisamment rigide que pour s'y équilibrer. Celui-ci se situera là où les déformations sont les moins importantes.
3. Quand la dalle est simplement appuyée sur ses bords, les déplacements verticaux ne deviennent faibles que près des bords. Deux situations peuvent alors se présenter :
 - La dalle est restreinte horizontalement et ceci permet d'équilibrer la traction dans les deux directions principales. Pour les tractions dans les directions des diagonales, c'est un anneau de compression léger qui les équilibre.
 - La dalle n'est pas restreinte horizontalement et puisqu'aucune restreinte n'existe au niveau des appuis, les forces positives s'ancrent sur un anneau de compression qui se forme progressivement le long du périmètre de la dalle, là où les déplacements verticaux sont faibles.
4. Quand la dalle est encastrée sur ses bords, les déformations sont confinées dans une zone plus restreinte autour de laquelle se développe l'anneau de compression qui sert à équilibrer les forces de traction. Dans ce cas, une restreinte horizontale est inutile car elle ne sera jamais activée puisque la traction s'ancre sur l'anneau de compression.

La position de l'anneau de compression est régie par la rigidité flexionnelle de la dalle qui conditionne les surfaces de celles-ci soumises à des déformations importantes.

Une fois que le comportement membranaire s'est établi dans la dalle, le fonctionnement de celle-ci n'est plus dépendant de ses conditions de bords mais bien des déformations liées au comportement membranaire.

4 Application de la théorie de Johansen

4.1 Introduction

Maintenant que le comportement des dalles suite à la perte d'une colonne est un peu mieux cerné, nous pouvons chercher des pistes quant à la manière de reproduire sa courbe de comportement $Q-\Delta_B$ analytiquement.

Afin d'y parvenir, les mécanismes de ruine mis en jeu dans les simulations numériques seront analysés. Cependant, afin de pouvoir les comparer à quelque chose de connu, ce chapitre vise à établir les mécanismes de ruine prédits par la méthode de Johansen, où le comportement membranaire n'est pas considéré.

Cette méthode permet de déterminer le schéma de rupture le plus probable de la dalle sur base de son comportement flexionnel. Elle a été brièvement présentée au chapitre 5 de la partie I.

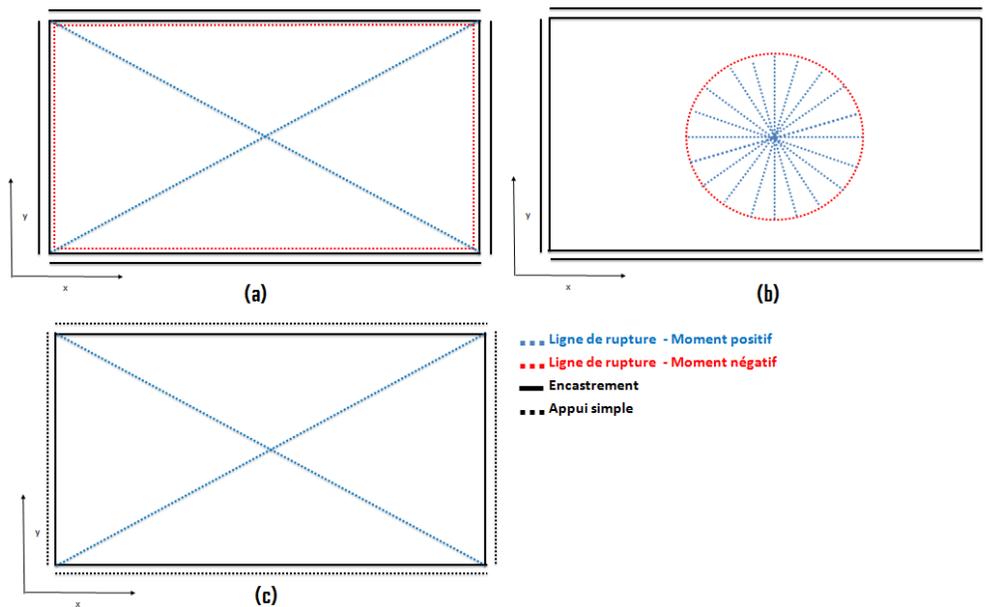


FIGURE III.4.1 – Mécanismes de ruine envisagés

4.2 Bords encastrés

Deux mécanismes de ruine sont envisagés pour le cas des bords encastrés. Celui qui permettra de calculer le multiplicateur λ_P le plus faible tendra à se rapprocher du mécanisme réel :

$$P_{Pl} = \lambda_{Pl} \cdot M_{Pl} \quad (4.1)$$

Puisque le moment plastique de la dalle étudiée est connu, la valeur de P_{Pl} pour les deux mécanismes peut se calculer aisément.

Les mécanismes (a) et (b) proposés à la figure III.4.1 sont adoptés :

- Le mécanisme de rupture (a) montre que la dalle se ruine en quatre sous-dalles comme cela est dessiné sur la figure III.4.2.

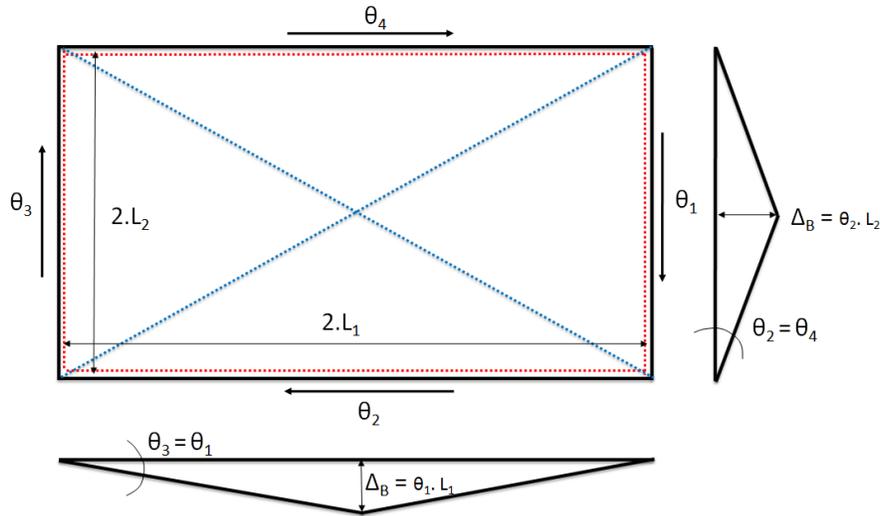


FIGURE III.4.2 – Calcul du mécanisme (a)

L'application de la méthode de Johansen nécessite le calcul des travaux intérieur et extérieur :

$$W_{ext} = Q \cdot \Delta_B \quad (4.2)$$

$$W_{int} = 8.L_1.\theta_1.M_p + 8.L_2.\theta_2.M_p \quad (4.3)$$

$$= 8.\left(\frac{L_1}{L_2} + \frac{L_2}{L_1}\right)\Delta_B.M_{Pl} \quad (4.4)$$

