

**Modélisation de la transmission des charges dans les travaux  
d'étalement et de ré-étalement de bâtiments multi-étages en  
béton armé**

par

**Jaurelle KEUGONG FOULA**

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE  
LA MAÎTRISE AVEC MÉMOIRE EN GENIE DE LA CONSTRUCTION  
M. Sc. A.

MONTRÉAL, LE 14 FÉVRIER 2025

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

**PRÉSENTATION DU JURY**

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Georges EL SAIKALY, directeur de mémoire  
Département Génie de la Construction à l'École de technologie supérieure

M. Ahmad Abo EL EZZ, codirecteur de mémoire  
Département Génie de la Construction à l'École de technologie supérieure

M. Abdelatif MERABTINE, président du jury  
Département Génie de la Construction à l'École de technologie supérieure

M. Munzer HASSAN, membre du jury  
Département Génie de la Construction à l'École de technologie supérieure

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 05 FÉVRIER 2025

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE



## **REMERCIEMENTS**

Je tiens à remercier profondément dans les premières pages de ce mémoire tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail ainsi que les personnes qui l'ont évalué. Mes sincères remerciements vont particulièrement à l'endroit :

Des professeurs Georges El Saikaly et Ahmad Abo El-Ezz, qui ont non seulement dirigé ce travail avec une expertise remarquable, mais ont également manifesté une confiance indéfectible en moi tout au long du projet. Leur soutien constant, leur encadrement attentif et leur disponibilité ont été essentiels à la réussite de ce projet. Je vous exprime ma profonde gratitude et ma sincère reconnaissance pour tout ce que vous avez accompli;

Du programme Mitacs Accélération et du partenaire industriel, pour leur soutien financier indispensable, sans lequel la poursuite de mes études de maîtrise n'aurait pas été possible. Je tiens à adresser un remerciement particulier à Monsieur Etienne Tremblay, Directeur de l'entreprise partenaire, pour son suivi attentif tout au long du projet, ainsi que pour sa disponibilité, ses conseils précieux et son expertise inestimable;

Des membres du jury, Abdelatif Merabtine et Munzer Hassan, pour avoir accepté d'évaluer ce travail. Je vous remercie pour vos remarques qui ont permis d'améliorer le contenu de ce mémoire.

De toute l'équipe des techniciens des laboratoires de structures lourdes et structures légères, en particulier à Jonathan Auger et Richard Prowt pour leur expertise, leur disponibilité et leur assistance dans la réalisation de mes essais de laboratoire et sur le site;

De toute ma famille, mon papa Gabriel Keugong, ma maman Jeannette Wandju et mes frères et sœurs pour leur amour et leur soutien inconditionnel tout au long de mes études. De tous mes amis pour leur soutien moral pendant tout le processus;

Et enfin, une mention spéciale pour ma fille, Elisa Naomie Djembi Keugong, donc l'arrivée dans ma vie m'a enfin donné la force et le courage de me dépasser et d'oser entreprendre ces études. Merci d'avoir été la raison pour laquelle je me suis donnée chaque jour un peu plus



# **Modélisation de la transmission des charges dans les travaux d'étalement et de ré-étalement de bâtiments multi-étages en béton armé**

Jaurelle KEUGONG FOULA

## **RÉSUMÉ**

La prédiction de la transmission des charges pendant la construction des bâtiments multi-étages en béton armé est primordiale pour prévenir d'une part les effondrements des structures pendant la phase de construction, et d'autre part, l'altération des conditions de service de l'ouvrage. En effet, lors de la phase de construction, les charges appliquées aux dalles surviennent avant que celles-ci n'aient atteint leur résistance caractéristique. De plus, selon les séquences et le système de construction, ces charges peuvent excéder la charge de service des ouvrages. Ces deux facteurs, combinés aux propriétés de fluage du béton, peuvent entraîner des déflexions importantes, entraînant ainsi le non-respect des conditions de service de l'ouvrage.

Dans ce mémoire, nous avons élaboré une méthode de modélisation par éléments finis pour analyser la transmission des charges au cours de la phase de construction et les déflexions engendrées jusqu'à l'application de la charge maximale. La méthodologie de ce projet de recherche est spécifiquement conçue pour les constructions utilisant le système étalement/ré-étalement, et inclus la prise en compte de la rigidité de ce système, les caractéristiques dépendantes du temps du béton et le fluage du béton. La méthodologie est implémentée dans le logiciel de modélisation par éléments finis SAP 2000.

En vue de valider la méthode de modélisation développée, elle a été appliquée sur deux études de cas réelles tirées de la littérature: le projet de construction d'un bâtiment de 28 étages à Edmonton, Canada et le projet de construction d'un bâtiment de sept étages à Cardington, Angleterre. La cohérence entre les résultats du modèle par éléments finis et les données relevées sur le terrain nous ont permis de conclure sur l'efficacité de la méthodologie proposée.

Enfin, le modèle a été appliqué sur un bâtiment typique pour étudier l'influence de divers paramètres, notamment la rigidité du système d'étalement, le nombre de niveaux réétayés et les charges de construction. Il en ressort que la prise en compte de la rigidité des systèmes de coffrage actuels est essentielle pour évaluer les déflexions pendant la phase de construction, tandis que le nombre de niveaux réétayés a une influence moindre. De plus, l'étude souligne l'importance d'inclure le fluage et les cycles de chargement/déchargement de la phase de construction dans le calcul des déflexions des dalles bidirectionnelles en béton armé dans les bâtiments multi-étages.

**Mots-clés :** bâtiments multi-étages, charges de construction, déflexions des dalles, étalement/ré-étalement, fluage, modélisation par éléments finis, phase de construction



# **Modeling of load transmission in the shoring and reshoring system of multi-story reinforced concrete buildings**

Jaurelle KEUGONG FOULA

## **ABSTRACT**

The prediction of load transfer during the construction of reinforced concrete multi-story buildings is crucial to prevent both structural collapses during the construction phase and the alteration of the building's serviceability. During the construction phase, the loads applied to the slabs occur before they have reached their characteristic strength. Furthermore, depending on the construction sequences and the construction system, these loads can exceed the building's service load. These two factors, combined with the creep properties of concrete, can lead to significant deflections, compromising the structure's serviceability.

In this thesis, a finite element modeling method is developed for load transfer during the construction phase in order to analyze the deflections caused until the application of the maximum service load. The methodology of this research project is specifically designed for constructions using the shoring/reshoring system and includes the consideration of the stiffness of this system, the time-dependent properties of concrete, and creep. The methodology is implemented in the finite element modeling software SAP 2000.

To validate the developed modeling method, it was applied to two real case studies from literature: a 28-story building construction project in Edmonton, Canada and a seven-story building project in Cardington, England. The consistency between the finite element model results and the data collected on-site allowed to conclude the effectiveness of the proposed method.

Finally, the model was applied to a typical building to study the influence of various parameters, including the stiffness of the shoring system, the number of reshored levels, and the construction loads. It was found that considering the stiffness of current formwork systems is essential for evaluating deflections during the construction phase, while the number of reshored levels had less influence. Additionally, the study highlights the importance of considering creep and loading/unloading cycles during the construction phase in the calculation of deflections of reinforced concrete two-way slabs in multi-story buildings.

**Keywords:** construction loads, construction phase, creep, finite element modeling, multi-story building, slabs deflections, shoring/reshoring



## TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE.....	7
1.1 Introduction.....	7
1.2 Construction des bâtiments multi-étages en béton armé.....	7
1.2.1 Le système d’etaiement successif .....	8
1.2.2 Le système d’etaiement successif avec décoffrage partiel .....	9
1.2.3 Le système etaiement/ré-etaiement.....	10
1.3 Évaluation des charges de construction .....	11
1.3.1 Les charges de construction.....	11
1.3.1.1 Les charges verticales .....	12
1.3.1.2 Les charges latérales .....	12
1.3.2 Répartition des charges pendant la construction : La méthode simplifiée.....	13
1.3.3 Méthode simplifiée appliquée au système étalement ré-étalement.....	16
1.3.4 Autres modèles de répartition des charges de construction .....	17
1.3.4.1 Stivaros et Halvorsen (1991, 1992).....	17
1.3.4.2 Beeby (2001).....	17
1.3.4.3 De Almeida Prodo, Silva Correa et Ramalho (2003) .....	18
1.3.4.4 Monette (2007).....	19
1.3.4.5 Calderón, Alvarado, et Adam (2011).....	19
1.4 Déflexion des dalles bidirectionnelles .....	20
1.4.1 Bases de calcul de la déflexion dans les dalles bidirectionnelles .....	20
1.4.1.1 Calcul de la déflexion instantanée .....	21
1.4.1.2 Calcul de la déflexion différée .....	24
1.4.2 Effets de la fissuration .....	27
1.4.3 Calcul de la déflexion due aux charges de construction .....	28
1.4.3.1 Graham et Scanlon (1984) .....	28
1.4.3.2 Motter et Scanlon (2018) .....	29
1.4.3.3 Aguinaga-Zapata et Bazant (1986) .....	30
1.4.3.4 Modèles par éléments finis .....	31
1.5 Exigences des normes par rapport au calcul des déflexions.....	31
CHAPITRE 2 MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS DE LA TRANSMISSION DES CHARGES PENDANT LA CONSTRUCTION ET ANALYSE DES DÉFLEXIONS.....	33
2.1 Introduction.....	33
2.2 Hypothèses .....	33
2.3 Propriétés des matériaux dépendant du temps .....	34
2.3.1 Résistance caractéristique du béton .....	34

2.3.2	Module d'élasticité.....	35
2.4	Évaluation des charges de construction .....	36
2.4.1	Schémas de construction.....	36
2.4.2	Charges de construction avec système d'étalement/ ré-étalement considéré comme infiniment rigide .....	37
2.4.3	Charges de construction avec la prise en compte de la rigidité du système d'étalement .....	43
2.5	Modélisation du processus de construction .....	43
2.5.1	Analyse du cycle de construction .....	43
2.5.2	Modélisation en considérant le système d'étalement comme infiniment rigide.....	46
2.5.3	Modélisation en considérant le système d'étalement comme déformable.....	49
2.6	Application du processus dans un logiciel de modélisation par éléments finis .....	51
2.6.1	Choix du logiciel de modélisation par éléments finis .....	51
2.6.2	Modélisation des éléments de structure .....	51
2.6.3	Définition des fonctions dépendantes du temps.....	53
2.6.4	Définition des cas de chargement dans SAP 2000.....	54
2.6.5	Analyse de la déflexion.....	56
2.6.6	Utilisation pratique de la méthodologie .....	57
<b>CHAPITRE 3 APPLICATION ET VALIDATION.....</b>		<b>59</b>
3.1	Introduction.....	59
3.2	Étude de cas du bâtiment de 28 étages à Edmonton .....	59
3.2.1	Présentation du projet .....	59
3.2.1.1	Paramètres du projet .....	60
3.2.1.2	Données de terrain .....	61
3.2.2	Modélisation .....	63
3.2.3	Résultats .....	63
3.2.4	Comparaison des déflexions de la dalle.....	65
3.3	Étude de cas du bâtiment de sept étages à Cardington, Angleterre .....	69
3.3.1	Présentation du projet .....	69
3.3.1.1	Paramètres du projet .....	70
3.3.1.2	Données de terrain .....	71
3.3.2	Modélisation .....	72
3.3.3	Résultats .....	72
3.3.4	Comparaison des charges supportées par la dalle.....	75
3.3.5	Comparaison des rapports de charge dans le ré-étalement .....	78
<b>CHAPITRE 4 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE .....</b>		<b>81</b>
4.1	Introduction.....	81
4.2	Paramètres de base .....	81
4.2.1	Description des paramètres .....	81
4.2.2	Modélisation .....	83

4.3	Influence de la rigidité dans le système à un niveau d'étalement et un niveau de ré-étalement .....	85
4.3.1	Comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie.....	88
4.3.2	Variation de la rigidité .....	90
4.4	Influence de la rigidité dans le système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement .....	91
4.4.1	Comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie.....	92
4.4.2	Variation de la rigidité .....	95
4.5	Influence de la rigidité dans le système à un niveau d'étalement et trois niveaux de ré-étalement .....	96
4.5.1	Comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie.....	99
4.5.2	Variation de la rigidité .....	101
4.6	Influence du nombre de niveaux réétablis.....	102
4.7	Vérification de la cohérence de l'augmentation observée avec l'étude de cas d'Edmonton.....	103
4.8	Influence de la prise en compte des charges de construction .....	104
4.9	Analyses et discussions.....	105
	CONCLUSION.....	109
	RECOMMANDATIONS .....	111
ANNEXE I	DÉFINITION DES CAS DE CHARGEMENT .....	113
ANNEXE II	DÉTERMINATION COEFFICIENTS DE CALCUL RÉSISTANCE DU BÉTON DE L'ÉTUDE DE CAS DE BÂTIMENT À EDMONTON .....	123
ANNEXE III	DISPOSITION DES ÉTAIS ET RÉ-ÉTAIEMENT ÉTUDE DE CAS DE BÂTIMENT À CARDINGTON .....	125
ANNEXE IV	CHOIX DU MAILLAGE DES BATIMENTS ETUDIÉS .....	127
	LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	135



## LISTE DES TABLEAUX

	Page	
Tableau 2.1	Facteurs pour le calcul de la résistance caractéristique à t jours .....	35
Tableau 2.2	Facteurs de charge pour un système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement .....	38
Tableau 2.3	Définition des opérations des étapes de construction en considérant le système d'étalement comme indéformable .....	48
Tableau 2.4	Définition des opérations des étapes de construction en considérant le système d'étalement comme déformable .....	50
Tableau 3.1	Résultats des déflexions à mi-portée des panneaux A à D obtenu dans le modèle par éléments finis .....	66
Tableau 3.2	Comparaison des charges appliquées aux dalles .....	76
Tableau 3.3	Comparaison des rapports de charge dans le ré-étalement .....	79
Tableau 4.1	Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/1RSh-IS .....	86
Tableau 4.2	Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/1RSh-FS.....	87
Tableau 4.3	Comparaison des déflexions entre les cas 1Sh/1RSh-FS et 1Sh/1RSh-IS .....	88
Tableau 4.4	Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/2RSh-IS .....	91
Tableau 4.5	Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/2RSh-FS.....	92
Tableau 4.6	Comparaison des déflexions entre les cas 1Sh/2RSh-IS et 1Sh/2RSh-FS.....	93
Tableau 4.7	Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/3RSh-IS .....	96
Tableau 4.8	Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/3RSh-FS.....	98

Tableau 4.9	Comparaison des déflexions entre les cas 1Sh/3RSh-IS et 1Sh/3RSh-FS.....	99
-------------	---	----

## LISTE DES FIGURES

	Page	
Figure 1.1	Principe étalement successif : Système à deux niveaux étayés successivement.....	8
Figure 1.2	Principe étalement successif avec décoffrage partiel : Système à un niveau étayé et un niveau partiellement décoffré.....	9
Figure 1.3	Principe étalement ré-étalement : Système à un niveau étayé et un niveau réétayé .....	10
Figure 1.4	Exemple d'évaluation des rapports de charge par la méthode simplifiée pour un système à trois niveaux d'étalement successif .....	15
Figure 1.5	Déflexion dans les dalles bidirectionnelles selon la méthode d'analogie des poutres croisées.....	23
Figure 2.1	Évolution du rapport de charge dans le système à un niveau d'étalement et un niveau de ré-étalement .....	40
Figure 2.2	Évolution du rapport de charge dans le système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement.....	41
Figure 2.3	Évolution du rapport de charge dans le système à un niveau d'étalement et trois niveaux de ré-étalement .....	41
Figure 2.4	Évolution de la répartition des charges dans le système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement.....	46
Figure 2.5	Interface cas de charge Staged Construction SAP2000.....	56
Figure 2.6	Paramètres utilisateurs pour l'application de la méthodologie .....	58
Figure 3.1	Plans modèle SAP2000 bâtiment étude de cas Edmonton .....	61
Figure 3.2	Évolution des déflexions du coulage au décoffrage du niveau 1 .....	64
Figure 3.3	Évolution des déflexions du coulage au décoffrage du niveau 6.....	64
Figure 3.4	Comparaison des déflexions à mi-portée du panneau B.....	67
Figure 3.5	Comparaison des déflexions à mi-portée du panneau C.....	68
Figure 3.6	Plans modèle SAP2000 bâtiment étude de cas Cardington. ....	71