En les égalant, l'expression de P_{Pl} en est déduite :

$$P_{Pl} = 8.\left(\frac{L_1}{L_2} + \frac{L_2}{L_1}\right).M_{Pl} \quad (4.5)$$

La valeur de M_{Pl} est égale à 67 kN.m/m . P_{Pl} est alors obtenu :

$$P_{Pl} = 1135 \text{ kN} \quad (4.6)$$

- Le mécanisme de ruine (b) (fig. III.4.3) est circulaire. Il se calcule en déterminant d'abord δP_{Pl} pour un éventail d'angle $\delta\gamma$. Cela donne :

$$\delta P = 2.\delta\gamma.M_{Pl} \quad (4.7)$$

Au total, pour le cercle complet, nous obtenons :

$$P = \int_0^{2.\pi} 2.M_{Pl}\delta\gamma \quad (4.8)$$

$$= 4.\pi.M_{Pl} \quad (4.9)$$

$$= 843 \text{ kN} \quad (4.10)$$

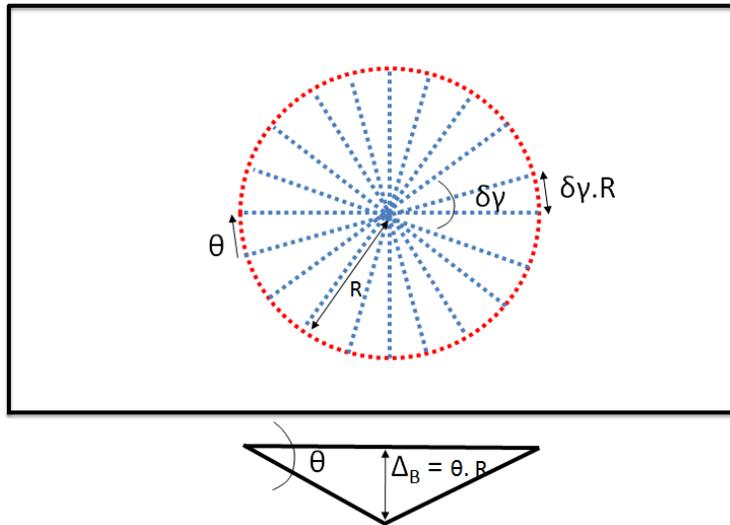


FIGURE III.4.3 – Calcul du mécanisme (b)

Au final, le mécanisme le plus probable est le mécanisme (b) puisqu'il donne un P_{Pl} inférieur.

4.3 Bords simplement appuyés

Le mécanisme de ruine envisagé ici est détaillé à la figure III.4.4. Il correspond au schéma (c) de la figure III.4.1. De la même manière que précédemment, le mécanisme peut se calculer grâce à :

$$W_{ext} = Q.\Delta_B \quad (4.11)$$

$$W_{int} = 4.L_1.\theta_1.M_p + 4.L_2.\theta_2.M_p \quad (4.12)$$

$$P_{Pl} = 4\left(\frac{L_1}{L_2} + \frac{L_2}{L_1}\right).M_{Pl} \quad (4.13)$$

$$= 568 \text{ kN} \quad (4.14)$$

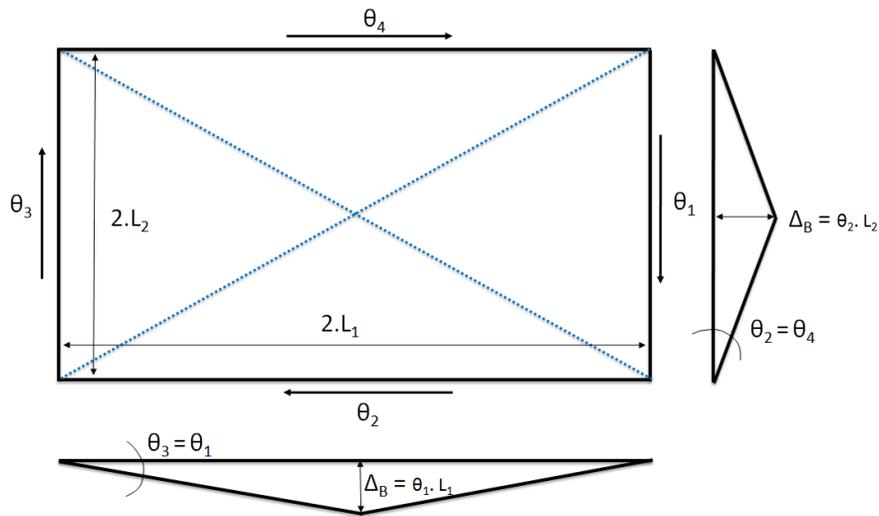


FIGURE III.4.4 – Calcul du mécanisme (c)

4.4 Conclusions

Ce chapitre avait pour but de déterminer le mécanisme de ruine et la charge associée pour deux situations :

1. la dalle est encastree sur ses bords : le mécanisme probable est circulaire et se situe au centre de la dalle. Sa formation est associée à une charge de ruine P_{Pl} de 843 kN.
2. la dalle est simplement appuyée sur ses bords : le mécanisme probable est la formation de quatre sous-plaques articulées autour des bords. Sa formation est associée à une charge de ruine P_{Pl} de 568 kN.

5 Pistes pour l'élaboration d'une méthode analytique

5.1 Introduction

Maintenant que les mécanismes de ruine des dalles ont été établis par l'application de la théorie des lignes de rupture, l'objectif de ce chapitre est de les comparer à ceux observés dans les simulations numériques.

Cette comparaison a pour finalité de donner des pistes pour le développement d'un futur modèle analytique représentant correctement le comportement de la dalle.

5.2 Comparaison

Les mécanismes de rupture établis au chapitre 4 par la théorie de Johansen ne correspondent pas réellement aux mécanismes de ruine observés lors de la simulation numérique dans le cas d'une dalle simplement appuyées sur ses bords. Que les bords de cette dalle soient bloqués horizontalement ou

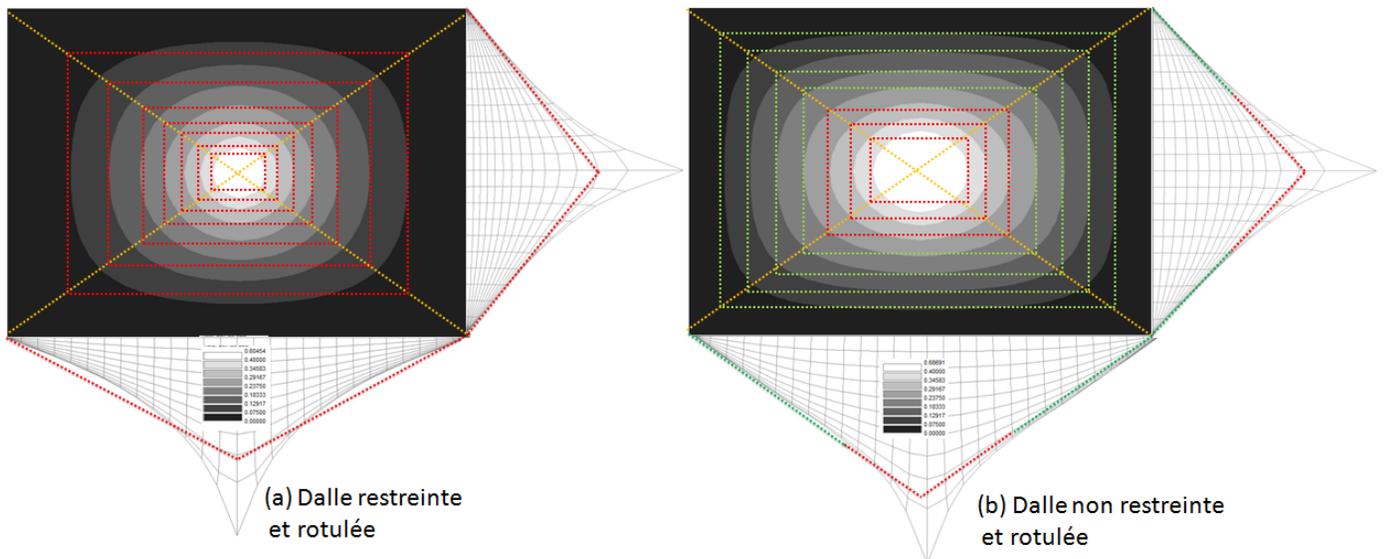


FIGURE III.5.1 – Vue en plan et en élévation de la déformée numérique et attendue - Dalle restreinte/non restreinte et rotulée

non, la ruine ne s'apparente pas vraiment à un mécanisme impliquant la formation de quatre sous-plaques tel que présenté à la fig. III.4.4.

Afin de visualiser cela, la figure III.5.1 représente les courbes de niveaux (en noir et blanc) des déplacements verticaux de la dalle à la fin de la simulation. Celles-ci donnent une idée concrète du mécanisme de ruine qui s'y déroule. Les courbes de niveau liées à la formation du mécanisme en quatre sous-plaques y ont été superposées en couleur. Cette figure met bien en évidence que le mécanisme réellement obtenu ne s'apparente pas à celui prédit par la théorie de Johansen.

REMARQUES :

1. Comparer la valeur de P_{Pl} obtenue par la théorie de Johansen à la charge correspondant à la formation du mécanisme de ruine par la simulation numérique n'est pas possible jusqu'à présent car l'outil numérique **Safir** ne permet pas de visualiser les zones plastifiées. Il serait donc intéressant de trouver un moyen pour quantifier la charge associée à la formation du mécanisme plastique dans l'analyse numérique si cette comparaison voulait être faite.
2. Bien que la charge P obtenue à la fin de la simulation numérique ne corresponde pas à la charge liée à la formation du mécanisme plastique, le schéma de ruine qui prend naissance dans la plaque ne changera pas radicalement d'apparence. Par conséquent, nous pouvons supposer que son allure réelle sera celle du mécanisme de ruine en formation lorsque la simulation prend fin.

Dans le cas des dalles encastrées, le mécanisme de ruine s'apparente mieux à celui établi par la théorie des lignes de rupture (fig.III.5.2).

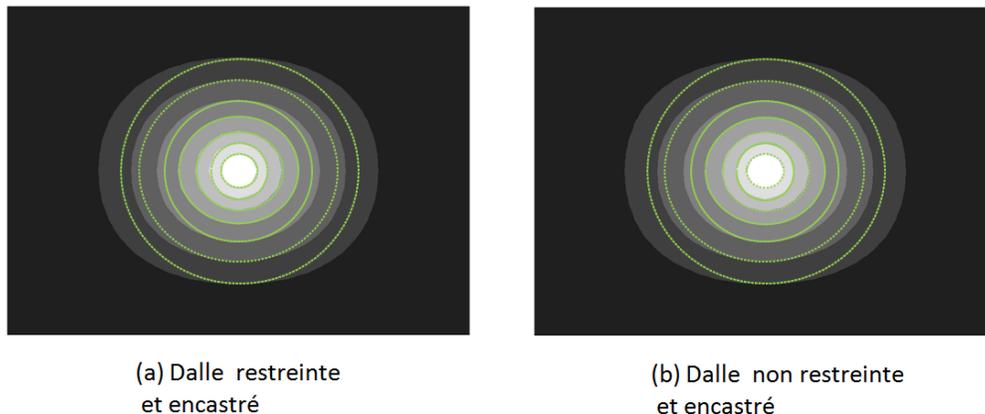


FIGURE III.5.2 – Vue en plan et en élévation de la déformée numérique et attendue - Dalle restreinte/non restreinte et encastrée

Dans les quatre cas, un mécanisme circulaire se crée au centre de la dalle. Cela pourrait s'expliquer comme suit : une fois que l'ensemble des efforts membranaires est mobilisé, la plaque débute une

seconde vie. Celle-ci se concentre dans la zone de déformations importantes et est délimitée par l'anneau de compression. Le comportement de la dalle est essentiellement guidé par le fonctionnement de cette partie centrale. On pourrait presque dire que la dalle rectangulaire initialement étudiée tend à se comporter comme une dalle circulaire encastrée sur son périmètre et soumise à une charge concentrée en son centre. Le rayon R , lié au mécanisme, est fonction de la position de l'anneau de compression, elle-même étant dépendante de la rigidité flexionnelle de la dalle.

Afin de confirmer que ce comportement membranaire apparaît là où la rigidité flexionnelle est suffisamment faible que pour avoir des déformations importantes, une dalle dont le module de Young est élevé est étudiée. L'application d'une charge en son centre devrait conduire à un mécanisme semblable aux quatre sous-plaques. Le résultat présenté à la figure III.5.3 confirme cela.

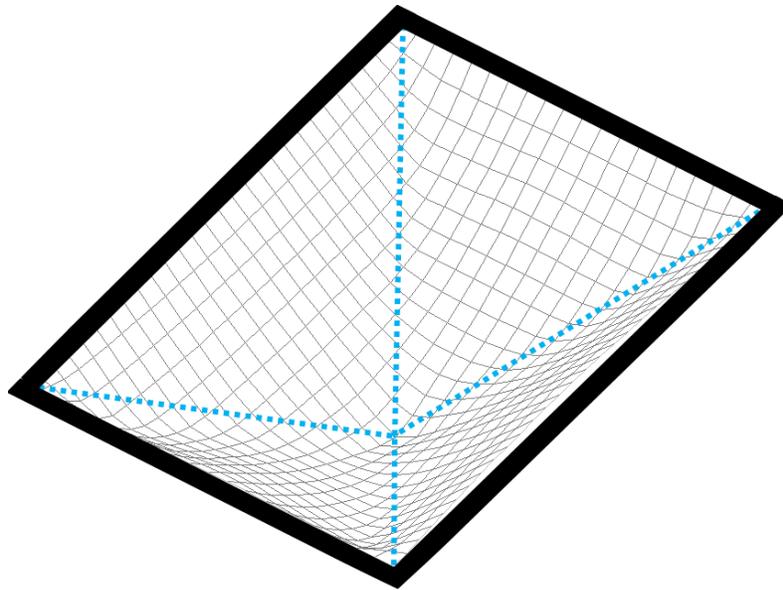


FIGURE III.5.3 – Mécanisme de ruine - E grand

5.3 Calcul plastique au second ordre

Si nous supposons que le comportement réel de la plaque est la formation d'un cône suite à l'application d'une charge concentrée en son centre sur une plaque circulaire encastrée sur son périmètre, la charge P_{ult} , correspondant cette fois-ci à un dimensionnement robuste, peut être déterminée par une analyse rigide plastique.

Le mécanisme se calcule d'abord pour un éventail dont l'angle au centre est $\delta\gamma$ (fig. III.5.4) Cela donne :

$$\delta P = 2.\delta\gamma.M_{Pl} \quad (5.1)$$

Au total, pour la totalité de la dalle circulaire, nous avons :

$$P = \int_0^{2.\pi} 2.M_{Pl}\delta\gamma \quad (5.2)$$

$$= 4.\pi.M_{Pl} \quad (5.3)$$

$$= 843kN \quad (5.4)$$

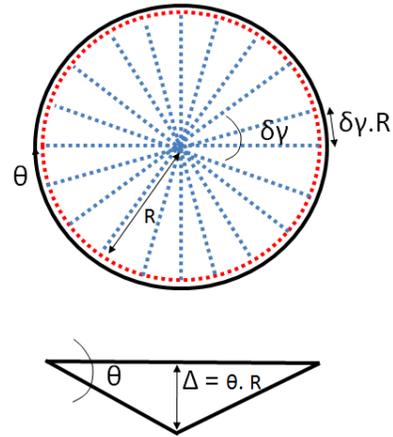


FIGURE III.5.4 – Mécanisme de ruine - Plaque circulaire encastrée - Soumise à une charge concentrée

En réalité, un dimensionnement classique donne, dans le cas de bords simplement appuyés, une valeur P_{Pl} inférieure à la valeur P_{ult} calculée ci-dessus. Par conséquent, le dimensionnement robuste permet d'obtenir une estimation de la charge de ruine supérieure à celle obtenue lors d'un dimensionnement classique :

$$P_{Pl} \leq P_{ult} \quad (5.5)$$

Dans le cas des conditions de bords encastrés, le mécanisme de seconde vie semble coïncider avec celui de la dalle circulaire encastrée sur son périmètre. Nous obtenons alors $P_{Pl} = P_{ult}$.