Figure 3.7	Transmission des charges et évolution des déflexions du coulage au ré-étalement du niveau 1.....	73
Figure 3.8	Transmission des charges et évolution des déflexions du coulage au ré-étalement du niveau 3.....	74
Figure 3.9	Comparaisons entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées des charges $WD - Sh$ (a) et $WD - rSh$ (b).....	77
Figure 4.1	Vue en plan d'un plancher dalle type sans poutres pour l'étude paramétrique .....	82
Figure 4.2	Modèle SAP 2000 bâtiment étude paramétrique .....	84
Figure 4.3	Courbes de comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie pour le système 1Sh/1RSh .....	89
Figure 4.4	Déflexions dues à la variation de la rigidité dans le système 1S/1RSh.....	90
Figure 4.5	Courbes de comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie pour le système 1Sh/2RSh .....	94
Figure 4.6	Déflexions dues à la variation de la rigidité dans le système 1Sh/2RSh.....	95
Figure 4.7	Courbes de comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie pour le système 1Sh/3RSh .....	100
Figure 4.8	Déflexions dues à la variation de la rigidité dans le système 1Sh/3RSh.....	101
Figure 4.9	Comparaison de l'évolution des déflexions dans les trois systèmes de ré-étalement.....	102
Figure 4.10	Comparaison des résultats entre l'augmentation des déflexions dues à la rigidité et l'étude de cas d'Edmonton pour le panneau B .....	103
Figure 4.11	Comparaison des résultats entre l'augmentation des déflexions dues à la rigidité et l'étude de cas d'Edmonton pour le panneau C .....	104
Figure 4.12	Importance de la prise en compte des charges de construction et du fluage .....	105

## **LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES**

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Cement Engineers
BRE	Building Research Establishment
CSA	Canadian Cement Association
ECBP	European Concrete Building Project
ETABS	Extended 3D Analysis of Building System
FS	Rigidité finie (Finite Stiffness)
ICCSTE	International Conference on Civil, Structural and Transportation Engineering
IS	Rigidité Infinie (Inifite Stiffness)
MS	Méthode Simplifiée
RSh	Étai de ré-étalement (Reshore)
SAP	Structural Analysis and Design Program
SDL	Superimposed Dead Load (Charge Morte additionnelle)
SEI	Structural Engineering Institute
Sh	Étai d'étalement (Shore)



## **LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE**

### **Unités de mesure**

$kg$	Kilogramme (Unité de masse)
$kg/m^3$	Kilogramme par mètre cube (Unité de masse volumique)
$kN$	Kilo Newton (Unité de force ponctuelle ou de poids)
$kN/m^2$	Kilo Newton par mètre carré (Unité de force surfacique)
$kN/m^3$	Kilo Newton par mètre cube (Unité de poids volumique)
$m$	Mètre (unité de longueur)
$m^2$	Mètre carré (Unité de surface)
$m^3$	Mètre cube (Unité de volume)
$mm$	Millimètre (Unité de longueur)
$mm^4$	Millimètre à la puissance quatre (unité moment quadratique)
$MPa$	Méga Pascal (Unité de contrainte surfacique)

### **Symboles**

$a$	Facteur calcul résistance à la compression à l'âge t
$A$	Aire de la section transversale, en $m^2$
$b$	Facteur calcul résistance à la compression du béton à l'âge t
$c$	Durée du cycle de construction, en jour
$C1R$	Type de charge pour les charges de construction dans le système à un niveau de ré-étalement
$C2R$	Type de charge pour la charge construction dans le système à deux niveaux de ré-étalement
$C3R$	Type de charge pour la charge construction dans le système à deux niveaux de ré-étalement

$CL$	Type de charge pour la charge vive de construction
$D$	Type de charge pour le poids propre des éléments de la structure
$d$	Durée cycle de décoffrage, en jour
$E$	Module d'élasticité, en MPa
$E_c$	Module d'élasticité béton, en MPa
$f'_c$	Résistance caractéristique du béton à 28 jours, en MPa et kN/m <sup>2</sup>
$f'_c(t), f'_{ct}$	Résistance à la compression du béton à l'âge t, en MPa et kN/m <sup>2</sup>
$f_r$	Résistance à la fissuration du béton (module de rupture)
$h$	Épaisseur dalle, Hauteur sous plafond, en m
$H$	Humidité relative, en %
$I$	Moment d'inertie, en m <sup>4</sup>
$I_e$	Moment d'inertie effectif
$I_g$	Moment d'inertie de la section brute de béton
$L$	Longueur d'un élément, en m
$LL$	Type de charge pour la charge vive
$K$	Raideur du système d'étalement et ré-étalement
$k_1$	Facteur de prise en compte du poids du coffrage
$k_2$	Facteur de prise en compte variation rigidité relative des dalles
$K_r$	Facteur correcteur pour la prise en compte de l'axe neutre
$l_n$	Portée libre dalle, en m
$L$	Longueur, m
$M_1$ et $M_2$	Moments de continuités aux extrémités d'une poutre
$M_a$	Moment maximum appliqué à une section
$M_{cr}$	Moment de fissuration béton

$M_m$	Moment à mi-portée
$n$	Nombre d'étages
$N$	Nombre de niveaux du système support
$N_S$	Nombre de séquence pour la modélisation de la phase de construction
$R$	Rapport de charge dalle
$R_{sh}$	Rapport de charge dans l'étalement
$R_{rsh}$	Rapport de charge dans le ré-étalement
$SDL$	Type de charge pour la charge permanente additionnelle
$S(t)$	Facteur coefficient de multiplication à long terme
$t$	Temps, en jour
$t_0$	Instant d'application de la charge, en jour
$y_t$	Distance entre la fibre la plus tendue l'axe neutre
$W$	Charge uniformément répartie, $\text{kN}/\text{m}^2$
$W_D$	Poids propre dalle, en $\text{kN}/\text{m}^2$
$W_C$	Charge de construction uniformément répartie, $\text{kN}/\text{m}^2$
$W_{CL}$	Charge vive de construction uniformément répartie, $\text{kN}/\text{m}^2$
$W_{LL}$	Charge vive de la structure, $\text{kN}/\text{m}^2$
$W_{SDL}$	Charge permanente additionnelle, en $\text{kN}/\text{m}^2$
$W_{ser}, W_{max}$	Charge maximale en service, en $\text{kN}/\text{m}^2$
$W_{sus}$	Charge soutenue après le cycle de construction, en $\text{kN}/\text{m}^2$
$\alpha$	Coefficient de réduction du moment d'inertie de la section brute de béton pour tenir compte du degré de fissuration
$\gamma_{to}$	Facteur correcteur âge du béton à l'application de la charge
$\gamma_{RH}$	Facteur correcteur de prise en compte de l'humidité

$\gamma_{VS}$	Facteur correcteur du ration volume et surface du béton
$\gamma_S$	Facteur correcteur du pourcentage d'éléments fins
$\gamma_\psi$	Facteur correcteur du pourcentage de vide
$\gamma_\alpha$	Facteur correcteur du pourcentage d'air
$\Delta$	Déflexion à mi-portée
$\Delta_i$	Déflexion instantanée
$\Delta_{cr}$	Déflexion différée due au fluage
$\lambda$	Coefficient multiplicateur à long terme
$\phi(t, t_0)$	Coefficient de fluage du béton à l'âge $t$ dû à l'application d'une charge à l'instant $t_0$
$\phi_u$	Coefficient de fluage ultime
$\rho'$	Pourcentage d'acier comprimé
$v$	Coefficient de poisson

## **INTRODUCTION**

### **0.1 Contexte**

La construction des bâtiments multi-étages en béton armé nécessite généralement la mise en place d'un système d'étalement successif reliant plusieurs niveaux pour transmettre les charges des dalles nouvellement coulées aux niveaux inférieurs. Lorsque le béton est nouvellement coulé, sa résistance ne lui permet pas de supporter son poids propre encore moins celui d'un étage qui sera coulé au-dessus. Plusieurs niveaux d'étalements peuvent alors être requis pour une répartition appropriée et sécuritaire de la charge de la dalle nouvellement coulée ainsi que des charges vives liées aux activités de construction. L'efficacité de l'industrie de la construction en béton nécessitant un équilibre entre la sécurité (aussi bien structurale que celle des travailleurs), la rapidité et l'économie, trouver le processus de construction optimal qui englobe ces trois aspects demeure une préoccupation majeure.

L'efficacité en termes de coût d'un chantier de construction d'un bâtiment multi-étages en béton armé est gouvernée par la durée du cycle de coulage. Cette durée détermine la vitesse à laquelle les dalles sont coulées et elle varie entre quatre à sept jours, voire deux jours dans les cas extrêmes (Monette, 2007). À ces âges, les dalles n'ont pas acquis une résistance suffisante pour supporter les charges de construction et doivent donc être soutenues par une structure temporaire constituée de coffrage horizontal et des étais verticaux formant le système d'étalement. Dans la pratique, l'on rencontre trois principaux systèmes d'étalement (Buitrago, Adam, Moragues, & Calderón, 2018) :

- L'étalement successif qui consiste à étayer successivement plusieurs niveaux et à enlever le niveau d'étalement le plus bas lorsque la dalle a atteint une résistance suffisante pour supporter son poids propre et les charges des dalles supérieures ;
- L'étalement successif avec décoffrage partiel qui consiste à retirer environ 50% de l'étalement et du coffrage quelques jours après le coulage afin de les utiliser au niveau supérieur ;

- L'étalement/ré-étalement qui consiste à enlever la totalité du coffrage et de l'étalement quelques jours après le coulage pour permettre à la dalle de supporter son poids propre et ensuite procéder au ré-étalement pour transférer les charges dues au coulage des nouveaux niveaux.

Pour des raisons économiques, le système étalement/ré-étalement est le plus utilisé dans la construction des bâtiments multi-étages en béton armé (ACI Committee 347, 2017). Dans le concept d'étalement/ré-étalement, on admet qu'un certain nombre de jours après le coulage d'une dalle, la résistance développée par le béton est suffisante pour qu'elle supporte son poids propre sans incidence majeure sur la stabilité de la structure. Ainsi, le coffrage peut être enlevé en vue de l'utilisation au niveau supérieur. Cependant, cette résistance reste insuffisante pour que la dalle puisse supporter en plus de son poids propre, la charge de la dalle qui sera coulée au-dessus. Les étais de ré-étalement sont alors mis en place sous la dalle décoffrée pour contribuer à la répartition des charges des nouvelles dalles. Suivant la norme CSA S269.1-16 (CSA GROUP, 2016), ces ré-étalements doivent être maintenus en place jusqu'à ce que la résistance de calcul spécifiée du béton soit atteinte et toutes les charges de construction dépassant les conditions d'utilisation retirées.

Compte tenu de l'importance du coût du matériel de coffrage, il y va de l'intérêt du constructeur de décoffrer les dalles le plus rapidement possible pour réutiliser le matériel de coffrage dans les niveaux supérieurs. De plus, le décoffrage permet de libérer de l'espace pour permettre aux autres corps de métier d'intervenir, augmentant ainsi la productivité du chantier (ACI Committee 347, 2017). De ce fait, le système impliquant un niveau d'étalement (donc un ensemble de coffrage) et un ou plusieurs niveaux de ré-étalements (en fonction de la vitesse de construction) est généralement privilégié. Pour ne pas compromettre la sécurité, cette optimisation nécessite la maîtrise de la répartition des charges pendant le processus de construction et de leurs impacts sur le comportement de la structure à long terme compte tenu du jeune âge du béton.

## 0.2 Problématique

La phase de construction est considérée par plusieurs auteurs comme l'une des phases les plus critiques de la durée de vie d'un bâtiment (Epaarachchi, Stewart, & Rosowsky, 2002; Zhang, Reynolds, Rasmussen, & Ellingwood, 2016; ACI Committee 347, 2017; Buitrago, Sagaseta, & Adam, 2018, Motter & Scanlon, 2018; Adam, Parisi, Sagaseta, & Lu, 2018; Buitrago, Sagaseta, & Adam, 2020). En effet, d'une part, les charges de construction sont appliquées sur les dalles ayant de faibles caractéristiques et d'autre part, ces charges peuvent excéder les charges de dimensionnement en service de la structure. La combinaison de ces deux facteurs est susceptible de créer d'importantes déformations qui peuvent altérer les conditions de service de l'ouvrage et dans certains cas, conduire à l'effondrement de la structure. Par ailleurs, compte tenu des propriétés de fluage du béton, même après le retrait des charges de construction, les déformations peuvent continuer à évoluer et avoir un impact significatif sur la défexion totale.

Selon une étude comparative des trois principaux systèmes d'étalement cités plus haut, le système étalement/ré-étalement est le système le plus préjudiciable à long terme pour la défexion des dalles (Alvarado, Buitrago & al, 2018). En effet, bien que ce soit le système qui permette la transmission de la plus faible proportion de charges de construction, c'est également le système qui applique la plus grande charge à la dalle (le poids propre) au plutôt. L'analyse des défexions à court terme (pendant la construction) et en service doit donc être un critère essentiel lorsqu'on envisage le choix de ce système comme système constructif. Cependant, le choix du système étalement/ré-étalement est principalement basé sur des considérations économiques et les analyses des conséquences du choix sur le comportement de la dalle à court et à long terme sont négligées. Par ailleurs, dans la pratique de conception des structures en béton armé, les vérifications aux états limites de service sont faites en utilisant les charges de service appliquées à la structure ayant les caractéristiques finales. Les cycles de chargement/déchargement pendant la construction ainsi que les déformations différées résultantes sont négligées. Il en résulte donc des défexions excessives altérant les conditions de service (Fissuration, portes coincées) ou nécessitant des investissements supplémentaires

pour la correction. Il est donc nécessaire de développer des méthodes d'analyse du comportement charge/déformation pendant la construction avec le système étalement / réétalement en vue de déterminer en amont du projet l'impact des charges de construction sur les déflexions de la dalle et ainsi faire des ajustements du dimensionnement si nécessaire.

Au fil des années, de nombreuses études incluant les méthodes analytiques, les études expérimentales et les méthodes numériques visant à minimiser le risque d'effondrement des structures pendant la phase de construction ont été menées par un grand nombre d'auteurs. Cependant, ces études se sont principalement concentrées sur l'évaluation de l'ampleur et de la répartition des charges de construction et l'étude de leurs conséquences sur le long terme reste peu étudiée (Buitrago, Adam, et al., 2018). Par ailleurs, les principales démarches d'évaluation des charges proposées sont basées sur un certain nombre d'hypothèses dont deux ne sont plus applicables aux systèmes de coffrage actuels : la rigidité infinie du système d'étalement et la répartition uniforme des charges par les étais. Si ces hypothèses sont assez现实 pour les systèmes de coffrage et étalement en bois avec une réparation des étais plus dense, elles le sont moins pour les systèmes de coffrage modulaire avec des étais métalliques moins denses et plus flexibles qui sont de plus en plus utilisés pour leur facilité d'installation et de désinstallation.

D'autre part, la norme CSA S269.1 à l'article 6.6.3.2 paragraphes b stipule que lorsque les supports d'étalement et ré-étalement reposent sur une dalle, la répartition des charges sur les dalles d'appui est censée être fondée sur la défexion élastique et la rigidité relative de la dalle d'appui et du système d'étalement (CSA GROUP, 2016). Il est donc nécessaire d'étudier l'impact potentiel de ces hypothèses dans la répartition des charges de construction d'une part et leurs conséquences sur le comportement en service des structures d'autre part.

### **0.3 Objectifs**

L'objectif principal de ce projet est de développer un modèle par éléments finis pour analyser le comportement charge/déformation des dalles pendant la phase de construction avec le système étalement/ré-étalement d'une part, et l'effet de ces charges sur la défexion totale des ouvrages d'autre part en vue de sélectionner le meilleur processus de construction. Pour atteindre cet objectif, quatre sous objectifs sont fixés :

- Déterminer un modèle de transmission des charges pendant la phase de construction;
- Développer une méthode de modélisation par éléments finis pour analyser les déflexions des dalles en considérant le système d'étalement comme infiniment rigide;
- Développer une méthode de modélisation par éléments finis pour analyser les déflexions des dalles en considérant le système d'étalement comme déformable;
- Étudier l'influence de la rigidité du système d'étalement/ré-étalement sur l'évolution de la défexion;

L'étude se concentre principalement sur les dalles bidirectionnelles et plus spécifiquement les planchers-dalles.

### **0.4 Méthodologie**

Pour atteindre ces objectifs, la méthodologie suivie est regroupée en quatre chapitres :

- Le chapitre 1 présente une revue de littérature regroupée par thèmes qui abordent différents aspects de la phase de construction ainsi que les manquements observés. Cette revue met particulièrement l'accent sur les systèmes de construction des bâtiments multi-étages en béton armé, l'évaluation des charges de construction, l'étude des déflexions des dalles bidirectionnelles en béton armé et les exigences réglementaires en matière de calcul des déflexions des dalles;
- Le chapitre 2 présente les méthodes de modélisation développées pour l'étude du comportement charge/déformation du système dalle –étalement/ ré-étalement pendant la phase de construction. Deux modèles sont proposés : un modèle dans lequel le système

d'étalement est considéré comme infiniment rigide et un modèle dans lequel la rigidité du système d'étalement est prise en compte;

- Le chapitre 3 présente la validation des méthodes de modélisation proposées. Les modèles développés au chapitre deux sont appliqués aux études de cas réelles avec enregistrement des mesures des forces/déformations sur les chantiers réalisés par d'autres auteurs dans la littérature pour sa validation;
- Le chapitre 4 présente une étude paramétrique de l'influence de la rigidité du système d'étalement sur l'évolution des déflexions pendant la phase de construction jusqu'à cinq ans après la construction de l'ouvrage. À partir de cette étude, quelques critères pratiques pour la prise en compte des charges de construction dans le dimensionnement de la structure sont proposés.

## **CHAPITRE 1**

### **REVUE DE LITTÉRATURE**

#### **1.1 Introduction**

Ce chapitre présente une revue de littérature des systèmes d'étalement généralement utilisés dans la construction des bâtiments multi-étages en béton armé et les méthodes élaborées pour l'évaluation des charges et les déformations du système dalle/étalement pendant la phase de construction. La section 1.2 présente les trois principaux systèmes d'étalement utilisés, leurs avantages et leurs inconvénients. La section 1.3 définit les charges de construction et présente les méthodes d'évaluation proposées par différents auteurs. La section 1.4 présente les bases d'évaluation des déflexions dans les dalles bidirectionnelles et les méthodes élaborées pour analyser les déflexions pendant la phase de construction. Pour finir, la section 1.5 donne un aperçu des exigences réglementaires par rapport aux déflexions des dalles dans les bâtiments.

#### **1.2 Construction des bâtiments multi-étages en béton armé**

Construire un bâtiment multi-étages en béton armé implique très souvent l'étayage successif de plusieurs niveaux de dalles. En effet, lorsque le béton est nouvellement coulé, sa résistance ne lui permet pas de supporter son poids propre encore moins celui d'un étage qui sera coulé au-dessus. Plusieurs niveaux d'étalements peuvent alors être requis pour une répartition appropriée et sécuritaire de la charge de la dalle nouvellement coulée aux niveaux inférieurs. Dans la pratique, il existe plusieurs systèmes d'étalement dont les trois principaux sont : 1) l'étalement successif; 2) l'étalement successif avec décoffrage partiel; 3) l'étalement/réétalement (Buitrago, Adam, et al., 2018).

### 1.2.1 Le système d'étalement successif

L'étalement successif consiste à étayer successivement plusieurs niveaux et à décoffrer le niveau d'étalement le plus bas une fois que la dalle au-dessus a atteint une résistance suffisante pour supporter son poids propre ainsi que la charge transmise par les niveaux supérieurs étayés. La figure 1.1 présente le principe de l'étalement successif en utilisant un schéma à 2 niveaux d'étalements successifs.

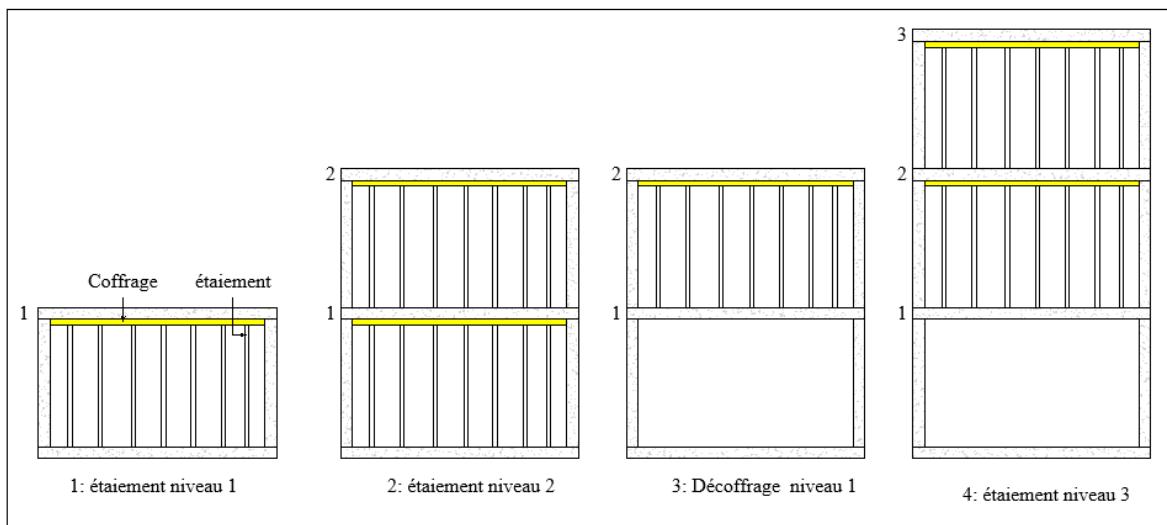


Figure 1.1 Principe étalement successif : Système à deux niveaux étayés successivement

Le principal avantage de ce système est qu'il laisse assez de temps au béton pour acquérir ou s'approcher de sa résistance caractéristique avant son chargement. En plus, il est très facile à mettre en œuvre et ne nécessite pas une très grande expertise. Cependant, c'est le système le moins économique ; il faut autant d'ensembles d'étais et de coffrage que le nombre de niveaux étayés successivement. Ce qui peut représenter un coût considérable et freiner la vitesse de construction. En outre, plus il y a des niveaux reliés, plus la charge transmise aux dalles inférieures est importante et donc demande des caractéristiques résistantes plus élevées.

### 1.2.2 Le système d'étalement successif avec décoffrage partiel

Le principe de l'étalement avec décoffrage partiel est le même que celui de l'étalement successif. Cependant, on admet que quelques jours après le coulage de la dalle, cette dernière acquiert assez de résistance pour supporter une partie de son poids propre et les charges de la dalle du niveau supérieur. Ainsi, plus de la moitié du coffrage peut être enlevée et utilisée pour le coffrage du niveau supérieur. La figure 1.2 présente le principe de l'étalement avec décoffrage partiel pour un système à deux niveaux d'étalements.

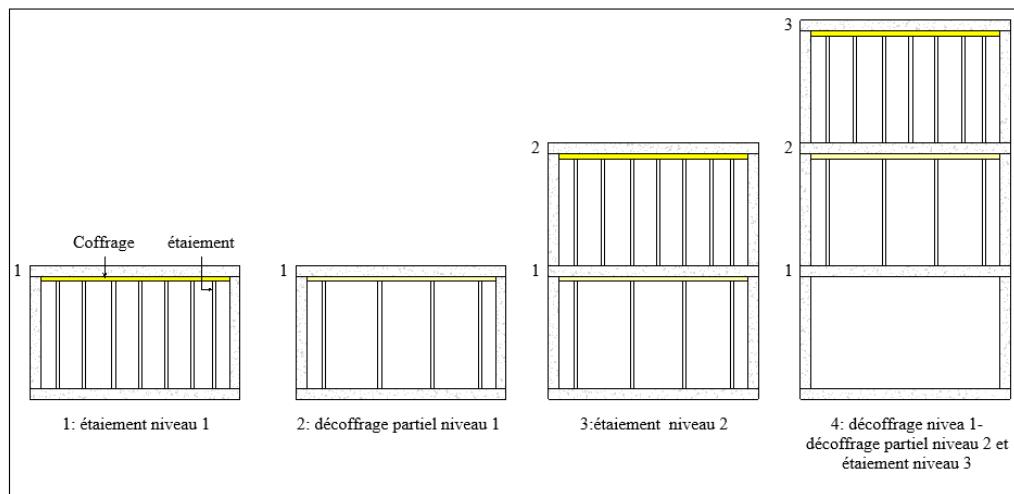


Figure 1.2    Principe étalement successif avec décoffrage partiel : Système à un niveau étayé et un niveau partiellement décoffré

En plus de permettre une récupération partielle du coffrage, une modélisation par éléments finis a montré que ce système est le moins préjudiciable pour le comportement à long terme (déflexion) des dalles (Alvarado et al., 2018). Cependant, très peu d'études sont réalisées pour ce type de système (Buitrago, Adam, et al., 2018). En effet, cette méthode requiert une grande technicité pour disposer le coffrage de façon à démonter une partie sans causer de préjudice sur le reste. En plus, il n'est pas toujours évident de prévoir les zones qui pourront être décoffrées ultérieurement. Par ailleurs, la réduction des étais entraîne une redistribution des charges sur les étais ce qui peut causer le poinçonnement de la dalle si une vérification à l'état ultime appropriée n'est pas effectuée.

### 1.2.3 Le système étalement/ré-étalement

Le système étalement/ré-étalement consiste à décoffrer totalement une dalle nouvellement coulée pour ensuite replacer d'autres étais (ré-étalement) avant de couler le niveau supérieur. Avec cette technique, on suppose qu'après un certain temps, défini comme le cycle de décoffrage, la dalle nouvellement coulée a atteint une résistance suffisante pour supporter son poids propre. Ainsi, lorsque les étais sont retirés, la dalle fléchit sous son poids propre et se supporte elle-même. De ce fait, à leur insertion, les étais de ré-étalement ne supportent aucune charge et servent uniquement à la transmission de la charge du niveau qui sera coulé ultérieurement. La figure 1.3 présente le principe de ce système pour un système avec un niveau étayé et un niveau réétayé.

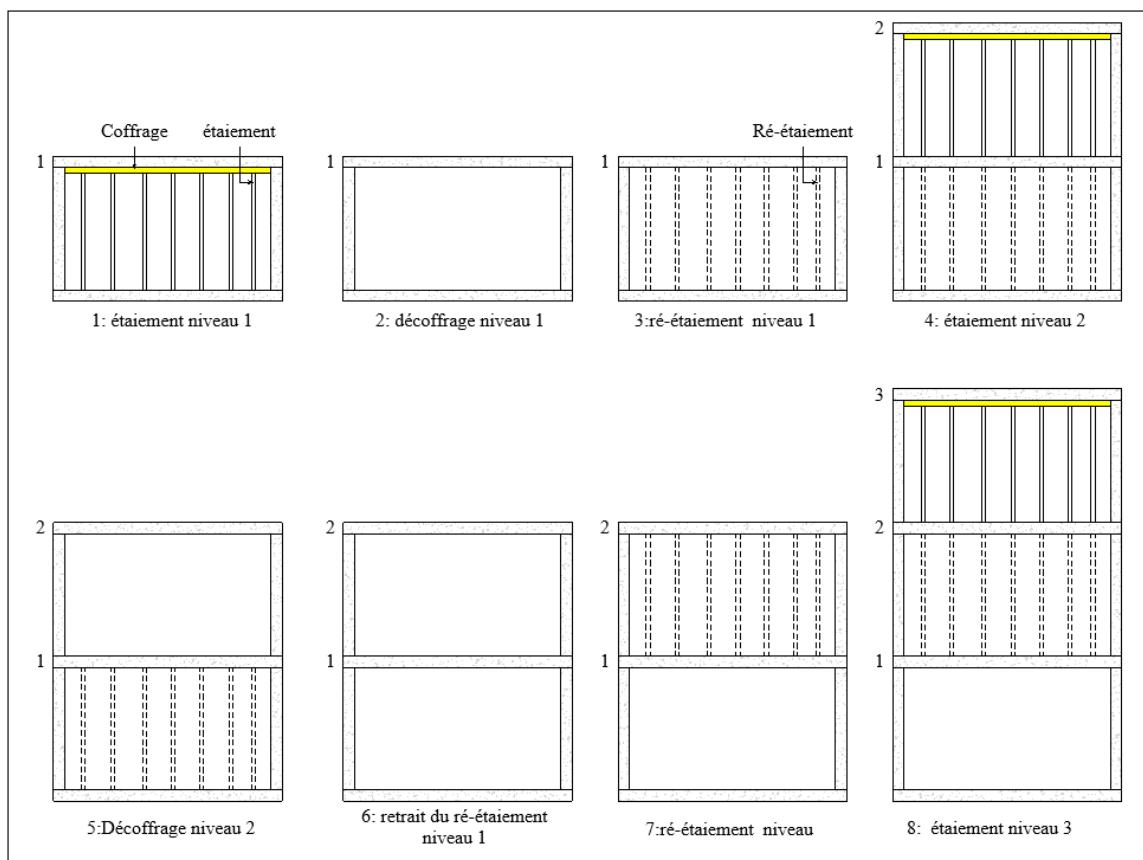


Figure 1.3 Principe étalement ré-étalement : Système à un niveau étayé et un niveau réétayé

Pour des raisons économiques, le système étalement ré-étalement est le plus utilisé dans la construction (ACI Committee 347, 2017). En plus de permettre de récupérer totalement le coffrage d'un niveau à l'autre, l'évaluation des charges par les méthodes analytiques, numériques et expérimentales montre que ce système transmet le moins de charges aux dalles inférieures et la charge maximale supportée par les étais n'est jamais supérieure au poids propre d'une dalle, contrairement aux autres systèmes (Alvarado, Calderón, Gasch, & Adam, 2010); ce qui peut conduire à réduire le nombre d'étais pour le ré-étalement. Un critère également très important dans la construction des bâtiments en béton armé est la vitesse de production, il est important que les travaux se déroulent le plus vite possible pour mettre en service l'ouvrage et avoir le retour sur investissement. À cet effet, le système étalement/ré-étalement nécessitant très peu de niveaux interconnectés pour transmettre les charges (ACI Committee 347, 2017), laisse de l'espace aux autres corps de métiers pour travailler après le gros œuvre, ce qui peut constituer un gain en temps important.

Cependant, ce système est le plus préjudiciable pour la défexion à long terme des dalles (Alvarado et al., 2018). En effet, le fait de permettre à la dalle de supporter son poids propre très tôt entraîne des déflexions importantes à long terme du fait du fluage du béton. La défexion de la dalle est donc la principale composante à maîtriser lorsque le système ré-étalement / étalement est envisagé.

### **1.3 Évaluation des charges de construction**

#### **1.3.1 Les charges de construction**

Les charges de construction peuvent être définies comme l'ensemble des charges résultant des activités de construction appliquées sur une structure en cours d'exécution ou une structure temporaire (ASCE/SEI 37-14, 2015). La norme CSA S269-16 (CSA GROUP, 2016) dans son article 5 définit les charges appliquées aux structures temporaires. Ces charges sont soit gravitaires, soit latérales ou les deux simultanément.

### **1.3.1.1 Les charges verticales**

Les charges gravitaires comprennent :

- Le poids du béton nouvellement coulé qui ne supporte pas encore son poids propre ;
- La charge vive de construction : elle comprend le poids des travailleurs, la charge des équipements et les charges d'impacts produits par les opérations de coulage. Cette charge est à considérer uniquement pendant le coulage d'une dalle et il est recommandé de considérer cette charge comme statique. Pour la norme CSA S269-16, la charge vive minimale doit être de 3,1kPa lorsque le matériel de coulage est motorisé et de 1,9kPa sinon; tandis que pour la norme ACI 347.2R-17, la charge vive de construction minimale doit être soit 4,8kPa ou de 2,8kPa selon que le matériel de coulage est motorisé ou non;
- Le poids propre du coffrage. Ce dernier ne doit pas être inférieur à 0,48kPa ;
- Les charges dues aux conditions particulières pouvant se présenter durant la construction, comme le coulage asymétrique du béton, les impacts, les soulèvements, les charges concentrées et la pression supplémentaire due aux pompages du béton;
- Les charges dues aux matériaux et matériels stockés, aux modifications ou aux réparations du bâtiment ou d'autres structures;
- Les charges des ouvrages provisoires dus aux travaux de post-tension;
- Les charges cumulées en raison de la méthodologie et du déroulement des activités de construction.

### **1.3.1.2 Les charges latérales**

Les charges latérales comprennent :

- La plus grande valeur entre la charge due au vent, 2% de la charge totale gravitaire, 1,46kN/ml de longueur de la dalle et toute autre charge due aux conditions environnementales;
- Les charges latérales dues aux charges verticales si elles sont appliquées aux éléments inclinés;

- Toute autre charge calculée ou raisonnablement anticipée à laquelle l'ouvrage pourrait être soumis;
- Les effets différés du béton : déformations thermiques, retrait et fluage

Ces charges dépendent essentiellement de la zone dans laquelle le bâtiment est construit, la saison et la durée du projet. Par ailleurs, les charges latérales sont plus préjudiciables pour le système de coffrage et n'ont que très peu d'impact sur la défexion de la dalle. De ce fait, en dehors des effets du fluage, nous nous intéressons particulièrement à la transmission des charges gravitaires dans la suite du travail.