La valeur P_{ult} reste sécuritaire puisque les courbes numériques montent vers des valeurs de ruine plus élevées bien qu'elles ne coïncident pas avec la formation du mécanisme plastique.

Cependant la valeur P_{ult} constante obtenue n'est pas tout à fait correcte car cette valeur est en pratique affectée car les effets du second ordre qui ne sont pas négligeables. Lorsque ceux-ci sont pris en considération, la valeur P_{ult} devient croissante avec le déplacement vertical Δ_B car ils ont un effet bénéfique sur le comportement de la dalle. Un calcul rigide plastique au second ordre a donc été réalisé sous des hypothèses simplifiées.

Pour le calcul de la valeur constante de P_{ult} (fig. III.5.4), l'hypothèse de déplacements modérés avait été faite. Cela signifiait que :

$$\theta = \frac{\Delta_B}{R} \quad (5.6)$$

$$\approx \sin \theta \quad (5.7)$$

$$\approx \tan \theta \quad (5.8)$$

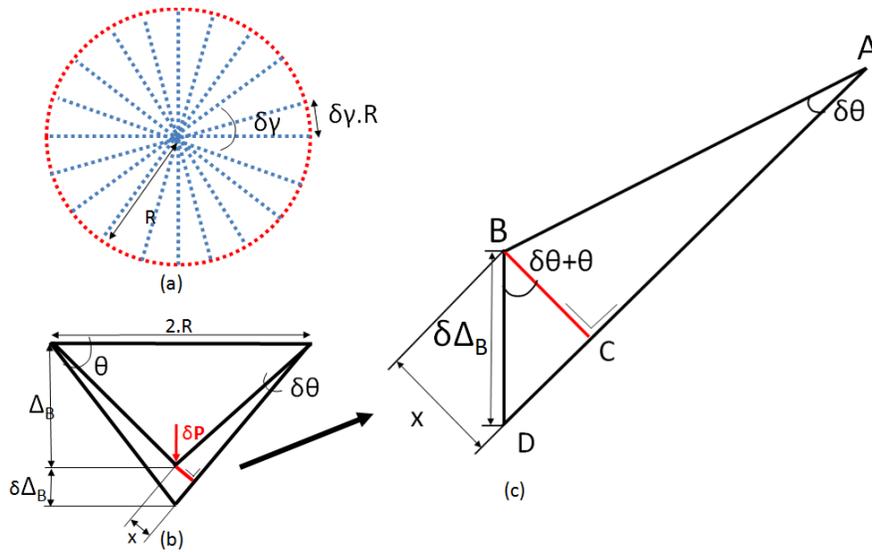


FIGURE III.5.5 – Calcul du mécanisme - Analyse rigide plastique second ordre

Ici, pour prendre en compte les grands déplacements (fig.III.5.5), nous avons supposé être dans une configuration déformée définie par un angle θ fini. L'équilibre des travaux a été établi pour un incrément de charge δP provoquant un incrément de déplacement $\delta\Delta_B$.

Les hypothèses simplifiées sous lesquelles cette analyse a été effectuée sont décrites ci-dessous.

1. Le moment au droit de la rotule reste constant alors qu'en réalité il devrait se dégrader suite à l'augmentation progressive des efforts membranaires de traction ;
2. La dissipation d'énergie par plastification en traction est négligée.

Ces deux phénomènes ont un effet opposé. Cela signifie que la première hypothèse tend à surestimer la courbe alors que la seconde tend à la sous-estimer. Le but étant seulement de proposer des pistes quant à l'élaboration d'une méthode analytique capable de prédire le comportement d'une dalle soumise à la perte d'une colonne, l'analyse a été réalisée dans ces conditions.

Le calcul des incréments de travaux a donné :

$$\delta W_{ext} = \delta P \cdot \delta\Delta_B \quad (5.9)$$

$$\delta W_{int} = 2 \cdot R \cdot \delta\gamma \cdot M_{Pl} \cdot \delta\theta \quad (5.10)$$

En les égalant, nous avons obtenu :

$$\delta P \cdot \delta\Delta_B = 2 \cdot R \cdot \delta\gamma \cdot M_{Pl} \cdot \delta\theta \quad (5.11)$$

Pour exprimer $\delta\theta$ en fonction de $\delta\Delta_B$, nous avons du exprimer x en fonction des paramètres du triangle ABC (fig. III.5.5) :

$$x = L \cdot \delta\theta \quad (5.12)$$

Ensuite, $\delta\Delta_B$ a été exprimé en fonction de x et x a été remplacé par son expression 5.12 :

$$\delta\Delta_B = \cos(\delta\theta + \theta).x \quad (5.13)$$

$$= \cos(\delta\theta + \theta).L.\delta\theta \quad (5.14)$$

$$= \cos\theta.L.\delta\theta \quad (5.15)$$

En isolant $\delta\theta$, nous avons alors eu :

$$\delta\theta = \frac{\delta\Delta_B}{\cos\theta.L} \quad (5.16)$$

L'équation (5.16) a ensuite été introduite dans (5.11) :

$$\delta P = \int_0^{2.\pi} 2.R.M_{Pl}.\frac{\delta\Delta_B}{\cos\theta.L}.\delta\gamma \quad (5.17)$$

$$= \frac{4.M_{Pl}.\pi}{\cos\theta} \quad (5.18)$$

L'équation finale (5.18) permet d'obtenir une valeur de l'incrément de charge δP pour une valeur de θ . Les valeurs de θ sont quant à elles reliées à la valeur de Δ_B par :

$$\tan\theta = \frac{\Delta_B}{R} \quad (5.19)$$

Le paramètre R correspond au rayon du cercle délimitant le mécanisme de la plaque circulaire encastrée. Cette valeur est difficilement estimable à ce stade et sa détermination devrait être le sujet d'un travail complémentaire. Afin néanmoins d'utiliser une valeur un peu cohérente, celle-ci est évaluée à partir de la figure III.5.6 qui montre une vue en élévation de la déformée de la dalle restreinte et rotulée. La valeur de R semble être comprise entre 0,5 et 1 m. Nous prendrons alors de la prendre égale à 0,75 m.

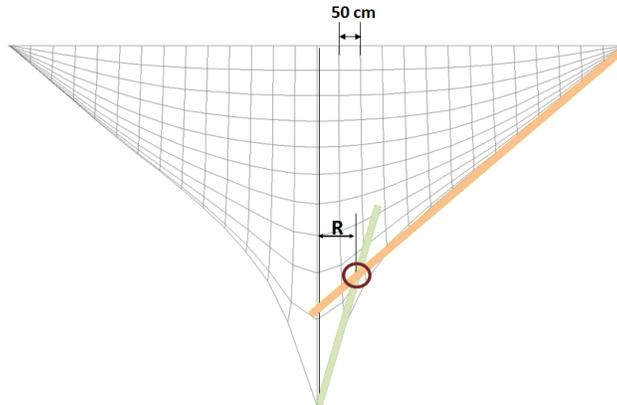


FIGURE III.5.6 – Estimation de R

La courbe analytique obtenue est présentée sur la figure III.5.7.