### **1.3.2 Répartition des charges pendant la construction : La méthode simplifiée**

Au fil des années, de nombreuses méthodes comprenant les modèles analytiques, les méthodes expérimentales et les méthodes numériques ont été élaborées pour l'évaluation des charges gravitaires pendant la phase de construction. Parmi ces méthodes, la plus connue et la plus répandue est celle développée par Grundy et Kabaila (1963) qui a reçu plus tard le nom de méthode simplifiée. Cette méthode permet de déterminer à chaque étape de la construction, la proportion des charges supportée par les dalles et les étais. Cette méthode est basée sur quatre principales hypothèses :

- Les dalles ont un comportement élastique, ainsi, les effets du fluage et du retrait peuvent être négligés ;
- La fondation est infiniment rigide ;
- La rigidité des étais est infinie comparée à la rigidité des dalles ;
- La distribution des étais est telle que les charges transmises peuvent être considérées comme uniformément réparties.

Ces hypothèses impliquent que les charges sont entièrement transmises aux fondations tant que le niveau le plus bas des étalements est relié à la fondation d'une part et d'autre part que la charge d'une dalle nouvellement coulée est répartie proportionnellement entre les dalles du système de support lorsque les étais ne sont plus reliés à la fondation. En effet, les étais étant

infiniment rigide, seules les dalles sont susceptibles de se déformer et ces dalles ayant la même rigidité, par principe d'association des rigidités en parallèle, cette déformation sera identique pour toutes les dalles et donc la proportion des charges reprise par chacune d'elles sera identique.

Pour évaluer les charges dans la phase de construction, Grundy et Kabaila (1963) ont défini un facteur R, nommé rapport de charge, désignant le rapport entre la charge supportée par la dalle (ou les étai)s) et le poids propre de la dalle.

$$R = \frac{\text{charge appliquée sur la dalle (ou sur les étai)s)}}{\text{poids propre de la dalle}} \quad (1.1)$$

La figure 1.4 présente un exemple de détermination du facteur R pour un schéma de construction à trois niveaux d'étalement successifs avec un cycle de coulage de sept jours.

Le principe de détermination des facteurs de charge est le suivant :

Entre le 1<sup>er</sup> et le 21<sup>e</sup> jour, les charges sont entièrement transmises à la fondation par l'intermédiaire des étai)s successifs. Les dalles ne supportent alors aucune charge ( $R = 0$ ). Le rapport de charge dans les étai)s est de 1, 2 et 3 du haut vers le bas.

Au 26<sup>e</sup> jour, les étai)s reliés à la fondation sont retirés ; les dalles subissent une déformation instantanée (comportement élastique) sous l'effet de leur poids propre ; les étai)s étant infiniment rigide, cette déformation est la même pour les dalles reliées et elles supportent donc chacune une charge égale à son poids propre ( $R = 1$ ) et les étai)s ne supportent aucune charge ( $R_{sh} = 0$ ).

Au jour 28, lorsque la nouvelle dalle est coulée, elle ne supporte aucune charge ( $R = 0$ ) ; sa charge est redistribuée proportionnellement aux dalles inférieures interreliées, car elles sont supposées avoir la même rigidité et les étai)s infiniment rigides. Cette proportion de charges vient donc s'ajouter à leur poids propre ( $R = 1 + 1/3 = 1.33$ ). Le rapport de charge dans les étai)s est de 1, 0,67 ( $1 - 1/3$ ) et 0,33 ( $1 - 2/3$ ) du haut vers le bas. Lorsqu'au jour 33, on

enlève les étais du niveau le plus bas, la charge qu'ils transmettaient (0.33) est redistribuée proportionnellement (0.11) aux niveaux supérieurs. Ce qui augmente une fois de plus les charges dans les dalles.

Ce processus est itératif jusqu'à l'obtention d'une configuration identique à la précédente. On dit alors que le système a convergé.

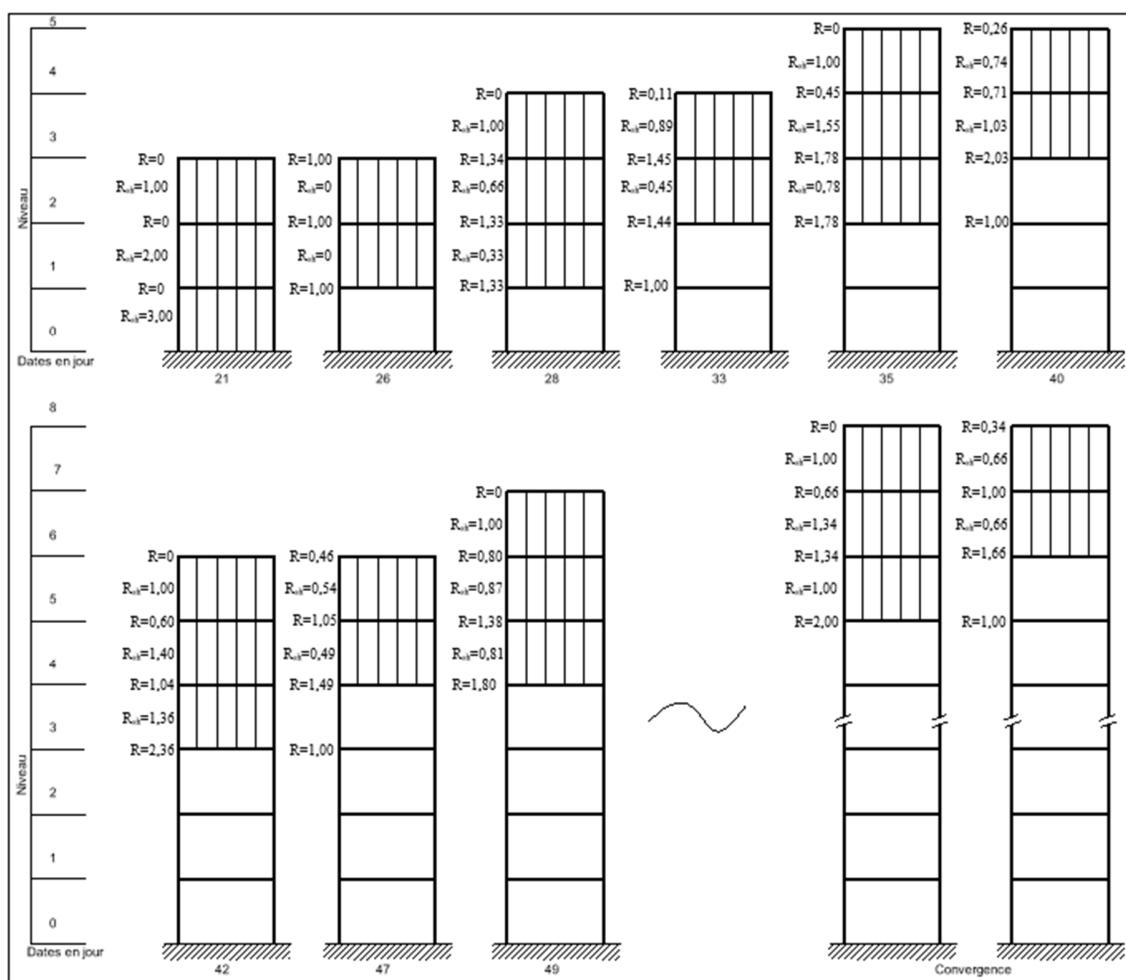


Figure 1.4 Exemple d'évaluation des rapports de charge par la méthode simplifiée pour un système à trois niveaux d'étalement successif

Tirée et adaptée de Grundy & Kabaila (1963, p.4)

Par ailleurs Grundy et Kabaila (1963) ont refait l'expérience avec les dalles ayant des rigidités variables pour prendre en compte l'augmentation de la rigidité avec l'âge du béton. Les résultats obtenus montraient que la distribution des charges était plutôt proportionnelle à la flexibilité de chaque dalle qui est fonction du module d'élasticité du béton de la dalle. Cependant, cette variation n'était pas très significative comparée aux résultats obtenus en supposant une rigidité constante. Compte tenu de la difficulté de la mise en œuvre du calcul avec une rigidité variable, ils ont conclu qu'il était préférable de considérer une rigidité identique pour les dalles.

### **1.3.3 Méthode simplifiée appliquée au système étalement ré-étalement**

La méthode simplifiée a été développée pour les systèmes à étalement successifs. Du fait de l'hypothèse de la rigidité infinie des étais, cette méthode est difficilement applicable au système avec décoffrage partiel, cependant, elle peut être appliquée pour les systèmes étalement/ré-étalement, pour autant qu'on s'assure que les ré-étalements ont une assez grande rigidité comparée à celle des dalles. De ce fait, Agarwal & Gardner (1974) ont extrapolé la méthode au système étalement/ré-étalement en adoptant les mêmes hypothèses. Ils admettent que, parce que la dalle a subi sa déformation instantanée avant la mise en place du ré-étalement, les étais de ré-étalement ne supportent pas de charges à leur insertion et ne supportent de charges qu'au coulage d'une nouvelle dalle. Une étude expérimentale a ensuite été menée sur une étude de cas réel et les résultats ont montré une bonne corrélation. À la suite des essais expérimentaux, ils ont trouvé une bonne cohérence avec les résultats prévus par la méthode analytique (Agarwal & Gardner, 1974).

Cette méthode est considérée comme une extrapolation de la méthode simplifiée, mais pour des raisons de simplification, nous la désignerons tout simplement comme la méthode simplifiée dans le cadre de ce mémoire; le terme extrapolé sera sous-entendu, car le système étudié est le système étalement/ré-étalement ;

### **1.3.4 Autres modèles de répartition des charges de construction**

Plusieurs autres auteurs ont étudié l'impact de la prise en compte des hypothèses de la méthode simplifiée dans la répartition des charges de construction. Les études portant sur la prise en compte de la rigidité relative des dalles et le fluage du béton donnent de bonne corrélation entre les résultats prédis par la méthode simplifiée avec des erreurs variant de 5% à 10% (Liu, Chen, & Bowman, 1985; Buitrago, Adam, et al., 2018; Aguinaga-Zapata & Bazant, 1986). Cependant, les études portant sur la prise en compte de la rigidité du système d'étalement montrent qu'en général, la rigidité du système d'étalement a une influence significative sur la répartition des charges. Les points ci-après regroupent par ordre chronologique les principales études menées à ce sujet.

#### **1.3.4.1 Stivaros et Halvorsen (1991, 1992)**

Stivaros & Halvorsen (1991, 1992) ont développé une méthode numérique pour l'analyse des charges de construction en utilisant des modèles 2D. La répartition des efforts a été faite en utilisant la méthode des portiques équivalents. Il a été conclu que la rigidité du système d'étalement peut avoir un impact très significatif sur la répartition des charges de construction. Il a également été conclu que l'effet de la rigidité peut varier selon le type d'étalement, le schéma de construction et l'individualité de la structure elle-même. Et de ce fait, il n'est pas possible d'établir des coefficients standard de distribution valide pour les cas où les éléments compressibles sont utilisés. Chaque construction individuelle requiert une analyse séparée et rigoureuse pour déterminer les charges de construction.

#### **1.3.4.2 Beeby (2001)**

L'école d'ingénierie de l'Université de Leeds a été engagée par le Building Research Establishment (BRE) pour relever les charges et les déflexions dans le système dalle-étalement-ré-étalement pendant la phase de construction d'un bâtiment de sept étages en béton armé appartenant à l'European Concrete Building Project (ECBP). À la suite de ces relevés, une série d'études a été réalisée pour analyser différents aspects des charges de construction et

du fonctionnement du système pendant la phase de construction (Beeby, 2001a), (Beeby, 2001b). Ces études ont conduit à l'élaboration d'un guide de bonnes pratiques pour les bâtiments à ossature en béton in situ (ECBP, 2001).

Les études ont conclu que la charge reprise par le ré-étalement est significativement inférieure à la charge qui est généralement considérée dans la littérature. Ce qui implique une reprise des charges plus importantes par les dalles de la structure. Les études semblent également suggérer que l'utilisation de plus d'un niveau de ré-étalement n'a que peu d'importance. Cependant, la durée du cycle de coulage n'étant pas précisée, cette dernière peut avoir eu une importance dans le gain en résistance du béton et donc une diminution de la charge transmise au ré-étalement. Il a également été noté que la force dans le ré-étalement varie dans le temps bien qu'aucune opération majeure n'ait été effectuée. Ceci a été attribué non seulement à la variation de la charge reprise par la dalle du fait de l'augmentation de sa résistance, mais aussi à la variation de température.

#### **1.3.4.3 De Almeida Prado, Silva Correa et Ramalho (2003)**

De Almeida Prado, Silva Correa, et Ramalho (2003) ont développé une méthodologie pour l'évaluation des charges de construction basée sur une analyse séquentielle en utilisant un modèle par éléments finis. La méthodologie prend en compte le schéma de construction complet en intégrant l'ajout progressif des dalles et donc simule la structure avec le système d'étalement approprié. L'analyse séquentielle se fait en modélisant séparément chaque phase de construction, et de ce fait, les paramètres comme l'effet du retrait du coffrage et du coulage d'un nouveau niveau ne sont pas pris en compte et la reproductivité dans un cas pratique peut s'avérer inefficace. À partir de la modélisation par éléments finis, les auteurs ont proposé une méthode analytique approximative. Il a été montré que les résultats de cette méthode approximative concordent pour certains cas et divergent pour d'autres, ce qui ne la rend que très peu exploitable.

#### **1.3.4.4 Monette (2007)**

Monette (2007) a proposé de mettre en œuvre une méthode améliorée par rapport à la méthode simplifiée pour déterminer la répartition des charges dans le système étalement/ré-étalement tout en maintenant la facilité d'utilisation et la praticabilité de la méthode simplifiée. Les hypothèses considérées dans la méthode sont essentiellement opposées aux hypothèses de la méthode simplifiée, car l'auteur suppose que pris séparément, les suppositions pourraient ne pas avoir un impact significatif sur la répartition des charges, mais pris ensemble, ils pourraient avoir une influence significative. Il se sert d'un logiciel par éléments finis (LuCAS) pour déterminer les matrices de rigidité de la dalle au droit de chaque étalement. Ensuite, un ensemble d'équations sont développées pour décrire les relations entre les charges appliquées par les étais et les charges supportées par les dalles et les ré-étalements (en prenant compte la rigidité de la dalle et de l'étalement).

Les principales conclusions de la méthode proposées sont résumées comme suit: le fait de négliger la rigidité élastique du ré-étalement surestime grandement la charge dans le ré-étalement pour toutes les dalles étudiées et, donc, sous-estime la charge dans la dalle la plus jeune du système support (dalle en dessous de l'étalement). Cette sous-estimation est d'autant plus grande lorsque la rigidité des étais de ré-étalement diminue.

#### **1.3.4.5 Calderón, Alvarado, et Adam (2011)**

Calderón, Alvarado, et Adam (2011) ont proposé une méthode analytique d'évaluation des charges de construction basée sur la méthode simplifiée en intégrant la rigidité du système d'étalement et la rigidité relative des dalles. En supposant que les dalles ont un comportement élastique, les déformations sont linéaires et proportionnelles à la rigidité de l'élément considéré. De plus avec l'hypothèse de charges uniformément réparties, la déformation moyenne des dalles coïncide avec celle des étais. Les principes élastiques peuvent alors être utilisés pour déterminer la proportion des charges reprise par chaque dalle. La principale difficulté de cette méthode réside dans la détermination de la rigidité de la dalle à chaque instant. Les auteurs ont proposé d'utiliser le déplacement moyen pour déterminer la rigidité en

se basant sur la méthode du portique équivalent. L'application de cette méthode leur a fourni une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux, à savoir, plus le système est rigide, plus le rapport de charge est proche du rapport proposé par la méthode simplifiée et inversement.

De ces études, il apparaît essentiel de considérer chaque système d'étalement et d'évaluer l'influence de la rigidité avant de juger de l'applicabilité ou non de la méthode simplifiée. De ce fait, dans le modèle proposé, nous étudierons le système en considérant le système d'étalement comme infiniment rigide d'une part, et en considérant la rigidité du système d'autre part.