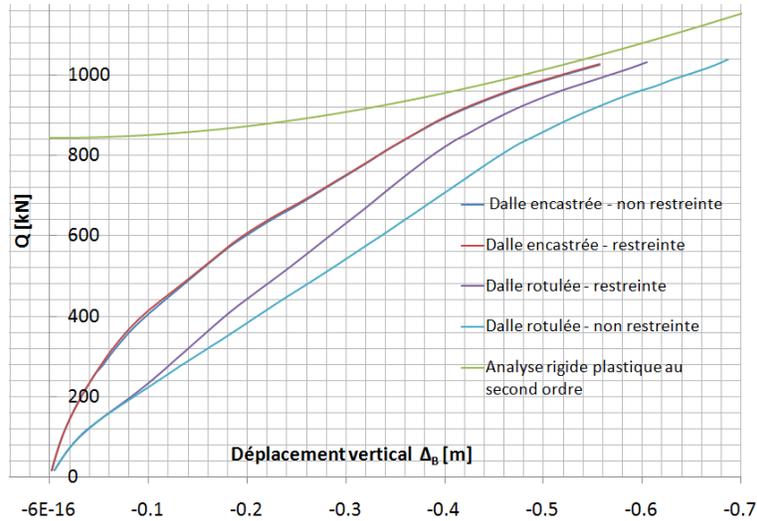


FIGURE III.5.7 – Courbes de comportement - Approche analytique

- Elle montre de manière univoque que la prise en compte des effets du second ordre a bien une influence bénéfique sur la courbe de comportement de la dalle : pour une valeur de déplacement $\Delta_{B,i+1}$ supérieure à $\Delta_{B,i}$, la valeur de Q_{i+1} correspondante est supérieure à la valeur Q_i liée au déplacement $\Delta_{B,i}$.
- Elle tend, bien que trop précisément au vu des deux hypothèses faites pour sa détermination, vers les courbes de comportement obtenues numériquement.

La courbe analytique, sans critère d'arrêt, continuerait à croître indéfiniment. Par conséquent, lorsque l'élaboration plus précise d'une méthode analytique sera en cours, la ductilité des armatures devra y être intégrée car c'est elle qui dicte la ruine de la dalle.

La piste empruntée ici semble donc indiquée pour reproduire analytiquement le comportement réel de la dalle suite à la perte d'une colonne. Bien sûr, l'analyse devra être réalisée dans le futur de manière plus précise en tenant notamment compte de l'interaction M-N et de la dissipation d'énergie par plastification en traction. De plus, la valeur de R devra être déterminée correctement.

5.4 Conclusions

Ce chapitre visait à déterminer la manière dont une méthode analytique capable de représenter le comportement de la dalle isolée pourrait être pensée. Dans ce but, une valeur constante P_{ult} issue d'une analyse rigide plastique au premier ordre a d'abord été calculée. Ce calcul a été réalisé sur base d'un comportement nouveau de la dalle focalisé sur une zone circulaire au centre de celle-ci. Le mécanisme de ruine observé s'apparente à celui d'une plaque circulaire encastrée sur son périmètre et soumise à une charge concentrée en son milieu. Le comportement de la dalle, une fois les

efforts membranaires développés, peut donc se résumer à ce qui se passe à l'intérieur de l'anneau de compression. Les conditions de bords n'influencent donc plus son comportement.

Bien que, dans le cas d'une dalle encastrée sur son périmètre, la valeur P_{ult} issue d'un dimensionnement robuste est égale à la valeur P_{Pl} provenant d'un dimensionnement classique, elle lui devient supérieure quand la dalle est simplement appuyée sur ses bords.

Nous avons ensuite réalisé une amélioration en effectuant une analyse rigide plastique au second ordre sous des hypothèses simplifiées. Les résultats de cette analyse ont permis de confirmer l'effet bénéfique des efforts membranaires et la courbe obtenue de cette manière montre un comportement proche des courbes numériques. Cette constatation renforce l'idée que cette piste est potentiellement intéressante quant au développement futur d'une méthode analytique capable de prédire le comportement de la dalle suite à la perte d'une colonne.

6 Conclusions de la Partie III

L'objectif principal de la troisième partie de ce travail était de mieux comprendre le comportement d'une dalle isolée, présentant des conditions de bords variables, suite à la perte d'une colonne, le but final étant de donner des pistes pour sa reproduction analytique. Ce travail nous a permis de tirer les conclusions suivantes.

- Lorsque des déplacements verticaux significatifs naissent dans la dalle, le comportement membranaire s'active progressivement. Ce comportement membranaire développe des efforts de traction et de compression dans le plan permettant à la dalle de retarder sa ruine.
- Les efforts de traction apparaissent d'abord au centre de la dalle et sont ensuite diffusés vers ses bords. Sur le chemin qui les sépare du centre aux bords, ceux-ci cherchent à trouver un élément qui est suffisamment rigide pour s'y ancrer. Plusieurs cas peuvent alors se présenter :
 1. Les bords de la dalle sont encastrés. La rigidité flexionnelle de la dalle confine les déplacements non négligeables au centre de la dalle et un anneau de compression se développe à la limite de cette zone. Cet anneau est l'appui rigide sur lequel s'équilibrent les forces positives. La présence de contraintes horizontales ne modifie donc pas le comportement dans ce cas-là car elles ne seront jamais activées.
 2. La dalle est simplement appuyée sur ses bords. Le comportement au début du chargement est identique qu'elle soit restreinte ou non mais celui-ci se différencie une fois que le comportement membranaire s'active. En effet, lorsque la contrainte est présente, la traction s'ancre en partie sur les appuis fixes existants et sur l'anneau de compression moins prononcé. La courbe monte donc plus vite qu'en l'absence de contrainte horizontale. Dans ce dernier cas, une fois parvenues au périmètre, les forces positives ne trouvent rien pour s'équilibrer et la dalle développe donc un anneau de compression qui lui sert d'appui. A ce moment, les courbes tendent à être parallèles car le comportement n'est plus régi par les conditions de bords mais bien par les déformations liées au comportement membranaire.
- Lorsque le comportement membranaire s'est progressivement installé, le fonctionnement de la dalle se focalise sur une zone circulaire au centre de la dalle. Il peut donc se résumer à ce qui se passe à l'intérieur de l'anneau de compression. Les conditions de bords n'influencent plus son comportement.

Les mécanismes prédits par la théorie des lignes de rupture ne sont pas en accord avec le comportement observé lors des simulations numériques. C'est pourquoi le mécanisme a été recalculé en tenant compte du phénomène réellement observé pendant ces simulations numériques, à savoir la formation d'un cône suite à l'application d'une charge concentrée au centre d'une dalle circulaire encastrée. Dans le cas d'une dalle simplement appuyée sur ses bords, la nouvelle valeur P_{ult} liée au mécanisme décrit et calculée dans le cadre d'un dimensionnement robuste s'est avérée être supérieure à celle calculée par une approche classique. Cependant, le dimensionnement robuste dans le cas d'une dalle encastrée n'a pas amélioré la charge de ruine.

Cette valeur P_{ult} constante a été calculée par une analyse rigide plastique du premier ordre. Cependant, elle est en pratique affectée par les effets du second ordre. Une analyse rigide plastique du second ordre que nous avons réalisé fournit alors une courbe de comportement croissante ce qui démontre l'effet bénéfique des effets du second ordre sur le comportement de la dalle. De plus, cette courbe pourrait coller, avec des hypothèses cohérentes, aux courbes de comportement obtenues numériquement.

Nous avons donc proposé de nouvelles pistes pour pouvoir développer dans un futur proche, une méthode analytique capable de représenter le comportement observé lors des simulations numériques. Il s'agira de construire par une analyse rigide plastique au second ordre la courbe précise du mécanisme observé et ensuite de l'arrêter une fois la ductilité maximale des armatures atteinte. Ce travail nécessitera également de quantifier le paramètre R , le rayon du cercle-mécanisme.