## 1.4 Déflexion des dalles bidirectionnelles

### 1.4.1 Bases de calcul de la déflexion dans les dalles bidirectionnelles

La nature tridimensionnelle des dalles bidirectionnelles, le degré de fissuration et les propriétés dépendantes du temps du béton rendent difficile le calcul des déflexions dans la dalle en général et pendant la phase de construction en particulier. La déflexion d'un élément en béton, à un instant donné, est la combinaison de la déflexion instantanée (élastique) due aux charges appliquées et la déflexion différée due aux effets différés tels que le fluage et le retrait du béton.

Pour simplifier l'analyse de la déflexion, il est usuel d'évaluer indépendamment les différentes déflexions et d'utiliser le principe de superposition pour déterminer la déflexion totale. Ainsi, à un instant donné, la déflexion de la dalle  $\Delta(t)$  peut donc être exprimée comme la somme de la déformation instantanée  $\Delta_i(t)$  et la déformation à long terme  $\Delta_{cr}(t)$ .

$$\Delta(t) = \Delta_i(t) + \Delta_{cr}(t) \quad (1.2)$$

#### 1.4.1.1 Calcul de la déflexion instantanée

Pour le calcul de la déflexion instantanée, la théorie classique des plaques élastiques basée sur l'isotropie des plaques et des petites déformations est utilisée. La déflexion à un point ( $x, y$ ) peut être déterminée par l'équation (ACI Committee 435, 2000):

$$\frac{\delta^4 \Delta}{\delta x^4} + \frac{2\delta^4 \Delta}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 \Delta}{\delta y^4} = \frac{w}{D} \quad (1.3)$$

Où :

$\Delta$  = Déflexion au point ( $x, y$ ) ;

$w$  = Charge verticale ;

$D$  = Rigidité en flexion de la plaque;

$$D = \frac{EI}{1 - v^2} = \frac{Eh^3}{12(1 - v^2)} \quad (1.4)$$

$h$  = Hauteur de la plaque ;

$v$  = Coefficient de poisson ;

$E$  = Module d'élasticité.

Les solutions de cette équation différentielle pour un certain nombre de plaques ont été cataloguées par Timoshenko et Woinowsky –Krieger (Graham & Scanlon, 1984). Cependant, pour les dalles bidirectionnelles continues, l'effet de continuité doit être pris en compte en utilisant les techniques de structure indéterminée. Une autre alternative est de proposer les solutions rapprochées en répartissant les moments à l'aide des coefficients.

Des alternatives analytiques sont également possibles pour le calcul de la déflexion des dalles bidirectionnelles en subdivisant la dalle en bandes assimilable à des poutres pour lesquelles le calcul de la déflexion est plus facile. Il s'agit par exemple de la méthode des portiques équivalents qui consiste à assimiler la dalle à un système de portiques continus centrés sur les colonnes dans les deux directions. Cette méthode est normalisée par la CSA A23.3-19. Ou encore de la méthode d'analogie des poutres croisées pour la détermination de la déflexion au

centre d'un panneau de dalle. Cette méthode consiste à diviser le panneau en un système de poutres orthogonal : une bande centrale de largeur unitaire suivant la plus petite dimension de la dalle ( $l_2$ ) reposant sur deux bandes de colonnes suivant la plus grande direction de la dalle ( $l_1$ ) (figure 1.5).

Pour chacune des bandes, la déflection instantanée est déterminée par (Motter et Scanlon, 2018) :

$$\Delta_i(t) = \frac{k}{384} \frac{\Delta w(t) * l^4}{E_c(t) * I_e} \quad (1.5)$$

Où :

$\Delta w(t)$  la variation de charge à un instant t,

$l$  la portée de la poutre

$E_c(t)$  le module d'élasticité du béton à l'âge t,

$I_e$  Le moment d'inertie effectif de la poutre qui tient compte de la fissuration du béton (zone tendue négligée). L'expression de  $I_e$  est donné dans la section 1.4.2, équation (1.17).

$k$  est un facteur correcteur qui tient compte des conditions aux limites. Il est donné par (Motter & Scanlon, 2018).

$$k = k_{BC} \cdot k_{DP} \cdot k_{WF} \cdot k_{SS} \quad (1.6)$$

Où :

$k_{BC}$  est le facteur qui tient compte des conditions aux limites du panneau considéré :  $k_{BC} = 5$  pour une poutre simplement appuyée, 2 pour une bande continue sur un côté, 1.4 pour bande continue sur les deux côtés et 1 pour une bande encastrée aux deux appuis ;

$k_{DP}$  est applicable uniquement pour la bande colonne, il tient compte de la présence des panneaux de retombées (Drop Pannel) ; il vaut 1 lorsqu'il n'y a pas de panneau de retombée et 1/1.35 lorsqu'il y en a;

$k_{WF}$  est le facteur qui tient compte de la largeur de la dalle. En effet, bien que le système ait été divisé en deux, il est important de tenir compte de l'effet bidirectionnel du panneau. Ce facteur est égal à 1 pour la bande centrale et  $(l_1/2)/(l_1 - l_2/2)$  pour la bande colonne ;

$k_{ss}$  est le facteur de distribution du moment d'inertie, dont les valeurs recommandées sont de 1.35 pour la bande colonne et 0.65 pour la bande centrale.

Ayant les déflexions pour la bande colonne ( $\Delta_c$ ) et la bande centrale ( $\Delta_m$ ), la défexion à mi-portée de la dalle ( $\Delta_{mp}$ ) est obtenue par :

$$\Delta_{mp} = \Delta_c + \Delta_m \quad (1.7)$$

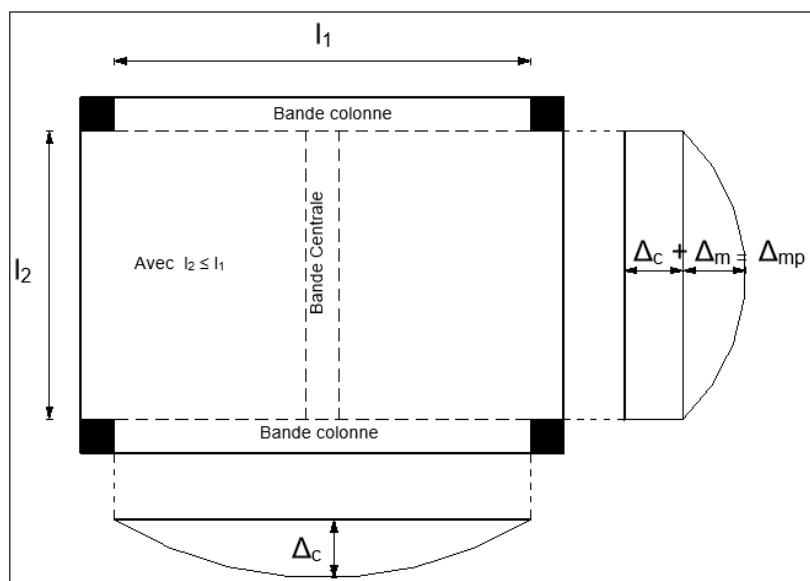


Figure 1.5 Déflexion dans les dalles bidirectionnelles selon la méthode d'analogie des poutres croisées

Pour finir, les méthodes par éléments finis proposent une approche plus générale du calcul de la défexion des dalles à partir d'un logiciel de modélisation par éléments finis. La plaque est subdivisée en sous-régions appelées « éléments » à partir d'un maillage. Dans chaque élément, le déplacement transversal est exprimé en fonction d'un nombre fini de degrés de liberté spécifié aux nœuds des points du maillage donnant ainsi une approximation de la fonction déplacement qui est continue. Plus le maillage est fin, plus la solution rapprochée est proche de la solution exacte. Sur la base de l'équation différentielle des déplacements donnée à l'équation 1.3 et des relations contraintes-déformations, la matrice de rigidité de l'élément est

déterminée et la matrice de rigidité de la dalle entière obtenue par assemblage des sous-matrices. La solution des déplacements est finalement obtenue en utilisant une technique d'analyse matricielle standard.

Les analyses par éléments finis sont les méthodes les plus précises pour évaluer la défexion dans la dalle (ACI Committee 435, 2000). Cependant, la plupart des programmes de calcul disponibles procèdent par une analyse élastique linéaire. Pour prendre en compte les effets de la fissuration, il est nécessaire de procéder à une réduction de coefficient de la matrice de rigidité en flexion de la dalle.

#### 1.4.1.2 Calcul de la défexion différée

Les principaux facteurs contribuant à la défexion différée dans le béton sont le fluage et le retrait. Le fluage se définit comme le phénomène d'augmentation de la déformation avec le temps lorsque la contrainte est maintenue constante tandis que le retrait est la diminution du volume du béton due au séchage. Dans ce mémoire, nous considérons uniquement les déformations différées dues au fluage car elles sont directement liées au chargement.

Les approches recommandées par les normes pour prendre en compte les déflexions dues aux effets différés sont basées sur la multiplication de la défexion instantanée par un facteur appelé facteur multiplicateur à long terme. Par exemple, Pour obtenir la défexion totale,  $\Delta_t$  (déflexion instantanée plus les déflexions différées à long terme) des pièces travaillant en flexion, l'article 13.2.7 de la norme CSA A23.3-19 traitant du calcul des déflexions des dalles bidirectionnelles recommande de calculer la défexion totale en multipliant la défexion instantanée exercée par les charges soutenues,  $\Delta_i$ , par le facteur multiplicateur  $\tau_s$  donné par (CSA GROUP, 2019, équation 9.5) :

$$\tau_s = 1 + \frac{s}{1 + 50\rho'} \quad (1.8)$$

La déflexion totale peut donc être déterminée par :

$$\Delta = \tau_s \Delta_i = \left(1 + \frac{s}{1 + 50\rho'}\right) \Delta_i \quad (1.9)$$

Où :

$\rho'$  est le pourcentage d'acier comprimé ( $A'_s/bd$ ) à mi-porté pour les travées simples et continues, et à l'appui pour les travées en porte à faux;

$s$  est un facteur dépendant du temps pour les charges soutenues, dont les valeurs varient entre 1 et 2 suivant la durée d'application des charges sur le béton lorsqu'il a atteint l'âge de 28 jours.  $s = 2$  pour les charges soutenues pendant cinq ans ou plus;  $s = 1,4$  pour les charges soutenues pendant 12 mois;  $s = 1,2$  pour les charges soutenues pendant 6 mois et  $s = 1,0$  pour les charges soutenues pendant trois mois.

Si les charges sont appliquées entre 7 et 28 jours, la déflexion totale obtenue ci-dessus doit être multipliée par le facteur :

$$[1,6 - 0,6(t - 7)/21] \quad (1.10)$$

Où  $t$  est l'âge du béton en jours au moment de l'application de la charge.

Ce double calcul n'est pas pratique pour l'application au calcul séquentiel pendant la phase de construction. Par ailleurs, les charges appliquées avant le septième jour ne sont pas prises en compte dans la méthode de calcul, pourtant, on peut avoir affaire à des cycles de construction de trois jours.

Pour le calcul spécifique de la déflexion différée due au fluage, une autre alternative est présentée dans l'ACI 435. Suivant cette méthode, la déflexion différée due au fluage du béton est basée sur la détermination d'un coefficient multiplicateur à long terme  $\lambda$  défini comme le

rapport entre la déflexion instantanée et la déflexion due au fluage. Ainsi, la déflexion due au fluage  $\Delta_{cr}$  est obtenue par (ACI Committee 435, 2000; Motter & Scanlon, 2018) :

$$\Delta_{cr} = \lambda \Delta_i = K_r \phi(t, t_0) \Delta_i \quad (1.11)$$

Où :

$\Delta_{cr}$  est la déflexion due au fluage;

$\lambda$  est le coefficient multiplicateur à long terme;

$\Delta_i$  est la déflexion instantanée (élastique).

$K_r$  est le facteur correcteur pour la prise en compte de l'axe neutre, pris égal à 0,85;

$\phi(t, t_0)$  est le coefficient de fluage du béton à l'âge  $t$  dû à l'application d'une charge à l'instant initial  $t_0$ . Ce coefficient est défini dans l'ACI 209.2R-08 (ACI Committee 209, 2008) par :

$$\phi(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^{0.6}}{10 + (t - t_0)^{0.6}} \phi_u \quad (1.12)$$

Où :

$\phi_u$  est le coefficient de fluage ultime après une très longue durée de chargement (10 000j) (Paultre, 2019). Il peut prendre des valeurs entre 1,30 et 4,15. Suivant l'ACI 209.2R-08, la valeur moyenne de 2,35 doit être considérée en l'absence de données spécifiques sur les agrégats et le conditionnement. Pour les conditions autres que les conditions standards,  $\phi_u$  doit être modifié par six facteurs correcteurs en fonction des conditions particulières. L'expression devient donc :

$$\phi_u = 2.35 Y_{t_0} Y_{RH} Y_{VS} Y_S Y_\psi Y_\alpha \quad (1.13)$$

Où :

$Y_{t_0}$ ,  $Y_{RH}$ ,  $Y_{VS}$ ,  $Y_S$ ,  $Y_\psi$  et  $Y_\alpha$ , représentent respectivement les facteurs correcteurs qui prennent en compte l'âge du béton au moment d'application de la charge, l'humidité (condition de séchage du béton), le ratio entre le volume et la surface du béton, l'affaissement du béton, le pourcentage des éléments fins et le pourcentage des vides. Les quatre derniers facteurs sont les propriétés intrinsèques du béton utilisé et les deux premiers paramètres sont donnés par :

$$\gamma_{to} = 1,25 t_0^{-0,118} \text{ Pour la cure normale} \quad (1.14)$$

$$\gamma_{to} = 1,13 * t_0^{-0,0094} \text{ Pour la cure accélérée} \quad (1.15)$$

$$\gamma_{RH} = 1.27 - 0.0067H \quad (1.16)$$

Où  $H$  est le pourcentage d'humidité. Ce facteur doit être pris en compte lorsque le pourcentage d'humidité est supérieur à 40%, à défaut considérer qu'il vaut 1.

Bien que cette alternative requière un grand nombre de paramètres, elle reste plus pratique et plus complète. De plus, l'intégration du facteur temps est essentielle lorsqu'il s'agit de l'étude des charges de construction.

#### 1.4.2 Effets de la fissuration

Le degré de fissuration a une influence importante sur la déflexion de la dalle. Les fissures se produisent lorsque le moment appliqué est supérieur au moment critique de la section (moment de fissuration,  $M_{cr}$ ), et elles réduisent la rigidité en flexion de la section en diminuant le moment d'inertie de la section. Pour prendre en compte cette réduction, Branson a défini le concept de moment d'inertie effectif  $I_e$  représentant le moment d'inertie en flexion de la section fissurée. L'expression du moment d'inertie effectif proposée, basée sur les tests sur les poutres simplement appuyées et les poutres continues, est donnée par (Graham & Scanlon, 1984) :

$$I_e = (M_{cr}/M_a)^3 I_g + [1 - (M_{cr}/M_a)^3] I_{cr} \quad (1.17)$$

Où :

$I_e$  est le moment d'inertie effectif de la section;

$I_g$  est le moment d'inertie de la section brute de béton;

$I_{cr}$  est le moment d'inertie de la section fissurée;

$M_a$  est le moment maximum appliqué à la section au moment de calcul;

$M_{cr}$  est le moment de fissuration donné par :

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (1.18)$$

Où :

$y_t$  est la distance entre la fibre la plus tendue et l'axe neutre de la section;

$f_r$  est le module de rupture ou la résistance en traction du béton. Pour le calcul de la déflexion, la CSA A23.3-19 articles 13.2.7 recommande de considérer un module de rupture égale à la moitié du module de rupture du béton donné par (CSA GROUP, 2019, équation 8.3) :

$$f_r = 0.6\lambda\sqrt{f'_c} \quad (1.19)$$

Où  $\lambda$  est le facteur tenant compte du type de béton et vaut 1 pour le béton de type normal.

Pour des raisons de simplification, le moment d'inertie effectif peut également s'exprimer comme une proportion du moment d'inertie de la section brute de béton (Motter, 2009) :

$$I_e = \alpha I_g \quad (1.20)$$

Le coefficient  $\alpha$  désigne le degré de fissuration et dépend des dimensions de la dalle, du ratio de ferraillage et des charges appliquées.

#### 1.4.3 Calcul de la déflexion due aux charges de construction

Une analyse inappropriée des charges de construction peut conduire à des dommages irréversibles. Cependant, le calcul de la déflexion de la dalle pendant la phase de construction a fait l'objet de moins d'intérêt que l'évaluation des charges de construction. Ceci s'explique par les difficultés liées au calcul de la déflexion en intégrant l'évolution des propriétés dépendantes du temps du béton. Les principales études menées sont présentées ci-après.