Quatrième partie

Conclusions et Perspectives

L'objectif de ce travail consistait à étudier le comportement d'une structure 3D suite à la perte d'une de ses colonnes. Il s'articule aux nombreuses recherches menées à l'Université de Liège dans le domaine de la robustesse. Jusqu'à présent, celles-ci sont cependant restées confinées dans l'étude de portiques 2D sans y intégrer les aspects 3D. Le principal objectif de ce mémoire a consisté à combler cette lacune.

Celui-ci a été divisé en trois parties. La première consistait à décrire les concepts nécessaires à l'élaboration de ce travail. La deuxième s'est intéressée à l'étude de structures 3D en acier et la troisième s'est préoccupée du comportement d'une dalle isolée soumise à la perte d'une colonne.

Dans la partie I, nous avons fait le point sur l'état des connaissances dans la littérature et plus particulièrement nous avons rappelé la définition de la notion de robustesse et l'ensemble des concepts qui en découlent. Les techniques de dimensionnement actuelles qui visent à donner aux structures un niveau de robustesse voulu ont ensuite été présentées. De même, nous avons brièvement décrit les codes de dimensionnement à suivre lors de la conception d'un bâtiment. Ils sont toujours insuffisants à ce jour pour traiter le problème dans toute sa complexité. Les recherches menées à l'Université de Liège s'intéressent à un scénario de ruine particulier : la perte d'une colonne portante dans une structure 2D. Le comportement global de la structure suite à cet évènement particulier a été présenté. Ces travaux ont montré que des efforts membranaires dans les poutres supérieures à la colonne endommagée se développent et si aucune ruine ne survient dans le reste de la structure, celle-ci peut trouver un nouvel état d'équilibre dans une configuration déformée. Afin de reproduire le comportement réel de la structure complète une fois le mécanisme plastique formé, une sous-structure a également été validée au sein de l'Université de Liège ainsi qu'une méthode analytique. Ensuite, la manière dont la réponse d'une structure 3D soumise à la perte d'une colonne peut être définie sur base des réponses des éléments la constituant a été introduite. Celle-ci est le fruit d'une thèse réalisée à l'Imperial College de Londres. Enfin la partie I s'est achevée par la description de la méthode des lignes de rupture et la manière dont les efforts membranaires se développent dans les dalles.

Dans la partie II, nous nous sommes inspirés des données décrites dans la partie I et nous nous sommes intéressés au cas des structures 3D faites de colonnes et de poutres en acier, domaine encore très peu étudié présentement. L'effet dalle a donc dans un premier temps été négligé. Cette partie a été subdivisée en trois chapitres. Dans le premier, nous avons décrit la structure étudiée (dimensions, profilés utilisés, etc.), le chargement appliqué et l'outil numérique que nous avons utilisé pour la réalisation des analyses numériques. Les deux chapitres suivants ont été consacrés à l'étude de deux structures différenciées par la nature des poutres du plan secondaire. Dans le premier cas, les poutres étaient articulées et dans le second les poutres furent considérées comme continues. L'objectif commun était de représenter correctement le comportement de la structure complète 3D par l'utilisation d'une sous-structure. Dans ce but, diverses modélisations ont été réalisées. Tout d'abord, le comportement global de la structure complète a été analysé. Le développement d'efforts membranaires a été observé bien que certaines hypothèses ont dû être faites pour y parvenir. La courbe de comportement ainsi obtenue a une allure quasi identique à celle observée dans le cas de portiques plans 2D. Ensuite, nous avons extrait de cette structure complète une sous-structure.

Son extraction s'est basée sur les hypothèses qui le permettaient en 2D. Elle se compose des quatre poutres juste supérieures à la colonne perdue incluses dans la partie directement affectée de la structure complète. Elle comprend également des ressorts à chaque extrémité des poutres pour simuler la restrainte horizontale fournie aux poutres par le reste de la structure. L'objectif d'une telle démarche était d'arriver à simuler le comportement réel de la structure sur cette sous-structure. Cependant, son utilisation n'a pas été validée car, dans le cas de poutres secondaires continues, les réponses de la structure complète et de la sous-structure ne concordaient pas. L'hypothèse fondamentale sur laquelle était basée l'extraction de la sous-structure n'a pas été vérifiée car l'effort de compression dans la colonne supérieure à la colonne endommagée n'était pas constant. En pratique, un élément périphérique rigide existe en partie supérieure de la structure complète 3D, ce qui permet la mobilisation d'efforts de traction dans les poutres des niveaux supérieurs. Le niveau un se voit donc soulager et c'est pourquoi la courbe réelle tend à être plus pentue. Cet élément n'ayant pas été pris en compte dans la sous-structure, cette dernière n'était pas capable de refléter le comportement réel. Néanmoins, nous avons entrepris de détailler une méthode analytique 3D capable de reproduire le comportement de la sous-structure qui a, initialement, été développée pour des portiques 2D. Cette méthode a été validée dans les deux cas étudiés. Par conséquent, une fois que l'élément rigide supérieur aura été quantifié, il suffira d'en tenir compte dans la démarche analytique pour qu'elle reflète le comportement réel de la structure.

Dans la partie III, nous avons traité le cas d'une dalle isolée. Initialement, le même cheminement que dans la partie II aurait dû être réalisé sur une structure dont les planchers auraient été faits d'une dalle pleine. Cependant, il est évident que le phénomène observé dans les structures uniquement faites de poutres en acier est également présent dans les structures dont l'aspect plaque est considéré. Une sous-structure ne pourra pas par conséquent représenter le comportement réel de la structure globale dont elle est extraite. Nous avons donc essayé de comprendre le comportement d'une dalle isolée avec des conditions de bords variables et de voir leur influence sur le mode de fonctionnement de la dalle. L'objectif de cette démarche était d'établir les bases nécessaires à l'élaboration d'une méthode analytique capable de prédire le comportement de cette dalle isolée. Les simulations que nous avons réalisées montrent, une fois le comportement membranaire activé, que le fonctionnement de la dalle s'assimile à celui d'une plaque circulaire encastrée sur ses bords et soumise à une charge concentrée en son centre. Cette dalle circulaire est en fait délimitée par un anneau de compression sur lequel les efforts membranaires de traction se développent dans la zone qu'il délimite viennent s'équilibrer. Le calcul rigide plastique au second ordre sous des hypothèses très simplifiées que nous avons réalisé montre que cette voie pourrait dans le futur être utilisée afin de représenter analytiquement les comportements numériques obtenus.

Plus de détails quant aux résultats obtenus suite aux recherches effectuées dans le cadre de ce mémoire figurent dans les conclusions intermédiaires.

Ce travail a donc permis de découvrir et de mieux comprendre des nouveaux comportements. Il a également mis en lumière des perspectives à étudier dans l'avenir :

1. Pour l'étude des structures en acier, la prise en compte du comportement d'ensemble créant

une rigidité supplémentaire devra être étudiée. La divergence de comportement observée au cours de ce travail entre la structure et le modèle simplifié est liée à cette rigidité qui n'est pas, à ce stade, modélisée dans la sous-structure. Dans le futur, ce serait donc intéressant de pouvoir quantifier d'une quelconque manière le comportement observé afin de l'inclure à la sous-structure actuelle. Il pourrait par exemple s'agir d'une suspente verticale au centre du système dont la loi de comportement serait non linéaire. Son effet se ferait de plus en plus ressentir au fur et à mesure que les déformations s'accroîtraient. Cet élément devrait également être inclus dans la méthode analytique pour, au final, arriver à reproduire le comportement de la sous-structure, qui devrait alors être capable de simuler le comportement réel de la structure complète.

2. Dans le cas des dalles, l'établissement d'une formulation analytique correcte pourrait être le sujet d'un futur travail qui devrait cette fois-ci prendre en compte l'ensemble des paramètres intervenant dans l'analyse rigide plastique du second ordre. Il faudra notamment intégrer l'interaction M-N, la plastification en traction dans la dalle et établir un critère d'arrêt lié à la ductilité des armatures ainsi que quantifier d'une façon ou d'une autre le paramètre R , rayon de la plaque circulaire.

Ce travail aurait également comme perspective plus générale d'étudier le comportement d'un système réunissant à la fois l'ossature acier et les planchers modélisés par une dalle pleine liée aux poutres par des connecteurs rendant ainsi la dalle collaborante. Ce type d'étude nécessiterait de prendre en compte une condition de compatibilité au centre du système mais également le long des poutres ce qui entraînerait certainement un mode de ruine différent de celui décrit dans le cas de la dalle isolée.

En conclusion, les recherches menées dans le présent travail, bien que réellement intéressantes, n'ont pas révolutionné l'Eurocode mais nous indiquent des pistes à étudier dans l'avenir et placent des balises sur le chemin d'une conception plus intelligente de nos ouvrages afin qu'ils puissent résister à une ruine locale sans que ne se déclenche une ruine globale de ceux-ci.

Bibliographie

- [1] BS 5950-1 :2000 : Structural use of steelwork in building - Part I : Code of practice for design - Rolled and welded sections. 2001.
- [2] D.B. Moore. The UK and European regulations for accidental actions. Workshop on prevention of progressive collapse, Multihazard Mitigation Council (MMC) of the National Institute of Building Sciences (NIBS), Illinois, July 2002.
- [3] J.F. Demonceau. Steel and composite building frames : sway response under conventional loading and development of membrane effects in beams further to an exceptional action. PhD thesis presented at Liège University. Belgium, 2008.
- [4] L. Comeliau. Effets du comportement dynamique des structures de bâtiments en acier suite à la ruine accidentelle de l'une des colonnes portantes. Travail de fin d'études présenté à l'Université de Liège. Belgique, 2009.
- [5] PrEN 1991-1-7. Eurocode 1 - Action on structures - Part 1-7 : General actions - Accidental actions. European committee for standardization, final project team draft (stage 34), July 2004.
- [6] EN 1994-1-1. Eurocode 4 : Design of composite steel and concrete structures - Part 1- 1 : General rules and rules for buildings. European committee for standardization, December 2004.
- [7] US General Services Administration (GSA). Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. June 2003.
- [8] H. N. N. Luu. Structural response of steel and composite building frames further to an impact leading to the loss of a column. PhD thesis presented at Liège University, 2008.
- [9] UFC 4-023-03. Unified Facilities Criteria (UFC) - Design of buildings to resist progressive collapse. Department of Defence, USA, 25 January 2005.
- [10] M. Vilette. Analyse critique du traitement de la barre comprimée et fléchie et propositions de nouvelles formulations. Thèse présentée en vue de l'obtention du grade scientifique de Docteur en Sciences Appliquées. Belgique, 2004.
- [11] A. G. Vlassis. Progressive collapse assessment of tall buildings. Thesis submitted in fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy of the University of London and the Diploma of Imperial College London. UK, April 2007.
- [12] H. Degée. Calcul des plaques en béton armé ou précontraint par la méthode de Johansen. Cours de mécanique des structures II, théorie des plaques dispensé en premier Master Ingénieur Civil des Constructions. Liège, année 2008-2009.
- [13] O.O.R. Famiyesin, K.M.A. Hossain, Y.H. Chia, P.A. Slade. Numerical and analytical predictions of the limit load of rectangular two way slabs. Department of Engineering, University of Aberdeen. 25 February 2000.

-
- [14] Mihai Cristian Vulcu. Numerical Modeling of membrane Behaviour in fire situation. Travail de fin d'études présenté à l'Université de Liège. Belgique, 2009.
 - [15] F. Muller. Application d'une approche globale d'étude des bâtiments en acier soumis à la perte d'une colonne. Travail de fin d'études présenté à l'Université de Liège. Belgique, 2009.
 - [16] FINELG user's manual. Non linear finite element analysis program. Version 9.0, January 2003.
 - [17] SAFIR user's manual for Safir 2007.A computer program for analysis of structures subjected to fire. J.M. Franssen, April 2007.

Table des figures

1	Effondrement de Ronan Point - Zoom (marcus4torbay.org)	10
2	Effondrement de Ronan Point - Vue d'ensemble (forums.france3.fr)	10
3	Impact d'un avion sur le World Trade center (tse-11-09-01.blogspot.fr)	11
4	Effondrement du World Trade center (citizenzoo.wordpress.com)	11
I.2.1	Stratégies pour les situations de dimensionnement accidentelles [5]	21
I.3.1	Perte d'une colonne portante dans un portique	26
I.3.2	Déformation importante des poutres supérieures	26
I.3.3	Formation des mécanismes plastiques	26
I.3.4	Développement des efforts membranaires	26
I.3.5	Effet voûte	26
I.3.6	Mécanismes locaux possibles	27
I.3.7	Flambement des colonnes adjacentes	27
I.3.8	Mécanisme de panneau	28
I.3.9	Flambement des poutres supérieures	28
I.3.10	Définition de la partie directement affectée et non directement affectée du portique [3]	28
I.3.11	Evolution de l'effort normal dans la colonne endommagée [3]	29
I.3.12	Distribution des efforts membranaires se développant dans la partie directement affectée [3]	30
I.3.13	Sous-structure élémentaire et principaux paramètres [3]	30
I.4.1	Niveaux de modélisation différents [11]	35
I.4.2	Mode de déformation prédominant [11]	36
I.5.1	Mécanismes de ruine [13]	39
I.5.2	One way spanning structural member [14]	40
I.5.3	Development of in-plane membranes forces [14]	40
II.2.1	Structure complète 3D	46
II.2.2	Chargement de la structure complète 3D	47
II.2.3	Définition des parties directement et non directement affectées de la structure 3D - Vue en plan	48
II.2.4	Définition de la colonne perdue	48
II.2.5	Visualisation de la colonne perdue - Portique contenu dans le plan OPQR	49

II.2.6	Simulation de la présence et de la perte de la colonne - Portique contenu dans le plan OPQR	49
II.2.7	Elément fini de poutre spatiale défini par trois noeuds [16]	50
II.2.8	Loi bilinéaire [16]	51
II.2.9	Loi de Hooke [16]	51
II.2.10	Elément fini de ressort [16]	51
II.3.1	Présentation du chargement	54
II.3.2	Poutre bi-encastée soumise à une charge uniforme	54
II.3.3	Poutre bi-rotulée soumise à une charge concentrée à mi-travée	54
II.3.4	Diagramme des efforts normaux sous chargement normal	55
II.3.5	Diagramme des moments sous chargement normal	55
II.3.6	Mécanisme plastique de la partie directement affectée	56
II.3.7	Rotations dans les plans d'étude	57
II.3.8	Courbe $N_{lo} - \Delta_B$	58
II.3.9	Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,48$	60
II.3.10	Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,62$	60
II.3.11	Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,8$	60
II.3.12	Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 1,0$	60
II.3.13	Diagramme des moments - $\lambda = 0,15$ - Vue en élévation portique principal	61
II.3.14	Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 0,15$ - Vue en plan	61
II.3.15	Diagramme des moments - $\lambda = 0,62$ - Vue en élévation portique principal	61
II.3.16	Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 0,62$ - Vue en plan	61
II.3.17	Diagramme des moments - $\lambda = 0,8$ - Vue en élévation portique principal	61
II.3.18	Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 0,8$ - Vue en plan	61
II.3.19	Diagramme des moments - $\lambda = 1,0$ - Vue en élévation portique principal	62
II.3.20	Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 1,0$ - Vue en plan	62
II.3.21	Evolution des moments - Poutres principales	62
II.3.22	Evolution des efforts normaux - Poutres principales	62
II.3.23	Structure 3D - Vue en plan de la partie directement affectée - Mise en évidence du déversement d'une poutre	63
II.3.24	Structure 3D - Partie directement affectée - Mise en évidence du déversement d'une poutre	63
II.3.25	Structure 3D - Mise en évidence des zones de plastification - Comportement plastique	63
II.3.26	Evolution des efforts normaux - Poutres principales	65
II.3.27	Evolution des efforts normaux - Poutres secondaires	65
II.3.28	Vue schématique de la sous-structure en trois dimensions	66
II.3.29	Définition des efforts horizontaux pour prédire la valeur de K	67
II.3.30	Déplacement horizontal de A dans le plan des poutres principales	67
II.3.31	Déplacement horizontal de D dans le plan des poutres secondaires	67
II.3.32	Sous-structure 3 D - Courbe liant le déplacement vertical Δ_B à Q	68
II.3.33	Courbe liant le déplacement vertical Δ_B à Q - Comparaison entre la structure complète et la sous-structure élémentaire	69
II.3.34	Niveau de modélisation : Poutres individuelles connectées en leur milieu	70