##### 1.4.3.1 Graham et Scanlon (1984)

Graham et Scanlon (1984) ont proposé un modèle de calcul de la déflexion des dalles soumises à un historique de charge de construction en combinant un modèle par éléments finis pour l'analyse de la déflexion instantanée et un modèle analytique pour le calcul de la déflexion à

long terme. La particularité du modèle proposé est l'intégration dans le logiciel par éléments finis d'une itération pour vérifier l'atteinte du moment de fissuration et modifier le module d'élasticité en conséquence.

La prise en compte de la fissuration se fait à travers un calcul itératif. Au départ, les moments et les déflexions sont calculés en utilisant les matériaux et les propriétés correspondant à l'âge du béton à une séquence de construction déterminée incluant le degré de fissuration (le cas échéant). Une fois que la charge appliquée induit un moment supérieur au moment de fissuration, la dalle devient pré-fissurée pour les étapes suivantes. La prise en compte de la fissuration se fait donc en réduisant les éléments de la rigidité en flexion.

Les composantes entraînant l'évolution de la déflexion à long terme considéré par les auteurs sont le fluage et le retrait du béton. Plutôt que d'utiliser directement le coefficient multiplicateur, le fluage et le retrait sont calculés en utilisant la méthode proposée par l'ACI 209.R-92. Ces déflexions sont ensuite combinées aux déflexions initiales en utilisant le principe de superposition pour obtenir la déflexion à long terme. Pour tenir compte de la non-linéarité de la déformation due aux effets différés. Le principe de superposition est modifié pour les charges négatives en incluant le coefficient de récupération du béton. L'étude a été réalisée en considérant un coefficient de récupération variant de 0.5 à 1.

Les principales limitations du modèle sont la modélisation d'une seule dalle et le changement manuel des propriétés du béton à chaque séquence. De plus, le calcul de la déflexion à long terme n'est pas inclus dans le modèle par éléments finis ce qui rend la méthode peu pratique.

#### **1.4.3.2 Motter et Scanlon (2018)**

Motter et Scanlon (2018) ont développé une méthode analytique d'estimation de la déflexion des dalles bidirectionnelles pendant la phase de construction en se basant sur une évaluation des charges de construction par la méthode simplifiée. Dans la méthode proposée, le calcul de

la déflexion se fait à partir de la méthode d'analogie des poutres croisées. Les propriétés du béton dépendent du temps et la déformation due au fluage est prise en compte.

Cette méthode a permis de mettre en évidence l'importance de prendre en compte des charges de construction et du fluage dans le calcul de la déflexion à long terme du bâtiment. En effet, l'étude montre pour les cas étudiés que les déflexions déterminées en prenant en compte les charges de construction et le fluage sont environ le double des déflexions en considérant le fluage du béton mais pas les charges de construction et quatre fois les déflexions lorsque ni le fluage ni les charges de construction ne sont pris en compte.

Bien que la méthode proposée soit assez simple à implémenter, le calcul de la déflexion en lui-même est empirique et peut conduire à une surestimation de la déflexion. Par ailleurs, l'évaluation des charges étant faite à partir de la méthode simplifiée, l'impact de la rigidité du système et les charges vives de construction ne sont pas pris en compte.

#### **1.4.3.3   Aguinaga-Zapata et Bazant (1986)**

Aguinaga-Zapata & Bazant (1986) ont développé une méthode numérique pour analyser les forces dans le système d'étalement ré-étalement pendant la phase de construction dans le but de déterminer la déflexion à long terme des dalles en prenant en compte le fluage, l'âge du béton et les séquences de construction. Il en est sorti que :

- La prise en compte du fluage se justifie davantage par l'âge du béton au moment d'application des charges de construction que par la durée d'application des charges ;
- L'influence du fluage n'est pas significative lorsqu'il n'y a pas de ré-étalement ;
- L'utilisation pratique de l'étude est la détermination de la déflexion à long terme, car elle est affectée par l'application des charges au béton frais ;

La démarche proposée considère le système d'étalement indéformable et les charges de construction uniformément répartie.

#### **1.4.3.4 Modèles par éléments finis**

Les principales études ayant procédées par une analyse par éléments finis d'une structure pendant la phase de construction sont celles menée par Alvarado, Calderón, Gasch, & Adam (2010) et Alvarado et al.,(2018). L'ensemble des éléments de la structure permanente et de la structure temporaire est modélisé dans un logiciel de simulation par éléments finis. L'objectif principal de l'étude est de déterminer l'influence des charges de construction sur la défexion totale des dalles en béton armé. Pour ce faire, les auteurs ont étudié, pour un bâtiment modèle, l'influence de la défexion à court terme et à long terme pour trois systèmes d'étalement (étalement successif, étalement successif avec décoffrage partiel, et étalement/ré-étalement). Il en est sorti qu'il est essentiel de prendre en compte les charges de construction dans le dimensionnement des structures. De plus, parmi les systèmes étudiés, le plus préjudiciable pour la défexion à long terme est le système étalement/ré-étalement.

Les études modélisent principalement le système avec décoffrage partiel et font une extension pour le système avec étalement/ré-étalement. Par ailleurs, les étapes donnant la démarche suivie pour la modélisation des séquences de construction ainsi que les charges appliquées ne sont pas explicitées, rendant difficile la reproductibilité dans la pratique. L'étude reste tout de même très riche et peut servir de base pour l'élaboration d'une méthodologie systématique pour la modélisation et la simulation de la phase de construction.

### **1.5 Exigences des normes par rapport au calcul des déflexions**

Les prescriptions des normes actuelles (CSA A23.3-19 et ACI 318-19) sur les limitations des déflexions des dalles bidirectionnelles sont basées sur la détermination d'une épaisseur minimale au-dessus de laquelle aucune vérification de la défexion n'est nécessaire. Les équations proposées par les deux normes sont similaires et prennent en compte l'épaisseur et la portée de la dalle, la forme du panneau, les conditions aux limites, la taille des colonnes, la présence des poutres et/ou des panneaux de retombée et le ratio de ferraillage.

Lorsque l'épaisseur minimale requise est respectée, aucune vérification de la déflexion n'est requise. Pour des épaisseurs plus faibles, un calcul des déflexions doit être effectué pour vérifier qu'elles restent inférieures aux limites prescrites en fonction de l'utilisation du bâtiment. Pour ce faire, le calcul de la déflexion se fait en utilisant le moment d'inertie effectif de la section, et le moment de calcul doit tenir compte des surcharges de construction si elles sont connues (CSA GROUP, 2019). La déflexion calculée est ensuite multipliée par le facteur multiplicateur à long terme pour déterminer la déflexion totale de la dalle.

Bien que dans la pratique le respect des épaisseurs minimales conduise généralement à des résultats satisfaisants, il arrive des cas où même en respectant ces conditions, la déflexion totale du bâtiment est supérieure à la déflexion d'utilisation, et ceci est généralement attribué à la non-prise en compte des cycles de construction. Ce qui entraîne des dommages sur les éléments non structuraux et nécessite des mesures correctives entraînant des investissements supplémentaires (Scanlon & Suprenant 2011). En effet, la résistance minimale de fissuration est atteinte pendant le séchage du béton et, par conséquent, cette résistance minimale pourrait bien être atteinte pendant le décoffrage et, donc, induire des déformations plus importantes (Hoover, 1988). De plus, en fonction du schéma de construction, les charges de construction peuvent excéder la charge de service sur une dalle n'ayant pas encore atteint ses caractéristiques de service. Ces deux facteurs peuvent entraîner des déflexions non satisfaisantes pendant la phase de construction conduisant ainsi au non-respect des limitations des normes. D'où l'importance de proposer une méthode pratique à inclure dans la phase de dimensionnement pour analyser la déflexion due aux charges de construction.

## **CHAPITRE 2**

### **MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS DE LA TRANSMISSION DES CHARGES PENDANT LA CONSTRUCTION ET ANALYSE DES DÉFLEXIONS**

#### **2.1 Introduction**

Ce chapitre présente la méthodologie mise en œuvre pour analyser le comportement charge/déformation des dalles bidirectionnelles de la phase de construction jusqu'à l'application de la charge maximale de l'ouvrage. Il présente successivement : les fonctions dépendantes du temps du béton considérées, les modèles d'évaluation des charges de construction considérés, la modélisation du processus de construction et l'implémentation du processus dans un logiciel par éléments finis particulier.

#### **2.2 Hypothèses**

Dans le but d'étudier l'impact de la prise en compte de la rigidité dans les systèmes de coffrage actuels, la méthodologie proposée inclut la modélisation en considérant le système d'étalement/ré-étalement comme indéformable d'une part et, d'autre part, en le considérant comme déformable. Les deux modèles ont les hypothèses communes de base suivantes :

- La dalle a un comportement élastique linéaire avec une rigidité finie qui varie avec le temps ;
- Les colonnes ont un comportement linéaire élastique avec une rigidité finie qui varie avec le temps. Bien que dans le pratique, les colonnes sont coulées quelques jours avant les dalles, nous ne considérerons pas ce décalage dans les modèles ;
- Les fondations sont considérées infiniment rigide ;
- Le ré-étalement ne supporte pas de charge à son insertion;
- Les déformations dues au fluage sont prises en compte ;
- Les déformations dues au retrait ne sont pas prises en compte;

Pour le système avec rigidité des étais considérée comme infinie, les hypothèses additionnelles ci-après sont considérées :

- Le coffrage, les étais d'étalement et de ré-étalement ont une rigidité infinie comparée à celle des dalles;
- Les charges de construction sont considérées comme uniformément réparties;

Pour le système avec la prise en compte de la rigidité du système d'étalement, les hypothèses supplémentaires suivantes sont prises en compte :

- Le coffrage, les étais d'étalement et de ré-étalement ont un comportement élastique linéaire, avec une rigidité finie et fixe;
- Les charges de construction ne sont pas uniformément réparties.

## **2.3 Propriétés des matériaux dépendant du temps**

Pendant la phase de construction, les charges sont appliquées sur le béton avant qu'il n'ait atteint sa résistance de calcul. Afin d'éviter que ces charges ne conduisent à la rupture du système ou qu'elles n'altèrent les conditions de service de l'ouvrage, il est nécessaire d'utiliser les caractéristiques réelles aux âges d'application des charges pour le calcul des déflections. Ces propriétés dépendant du temps sont : la résistance caractéristique du béton, le module d'élasticité du béton et le fluage.

### **2.3.1 Résistance caractéristique du béton**

Le développement de la résistance caractéristique dépend de plusieurs facteurs : le mode de cure (normal ou accélérée), la température et le type de ciment. Le béton coulé et durci dans de forte température développe des résistances plus grandes à 28 jours, mais des résistances plus faibles à long terme, comparé au béton coulé et durci à de faible température (Motter, 2009). Les essais sur les échantillons à un âge donné sont les moyens les plus exacts pour déterminer la résistance développée par le béton. À défaut d'avoir ces mesures, la résistance du béton à un âge  $t$  est donnée par (ACI Committee 209, 2008) :

$$f'_{ct} = \frac{t}{a + b} f'_c \text{ avec } t \leq 28 \text{ jours} \quad (2.1)$$

Où :

$f'_{ct}$  est la résistance du béton à l'âge  $t$ ;

$f'_c$  est la résistance caractéristique du béton à 28 jours;

$a$  et  $b$  sont les coefficients qui dépendent du type de ciment et du mode de cure. Le tableau 2.1 résume les valeurs de ces coefficients.

Tableau 2.1 Facteurs pour le calcul de la résistance caractéristique à  $t$  jours

Tiré de Picard ( 2001, p.40) et ACI Committee 209 (2008, p.21)

Cure normale		Cure accélérée	
Ciment de type 10	Ciment de type 30	Ciment de type 10	Ciment de type 30
$a = 4,00$	$a = 2,30$	$a = 1,00$	$a = 0,70$
$b = 0,85$	$b = 0,92$	$b = 0,95$	$b = 0,98$

### 2.3.2 Module d'élasticité

Le module d'élasticité est étroitement lié à la résistance caractéristique. La valeur utilisée dans le dimensionnement correspond au module sécant  $E_c$  mesuré à une contrainte de  $0,4f'_c$ . Au lieu d'avoir les résultats d'essais obtenus à l'aide d'un béton similaire, la norme CSA A23.3:19 permet d'utiliser pour les bétons de densité normale la formule (article 8.6.2.2, équation 8.1) :

$$E_c = \left( 3300 \sqrt{f'_c} + 6900 \right) * \left( \frac{\gamma_c}{2300} \right)^{1,5} \text{ (MPa)} \quad (2.2)$$

Où  $\gamma_c$  est la masse volumique du béton en  $\text{kg/m}^3$ .

À des âges  $t$  inférieures à 28 jours, il est également permis de calculer  $E_{ct}$  par la formule précédente en remplaçant  $f'_c$  par  $f'_{ct}$ .

Pour un béton de densité normale ( $\gamma_c \approx 2300 \text{ kg/m}^3$ ), avec une résistance caractéristique à la compression à 28 jours  $f'_c$  comprise entre 20MPa et 40MPa, la norme CSA A23.3:19 permet d'utiliser l'expression (Article 8.6.2.3, équation 8.2) :

$$E_c(t) = 4500 \sqrt{f'_c(t)} \quad (\text{MPa}) \quad (2.3)$$

Cette équation est similaire à celle proposée par l'ACI 318-19 et l'ACI Committee 209 (2008) qui est donnée par :

$$E_c(t) = 4700 \sqrt{f'_c(t)} \quad (2.4)$$

Avec  $E_c$  en MPa et  $f'_c$  en MPa.

## 2.4 Évaluation des charges de construction

### 2.4.1 Schémas de construction

Le système d'étalement/ré-étalement peut impliquer la combinaison d'un ou plusieurs niveaux d'étalement avec un ou plusieurs niveaux de ré-étalement. Plus le nombre de niveaux d'étalement est élevé, plus la charge transmise aux dalles est élevée, à l'inverse, plus le nombre de niveaux de ré-étalement est élevé, moins la charge transmise aux dalles inférieures est importante (Chin, 1984). Les principaux intérêts du système étalement/ré-étalement étant la réduction des charges transmises et l'économie en termes de coffrage, dans la pratique, on utilise généralement un seul niveau d'étalement et plusieurs niveaux de ré-étalement. Le choix final du nombre de niveaux de ré-étalement dépend des exigences du projet (vitesse de construction) et des moyens disponibles. Trois systèmes sont généralement privilégiés dans un système étalement/ré-étalement :

- Un niveau d'étalement et un niveau de ré-étalement ;
- Un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalements ;
- Un niveau d'étalement et trois niveaux de ré-étalements.

Ces trois systèmes répondent généralement au compromis entre les coûts de construction et les exigences de rapidité. De plus, au-delà de trois niveaux de ré-étaiement, la réduction des charges de construction n'est plus significative. Nous allons donc étudier plus précisément ces trois systèmes.

#### **2.4.2 Charges de construction avec système d'étalement/ré-étaiement considéré comme infiniment rigide**

Dans le système étalement/ré-étaiement, la construction de chaque niveau se fait après un nombre prédéfini de jours appelé cycle de construction, que nous désignerons  $c$ . On suppose qu'après un certain nombre de jours, désigné ici  $d$ , le béton a développé une résistance suffisante pour supporter son poids propre et l'étalement et le coffrage sont retirés. La dalle fléchit ainsi sous son poids propre et se porte elle-même. Ensuite, les étais de ré-étaiement sont placés pour transmettre les charges additionnelles qui seront ajoutées au coulage d'une nouvelle dalle. De ce fait, le ré-étaiement à son insertion ne supporte aucune charge. Dans l'hypothèse de fondations et de système d'étalement infiniment rigides, tant que le niveau d'étalement le plus bas est relié aux fondations, les dalles supportent leur poids propre au décoffrage et les charges des nouvelles dalles sont entièrement transmises au sol. Une fois le niveau de ré-étaiement au sol enlevé, à chaque coulage, la charge de la dalle sera uniformément répartie entre les dalles inférieures et elle sera enlevée au décoffrage. La répartition des charges de construction est donc donnée à chaque étape par (Motter & Scanlon, 2018) :

$$W_{con} = k_1 * k_2 * R * W_D \quad (2.5)$$

Où :

$k_1$  est le facteur qui prend en compte le poids du coffrage, ce facteur est généralement pris égal à 1.1;

$k_2$  est le facteur qui tient compte de la variation dans la rigidité relative des différentes dalles. Étant donné que nous considérons l'évolution des caractéristiques de la dalle, nous allons considérer que  $k_2$  égal à 1;

$R$  est le rapport de charge évalué par la méthode simplifiée. Pour mieux comprendre le principe d'évaluation du rapport  $R$ , il est préférable de procéder par application à un exemple type. À cet effet, le tableau 2.2 présente les étapes d'évaluation des rapports de charge dans les dalles et dans les étais pour un système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalements, avec un cycle de coulage  $c = 7 \text{ jours}$  et un retrait des étais à  $d = 5 \text{ jours}$ .