II.3.35	Mode de déformation prédominant	71
II.3.36	Concordance des raideurs - Modèle numérique et analytique	72
II.3.37	Déformation du système - Détermination de la raideur extensionnelle K_N	74
II.3.38	Détermination de K_x - Relation entre $\delta_{N,x}$ et N_x	75
II.3.39	Détermination de K_z - Relation entre $\delta_{N,z}$ et N_z	75
II.3.40	Résultat analytique	75
II.3.41	Développement des efforts membranaires - Poutres secondaires	76
II.3.42	Développement des efforts membranaires - Poutres principales	77
II.4.1	Présentation du chargement	80
II.4.2	Poutre bi-encastée soumise à une charge uniforme	80
II.4.3	Poutre bi-encastée soumise à une charge concentrée	80
II.4.4	Diagramme des efforts normaux sous chargement normal	81
II.4.5	Diagramme des moments sous chargement normal	81
II.4.6	Courbe $N_{lo} - \Delta_B$	82
II.4.7	Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,15$	83
II.4.8	Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,3$	83
II.4.9	Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,41$	83
II.4.10	Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,46$	83
II.4.11	Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 0,7$	84
II.4.12	Mécanisme de ruine - Partie directement affectée - $\lambda = 1,0$	84
II.4.13	Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 0,46$ - Vue en plan	84
II.4.14	Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 0,7$ - Vue en plan	84
II.4.15	Diagramme des efforts normaux - $\lambda = 1,0$ - Vue en plan	84
II.4.16	Diagramme des moments - $\lambda = 0,15$ - Vue en plan	85
II.4.17	Diagramme des moments - $\lambda = 0,46$ - Vue en plan	85
II.4.18	Diagramme des moments - $\lambda = 0,7$ - Vue en plan	85
II.4.19	Diagramme des moments - $\lambda = 1,0$ - Vue en plan	85
II.4.20	Vue en élévation - Plan principal et plan secondaire	86
II.4.21	Déplacement horizontal de A selon x dans la structure complète	87
II.4.22	Déplacement horizontal de D selon z dans la structure complète	87
II.4.23	Comparaison des courbes des réponses de la structure complète et de la sous-structure	87
II.4.24	Vue en élévation - Plan OPQR - Equilibre au noeud B	88
II.4.25	Sous-structure - Modélisation de la perte de la colonne	89
II.4.26	Efforts normaux dans les colonnes supérieures à la colonne perdue	90
II.4.27	Courbe Q - Δ_B - Comparaison entre les comportements de la structure complète et de la sous-structure avec prise en compte de N_{up}	90
II.4.28	Evolution des efforts normaux - Colonnes supérieures à la colonne endommagée - Poutres secondaires articulées	91
II.4.29	Modèle simplifié - Compréhension du phénomène	91
II.4.30	Evolution de N_{up} - Situations principales	92
II.4.31	Evolution des efforts normaux - Poutres principales	93
II.4.32	Evolution des efforts normaux - Poutres secondaires	93
II.4.33	Vue imagée du phénomène d'ensemble	94

II.4.34	Comparaison des courbes des réponse la sous-structure - Méthode analytique et numérique	95
II.4.35	Evolution des efforts normaux - Poutres principales - Sous-structure 3D	96
II.4.36	Evolution des efforts normaux - Poutres secondaires - Sous-structure 3D	96
III.1.1	Etapes réalisées/ à réaliser	101
III.2.1	Localisation de la dalle étudiée	103
III.2.2	Coupe de la dalle en béton armé	103
III.2.3	Schéma de principe - Dalle étudiée	104
III.2.4	Files and steps [17]	106
III.2.5	Element Shell [17]	106
III.2.6	Loi de matériau - Acier	107
III.2.7	Loi de matériau - Béton	107
III.3.1	Efforts membranaires - $Q=1038$ kN - Dalle non restreinte et rotulée	109
III.3.2	Evolution de N_1 - Coupe selon x - Cas 1	110
III.3.3	Evolution de N_1 - Coupe selon y - Cas 1	110
III.3.4	Evolution de N_2 - Coupe selon x - Cas 1	110
III.3.5	Evolution de N_2 - Coupe selon y - Cas 1	110
III.3.6	Efforts membranaires - $Q=1032$ kN - Dalle restreinte et rotulée	111
III.3.7	Evolution de N_1 - Coupe selon x - Cas 2	111
III.3.8	Evolution de N_1 - Coupe selon y - Cas 2	111
III.3.9	Evolution de N_2 - Coupe selon x - Cas 2	112
III.3.10	Evolution de N_2 - Coupe selon y - Cas 2	112
III.3.11	Efforts membranaires - $Q=1025$ kN - Dalle restreinte et encastrée	112
III.3.12	Vue en plan - Déplacement vertical - Dalle restreinte articulée/encastrée	113
III.3.13	Evolution de N_1 - Coupe selon x - Cas 3	114
III.3.14	Evolution de N_1 - Coupe selon y - Cas 3	114
III.3.15	Evolution de N_2 - Coupe selon x - Cas 3	114
III.3.16	Evolution de N_2 - Coupe selon y - Cas 3	114
III.3.17	Efforts membranaires - $Q=1026$ kN - Dalle non restreinte et encastrée	115
III.3.18	Evolution de N_1 - Coupe selon x - Cas 4	115
III.3.19	Evolution de N_1 - Coupe selon y - Cas 4	115
III.3.20	Evolution de N_2 - Coupe selon x - Cas 4	116
III.3.21	Evolution de N_2 - Coupe selon y - Cas 4	116
III.3.22	Réponse de la dalle - $Q - \Delta_B$	116
III.3.23	Dalle simplement appuyée - Variation de la restreinte horizontale - Courbe $Q - \Delta$	118
III.3.24	Dalle restreinte horizontalement - Variation de l'encastrement - Courbe $Q - \Delta$	118
III.3.25	Dalle non restreinte horizontalement - Variation de l'encastrement - Courbe $Q - \Delta$	119
III.4.1	Mécanismes de ruine envisagés	121
III.4.2	Calcul du mécanisme (a)	122
III.4.3	Calcul du mécanisme (b)	123
III.4.4	Calcul du mécanisme (c)	124

III.5.1	Vue en plan et en élévation de la déformée numérique et attendue - Dalle restreinte/non restreinte et rotulée	125
III.5.2	Vue en plan et en élévation de la déformée numérique et attendue - Dalle restreinte/non restreinte et encastrée	126
III.5.3	Mécanisme de ruine - E grand	127
III.5.4	Mécanisme de ruine - Plaque circulaire encastrée - Soumise à une charge concentrée	128
III.5.5	Calcul du mécanisme - Analyse rigide plastique second ordre	129
III.5.6	Estimation de R	130
III.5.7	Courbes de comportement - Approche analytique	131