Tableau 2.2 Facteurs de charge pour un système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement

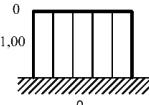
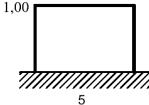
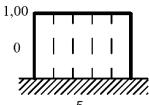
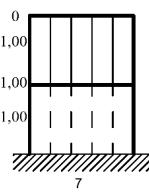
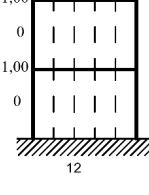
Illustration	Étape et description	R Dalle	R étais/ré-étais
	Jour 0 : après étalement, la dalle du premier niveau est coulée, la charge est entièrement transmise par les étais à la fondation rigide	$R_1 = 0$	$R_{sh} = 1$
	Jour 5 : Décoffrage dalle. Les étais du premier niveau sont retirés, la dalle subit sa déflexion instantanée sous l'effet de son poids propre et se supporte elle-même	$R_1 = 1$	/
	Jour 5 : ré-étalement. Le ré-étalement du premier niveau est effectué, la dalle ayant déjà subi sa déflexion instantanée, ces étais ne supportent aucune charge à leur insertion.	$R_1 = 1$	$R_{rsh1} = 0$
	Jour 7 : étalement et coulage du deuxième niveau. Le niveau 2 est étayé puis coulé. Sa charge est transmise aux étais du niveau 2 puis aux ré-étalements du niveau 1 qui s'appuient sur la fondation.	$R_2 = 0$ $R_1 = 1$	$R_{sh} = 1$ $R_{rsh1} = 1$
	Jour 12 : décoffrage niveau 2 et ré-étalement. Dans un premier temps, le niveau 2 est décoffré, ainsi, il n'y a plus de support pour transférer sa charge aux niveaux inférieurs, la dalle subit donc sa déformation instantanée et supporte son propre poids. Le ré-étalement est ensuite effectué et les étais ne supportent pas de charge.	$R_2 = 1$ $R_1 = 1$	$R_{rsh2} = 0$ $R_{rsh1} = 0$

Tableau 2.2 Facteurs de charge pour un système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement (suite)

Illustration	Étape et description	R Dalle	R étais/ré-étais
	Jour 14 : étalement et coulage du niveau 3. De même qu'au jour 7, la charge de la dalle nouvellement coulée est entièrement transférée à la fondation par le système étalement/réétalement.	$R_3 = 0$ $R_2 = 1$ $R_1 = 1$	$R_{sh} = 1$ $R_{rsh2} = 1$ $R_{rsh1} = 1$
	Jour 19 : retrait des étais du niveau 3, retrait du ré-étalement du niveau 1 et ré-étalement du niveau 3. Dans un premier temps, les étais du niveau 3 sont retirés pour permettre à la dalle de supporter son poids propre, ensuite, les ré-étalements du niveau 1 sont retirés puis placés au niveau 3.	$R_3 = 1$ $R_2 = 1$ $R_1 = 1$	$R_{rsh3} = 0$ $R_{rsh2} = 0$ /
	Jour 21 : étalement et coulage du niveau 4. Le système d'étalement ré-étalement n'étant plus relié à la fondation, la charge de la dalle nouvellement coulée est répartie entre les différentes dalles reliées. Compte tenu de la rigidité des étais, ces charges sont distribuées proportionnellement à chaque dalle. Ainsi, les dalles, en plus de supporter leur poids propre, reprennent une proportion de la dalle nouvellement coulée. Les étais quant à eux assurent la répartition de ces proportions dans les différentes dalles.	$R_4 = 0$ $R_3 = 1.33$ $R_2 = 1.33$ $R_1 = 1.33$	$R_{sh} = 1$ $R_{rsh3} = 0.67$ $R_{rsh2} = 0.33$
	Jour 26 : retrait des étais du niveau 4, retrait du ré-étalement du niveau 2 et ré-étalement du niveau 4. Au jour 26, on retrouve la même configuration qu'au jour 19, de ce fait, après le coulage de la nouvelle dalle au jour 28, les proportions des charges seront les mêmes qu'au jour 21. On dit donc que le système a convergé. À chaque étape de coulage, la répartition des charges entre les dalles sera la même qu'à l'étape de coulage précédente.	$R_4 = 1$ $R_3 = 1$ $R_2 = 1$ $R_1 = 1$	$R_{rsh4} = 0$ $R_{rsh3} = 0$

Dans le système présenté au tableau 2.2, le rapport de charge maximal est  $R = 1,33$ . Étant donné que toutes les dalles supportent leur poids propre au même âge, correspondant à la durée de décoffrage, la dalle la plus critique est celle qui reçoit au plus tôt une charge supérieure à son poids propre. Pour ce système à un niveau étayé et deux niveaux réétayés, la première dalle critique est la dalle n°3.

La démarche est la même pour les systèmes à un niveau d'étalement et un ou trois niveaux de ré-étalement. Les rapports de charge maximaux dans ces systèmes sont respectivement  $R = 1,5$  et  $R = 1,25$ . Les figures 2.1 à 2.3 présentent l'évolution des rapports dans les systèmes pour un cycle de coulage  $c$  et de décoffrage  $d$ . De façon générale, dans un système à un niveau étayé et  $N-1$  niveaux réétayés, la convergence est atteinte au coulage de la dalle  $N+1$  et le rapport de charge maximal de chaque dalle est :

$$R = 1 + 1/N \quad (2.6)$$

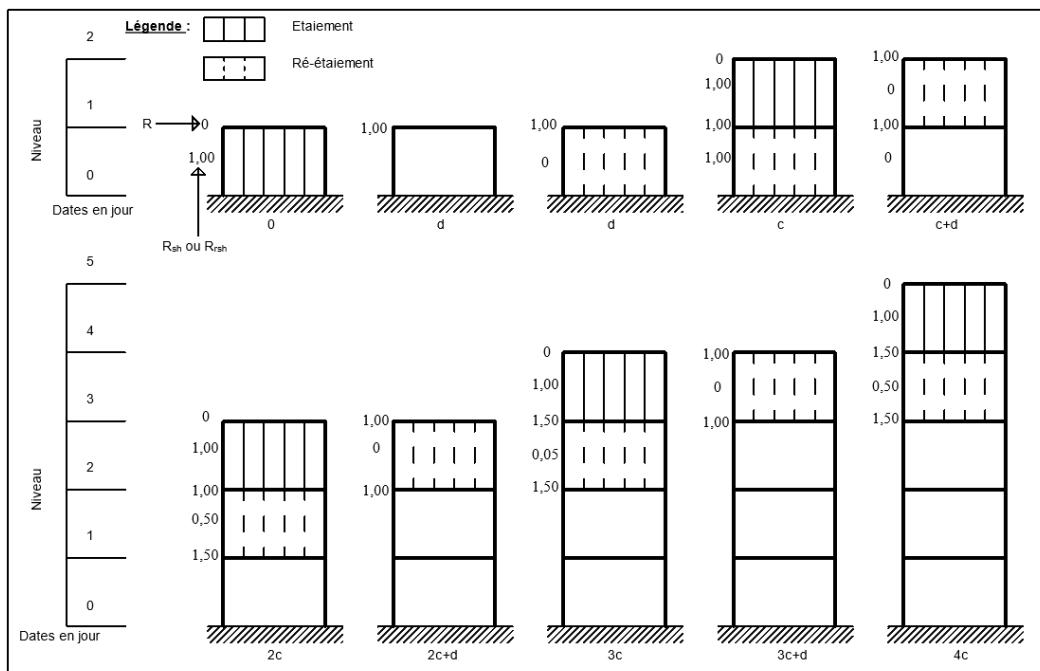


Figure 2.1 Évolution du rapport de charge dans le système à un niveau d'étalement et un niveau de ré-étalement

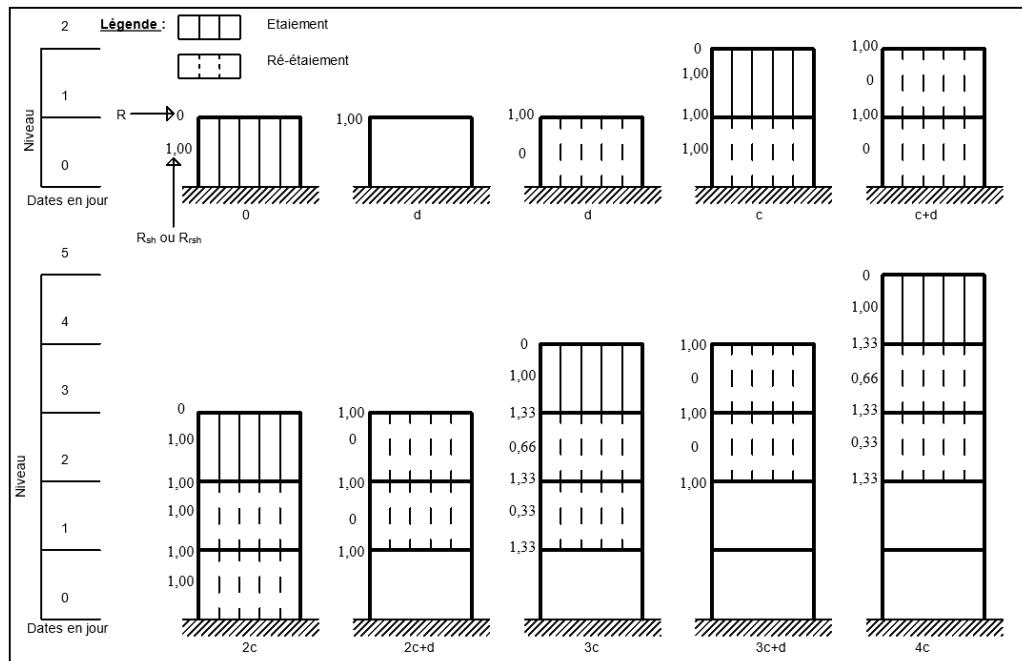


Figure 2.2 Évolution du rapport de charge dans le système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement

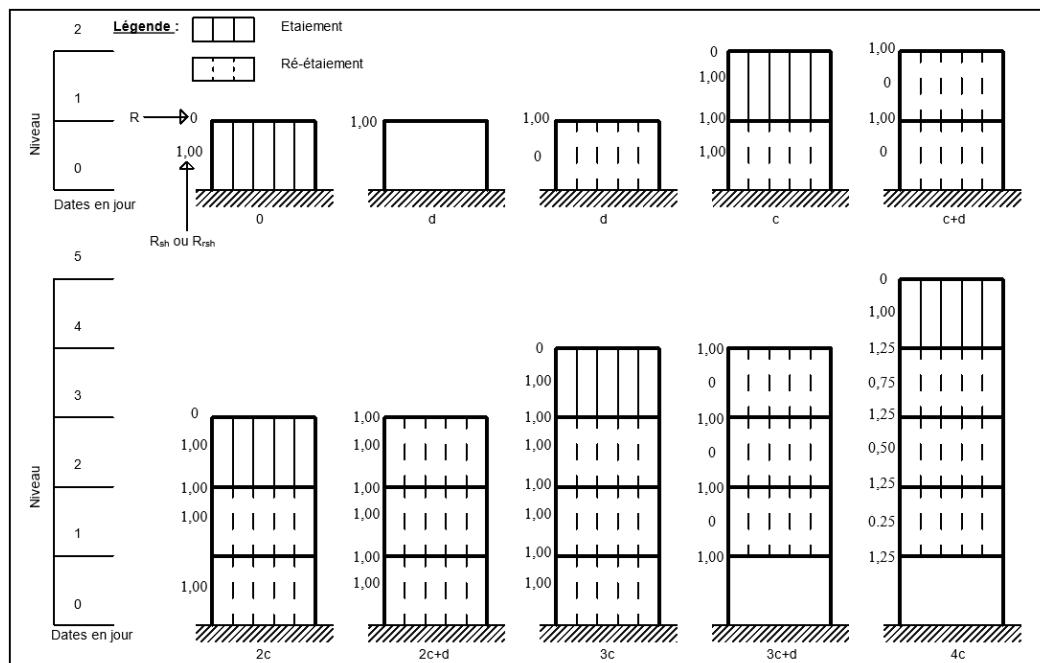


Figure 2.3 Évolution du rapport de charge dans le système à un niveau d'étalement et trois niveaux de ré-étalement

La charge de construction uniformément repartie, telle que définie à l'équation (2.5), ne tient pas compte de la charge vive de construction,  $W_{CL}$ . Lors des activités de coulage, les normes ACI 347.2R-17 et CSA S269.1-16 recommandent des valeurs minimales de  $W_{CL}$  à considérer selon que le coulage est motorisé ou non. Cette charge s'ajoute au poids propre de la dalle et, pour en tenir compte, on peut également supposer qu'elle est uniformément répartie entre les dalles du système support (Graham & Scanlon, 1984). Ainsi, la charge de construction devient :

$$W_{con} = 1,1 * R * W_D + W_{CL}/N \quad (2.7)$$

Lorsque le ré-étaiement est enlevé d'une dalle considérée, la valeur de la charge sur cette dalle diminue jusqu'à une valeur correspondant à son poids propre, plus une tolérance pour la charge morte additionnelle et une fraction de la charge vive soutenue (ACI Committee 435, 2000). Cette tolérance tient compte de la mise en place de la structure permanente, d'un éventuel stockage de matériaux et des activités de construction. Pour une analyse allant jusqu'à l'application de la charge maximale, ces charges (charge morte additionnelle de la structure permanente et une fraction de la charge vive de la structure) doivent être appliquées aux dalles au moment de retrait du ré-étaiement. Nous allons considérer que 10% de la charge vive de l'ouvrage sont soutenues et la charge maximale est appliquée cinq ans après la construction; comme suggéré par Motter et Scanlon (2018). La charge soutenue appliquée à la structure et la charge maximale seront donc :

$$W_{sus} = W_D + W_{SDL} + 0.1W_{LL} \quad (2.8)$$

$$W_{max} = W_D + W_{SDL} + W_{LL} \quad (2.9)$$

Où  $W_{sus}$ ,  $W_{SDL}$ ,  $W_{LL}$  et  $W_{max}$  sont respectivement la charge soutenue de la fin du cycle de construction jusqu'à l'application de la charge maximale, la charge morte additionnelle, la charge vive de la structure définitive et la charge maximale de l'ouvrage.

### **2.4.3 Charges de construction avec la prise en compte de la rigidité du système d'étalement**

Lorsque le système d'étalement n'est pas considéré comme infiniment rigide, il subit des déformations pendant les cycles de chargement, et la répartition des charges entre les différentes dalles n'est plus donc uniforme, mais proportionnelle à la rigidité de chacun des éléments du système. Les études analytiques et numériques ayant montré qu'il n'est pas possible de définir un facteur unique pour la prise en compte de cette rigidité (Stivaros & Halvorsen, 1992), seule une modélisation de l'ensemble des éléments de la structure avec leurs caractéristiques permet de déterminer la répartition des charges pendant la construction.

## **2.5 Modélisation du processus de construction**

### **2.5.1 Analyse du cycle de construction**

Dans le cas du processus de construction par étalement/ré-étalement avec  $N$  niveaux supports (un niveau étayé et  $N-1$  niveaux réétayés), les phases de construction ainsi que les charges qui entre en jeu peuvent se regrouper comme suit :

- Construction du premier niveau au niveau  $N$  : dans cette phase, compte tenu de l'hypothèse de rigidité infinie de la fondation, les charges des différents niveaux sont entièrement transmises à la fondation. Ainsi, les dalles ne supportent que leur poids propre au décoffrage. Les activités impliquant un changement d'état de la structure peuvent donc se réduire à :
  - Coffrage et construction d'un niveau. Dans cette phase, la dalle ne supporte aucune charge ;
  - Décoffrage et ré-étalement du niveau précédemment coulé. À cette étape, la dalle supporte son poids propre.
- Construction du niveau  $N+1$  au dernier niveau : une fois que le ré-étalement est enlevé du niveau relié à la fondation, au coulage d'une nouvelle dalle, sa charge sera répartie entre

les différentes dalles inférieures. Les activités impliquant un changement de l'état de la structure seront donc :

- Coffrage et construction d'un niveau : dans cette phase, la dalle coulée ne supportera aucune charge, sa charge considérée comme la charge de construction sera appliquée aux dalles inférieures ;
- Décoffrage et ré-étaiement du niveau précédemment coulé : Du fait du décoffrage, la dalle subit sa déformation instantanée et reprend son poids propre. La charge qu'elle appliquait aux dalles inférieures est ainsi retirée ;
- Retrait du ré-étaiement du niveau le plus bas : à cette étape, la charge soutenue est appliquée au niveau sur lequel le ré-étaiement a été retiré.

Pour tenir compte de cette succession de charge/décharge, les charges définies au paragraphe 2.4.2 peuvent être subdivisées en quatre types de charge :

- Le poids propre des éléments que nous allons appeler *Dead ou D*;
- La charge de construction  $C$  : qui représente la proportion des charges reprises par chaque dalle au coulage d'une nouvelle dalle. Lorsque la rigidité du système d'etaiement est prise en compte, la distribution des charges entre les éléments porteurs se fait suivant l'analyse par éléments finis. Dans le cas où la rigidité du système est considérée comme infinie, les éléments de la structure temporaire ne sont pas modélisés, la proportion des charges de construction reprise par chaque dalle du système support peut être déterminée à partir de l'équation (2.7) :

$$W_C = 1.1 * R * W_D + \frac{W_{CL}}{N} - W_D \quad (2.10)$$

- La charge vive de la structure  $LL$  : ce type de charge est créé pour tenir compte des activités de construction après le retrait du ré-étaiement d'une part, et d'autre part pour appliquer la charge à cinq ans après la construction. La valeur de cette charge est fonction de l'usage du bâtiment et est définie dans les différents codes. Cependant, pour ce qui est de la phase

- avant l'application de la charge maximale du bâtiment, il est recommandé de considérer que les activités de chantier ne représentent qu'une proportion de cette charge;
- La charge permanente additionnelle *SDL* : Ce type de charge est créé pour tenir compte de la mise en œuvre de la structure fixe après le cycle de construction. Bien entendu, elle augmente au fur et à mesure que la construction évolue, mais il est recommandé de considérer sa valeur comme constante pour prendre en compte d'éventuels stockages (ASCE/SEI 37-14, 2015);

La figure 2.4 présente les étapes de construction ainsi que les charges appliquées pour un système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement. À partir de l'évolution de cette structure, l'analyse de la phase de construction peut être modélisée comme une analyse séquentielle lors de laquelle les charges spécifiques sont appliquées aux dalles ayant des caractéristiques spécifiques à des âges précis. L'analyse de la déflexion durant la phase de construction peut donc se faire par une analyse séquentielle évolutive de la structure.

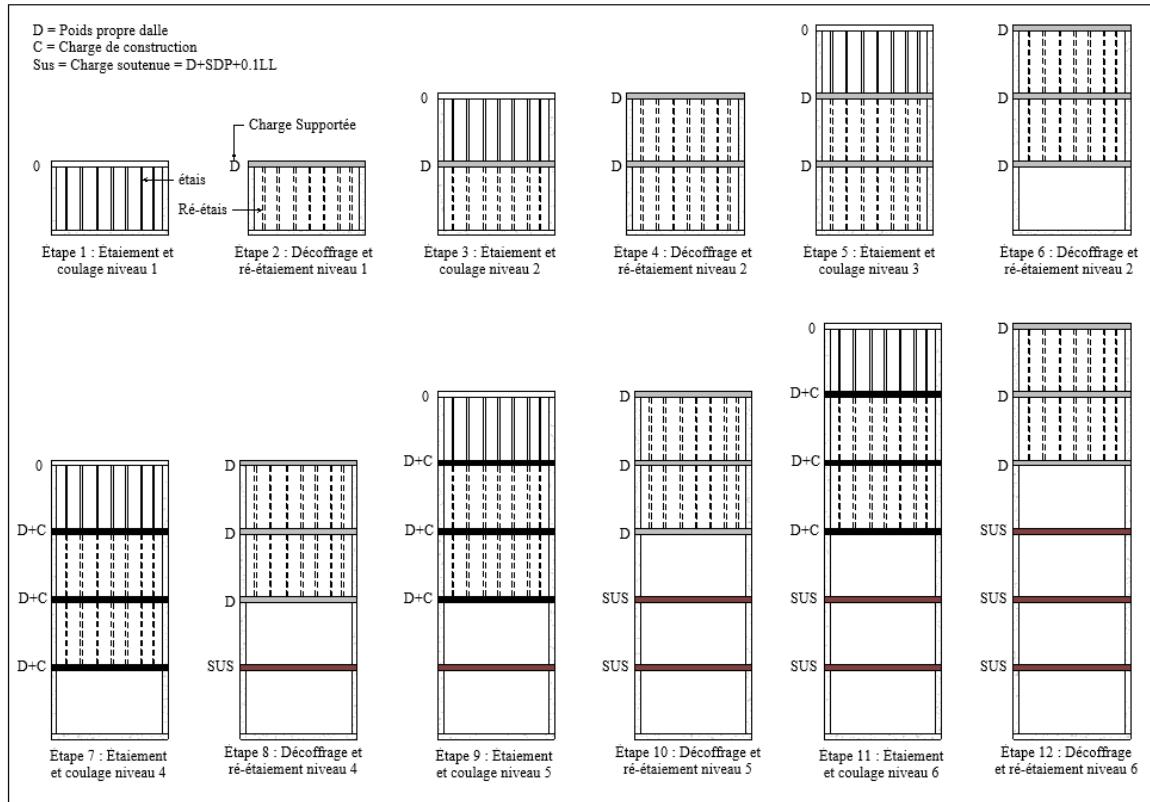


Figure 2.4 Évolution de la répartition des charges dans le système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement

### 2.5.2 Modélisation en considérant le système d'étalement comme infiniment rigide

Lorsque le système d'étalement est considéré comme infiniment rigide, la charge de construction  $C$  est constante à toutes les étapes pour un nombre d'étalements donné. Il est donc possible de connaître à priori quand l'évolution des charges de construction convergera. Dans le cas de la figure 2.4 (un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement), la convergence a lieu à l'étape 7 au coulage de la dalle au niveau 4. Cette convergence correspond également à un rapport de charge maximal (figure 2.2), et la dalle critique est celle ayant la plus faible résistance caractéristique à cet âge, soit la dalle au niveau 3. Ainsi, pour étudier complètement l'évolution des déflexions dans toutes les dalles pendant la phase de construction, on pourrait se limiter à la modélisation du nombre de niveaux nécessaires pour compléter le cycle de construction sur la dalle critique.

Pour le système présenté à la figure 2.4, après le coulage du premier niveau, considéré comme instant initial, il faut deux cycles de construction pour couler le niveau 3 et trois cycles plus d'jours pour enlever le ré-étalement de cette dalle. De même, pour un système à 1 niveau d'étalement et  $N-1$  niveaux de ré-étalement, après le coulage du premier niveau, il faut  $N-1$  cycles de construction pour couler le niveau  $N$  et  $N$  cycles plus d'jours pour arriver au retrait du ré-étalement sur la dalle du niveau  $N$ . Ainsi, pour étudier l'historique de charge/déchargement dans le système, le modèle du bâtiment peut être limité à la modélisation de  $n = 1 + N - 1 + N = 2N$  étages. Soit 4, 6 et 8 étages pour les systèmes à un niveau d'étalement et un, deux et trois niveaux de ré-étalement, respectivement.

Pour obtenir les déflexions à cinq ans après la construction, après la fin du cycle de construction, nous avons ajouté des séquences complémentaires :

- Les séquences pour le retrait des ré-étalements des derniers niveaux. Ce nombre de séquences correspond au nombre de niveaux du système support ( $N$ ) ;
- Une séquence un an après la construction de la dalle à étudier, soit  $(365 - c(2N + 1))$  jours. Dans cette étape, aucune activité n'est réalisée;
- Une séquence d'une durée de quatre ans (1460 jours), pour avoir la déflexion avant l'application de la charge maximale. De même que dans la section précédente, aucune opération n'est effectuée pendant cette étape. Elle permet principalement d'apprécier l'effet du fluege;
- Une séquence à cinq ans, correspondant à l'application de la charge maximale. Ainsi, 90% de la charge vive restante sont appliqués à l'ensemble de la structure;

Les séquences de construction ainsi que les charges à appliquer et les durées peuvent donc être résumées suivant le tableau 2.3. Ainsi, le nombre de séquences nécessaires pour analyser la transmission des charges et le comportement de la structure de la phase de construction est de :

$$N_S = 2n + N + 3 \quad (2.11)$$

Tableau 2.3 Définition des opérations des étapes de construction en considérant le système d'étalement comme indéformable

Désignation	Durée	Opérations	Commentaires
Coulage des niveaux <b><math>1 \leq i \leq N</math></b>	$d$	- Ajouter la structure de l'étage $i$ ;	L'étage désigné est créé et aucune charge n'est appliquée
Décoffrage et ré-étalement des niveaux <b><math>1 \leq i \leq N</math></b>	$c - d$	- Appliquer le poids propre de la dalle à la structure ;	Le poids propre de la structure est appliqué à l'âge correspondant pour simuler le décoffrage
Coulage des niveaux <b><math>N + 1 \leq i \leq n</math></b>	$d$	-Ajouter la structure de l'étage $i$ ; -Appliquer la charge de construction C aux étages $i - 1$ à $i - N$ ;	L'étage désigné est ajouté et sa charge repartie dans les étages inférieurs
Décoffrage et ré-étalement des niveaux <b><math>N + 1 \leq i \leq n</math></b>	$c - d$	- Appliquer le poids propre de la dalle à la structure ; - Retirer la charge de construction C des étages $i - 1$ à $i - N$ ; - Appliquer la charge morte additionnelle SDL à l'étage $i - N$ ; - Appliquer 10% de la charge vive de la structure à l'étage $i - N$ ;	Le poids propre est appliqué à la dalle la plus récente et sa charge est enlevée des niveaux inférieurs. Puis, la charge soutenue est appliquée au niveau le plus bas où le ré-étalement est retiré.
Retrait du ré-étalement des niveaux <b><math>N + 1 \leq i \leq n</math></b>	$c + d$	- Appliquer la charge morte additionnelle SDL après retrait du ré-étalement sur chaque dalle ; - Appliquer 10% de la charge vive de la structure après retrait du ré-étalement sur chaque dalle ;	N séquences complémentaires pour enlever le ré-étalement de l'ensemble de la structure.
Un an après construction	$365 - c(2N + 1)$	- Aucune opération	Ces étapes constituent des étapes complémentaires pour déterminer la déflexion à l'application de la charge maximale
Avant la charge maximale	1460	- Aucune opération	
À l'application de la charge maximale	0	-Appliquer 90% de la charge vive de la structure à toutes les dalles.	

### 2.5.3 Modélisation en considérant le système d'étalement comme déformable

Le système d'étalement est déformable lorsqu'il est modélisé avec ses caractéristiques élastiques. Dans ce cas, la répartition des charges entre les dalles n'est plus uniforme, mais proportionnelle à la rigidité de chaque élément dans l'ensemble du système. Il n'est donc pas possible à priori de connaître quand l'évolution des charges de construction convergera. Pour des fins de comparaison, nous allons considérer la dernière dalle sur laquelle le cycle de construction est complet.

Ayant modélisé la structure temporaire, les étapes de décoffrage et de ré-étalement doivent être séparées. Dans la pratique, les dalles sont souvent laissées sans support pendant quelques heures avant le ré-étalement, selon la grandeur des panneaux de coffrage (Jokinen & Scanlon, 1987). Nous allons supposer que ces quelques heures ne sont pas significatives pour le fluage et considérer que le ré-étalement a lieu directement après le décoffrage, soit une durée de 0 jour pour le décoffrage qui permet de mettre en place le ré-étalement pour une durée de  $(c - d)$  jours.

Pour un bâtiment de  $n$  étages, les séquences de construction sont présentées au tableau 2.4. Ainsi, le nombre de séquences nécessaires pour analyser la transmission des charges et le comportement de la structure de la phase de construction à l'application de la charge maximale de l'ouvrage est :

$$N_S = 3n + N + 3 \quad (2.12)$$

Tableau 2.4 Définition des opérations des étapes de construction en considérant le système d'étalement comme déformable

Désignation	Durée	Opérations
Coulage des niveaux <b><math>1 \leq i \leq N</math></b>	$d$	- Ajouter la structure de l'étage $i$ ; -Ajouter la charge vive de construction CL à la dalle $i$ ;
Décoffrage des niveaux <b><math>1 \leq i \leq N</math></b>	0	- Enlever le coffrage et l'étalement ; -Enlever la charge vive de construction CL à la dalle $i$ ;
Ré-étalement des niveaux <b><math>1 \leq i \leq N</math></b>	$c - d$	- Ajouter les étais de ré-étalement au niveau $i$ ;
Coulage des niveaux <b><math>N + 1 \leq i \leq n</math></b>	$d$	- Ajouter la structure de l'étage $i$ ; -Ajouter la charge vive de construction CL à la dalle $i$ ;
Décoffrage des niveaux <b><math>N + 1 \leq i \leq n</math></b>	0	- Enlever le coffrage et l'étalement de la dalle $i$ ; -Enlever la charge vive de construction de la dalle $i$ ; -Appliquer la charge morte additionnelle SDP à l'étage $i - N$ ; - Appliquer 10% de la charge vive de la structure à l'étage $i - N$ ;
Ré-étalement des niveaux <b><math>N + 1 \leq i \leq n - 1</math></b>	$c - d$	- Ajouter les étais de ré-étalement au niveau $i$ ;
Retrait du ré-étalement des niveaux <b><math>n - N \leq i \leq n - 1</math></b>	$c + d$	- Appliquer la charge morte additionnelle SDP après retrait du ré-étalement sur chaque dalle ; - Appliquer 10% de la charge vive de la structure après retrait du ré-étalement sur chaque dalle ;
Un an après construction	$365 - c(2N + 1)$	- Aucune opération
Avant la charge maximale	1460	- Aucune opération
À l'application de la charge maximale	0	Appliquer 90% de la charge vive de la structure à toutes les dalles.

## **2.6 Application du processus dans un logiciel de modélisation par éléments finis**

### **2.6.1 Choix du logiciel de modélisation par éléments finis**

Les logiciels de modélisation par éléments finis les plus utilisés en structure tels que ANSYS, ETABS et SAP 2000 offrent des modules qui permettent d'effectuer des analyses séquentielles non linéaires de la structure. Dans le cadre de ce projet, nous avons choisi le logiciel SAP 2000 pour implémenter les modèles d'évolution de la structure et du chargement pendant et après les cycles de construction décrits ci-dessus.

Dans SAP 2000, la simulation du processus de construction peut se faire en utilisant le cas de charge non linéaire nommé « STAGED CONSTRUCTION », qui permet d'effectuer un calcul évolutif de la structure en fonction des étapes de construction définies par l'utilisateur. Ainsi, les étapes et les durées sont d'abord définies, puis les opérations à effectuer sont associées à chaque étape.

### **2.6.2 Modélisation des éléments de structure**

Les modèles des éléments structuraux considérés sont les suivants :

- La dalle est modélisée comme un élément 2D de type “thin-Shell” défini par quatre nœuds, chacun ayant six degrés de liberté. L'épaisseur de la dalle est considérée comme constante et les propriétés du matériau évoluent avec le temps ;
- Le coffrage est modélisé comme un élément 2D de type “thin-Shell” défini par quatre nœuds, chacun ayant six degrés de liberté. Les caractéristiques des plaques sont fixes et ne varient pas avec le temps ;
- Les colonnes sont modélisées comme des éléments unidirectionnels de type “FRAME” définis par deux nœuds, chacun ayant six degrés de liberté. La section des colonnes est fixe et les propriétés mécaniques sont fonction du temps ;
- Les étais sont modélisés comme des éléments unidirectionnels de type “FRAME” définis par deux nœuds, chacun ayant six degrés de liberté. Les caractéristiques géométriques et mécaniques des étais sont fixes et n'évoluent pas avec le temps ;

- La fondation est modélisée comme des appuis articulés sous les colonnes et sous les étais du premier niveau. Ces appuis incompressibles simulent l'effet de fondation infiniment rigide ;
- Le maillage de la dalle et du coffrage est basé sur la position des étais, des ré-étalements et des colonnes pour assurer une transmission appropriée des charges. Par ailleurs, des points de maillage additionnels ont été ajoutés pour récupérer les valeurs des déflexions à des points précis (Détermination de la déflexion au centre d'un panneau si un étai n'est pas positionné au centre du panneau par exemple). Pour affiner les résultats, une subdivision des mailles peut être nécessaire. En effet, plus le maillage est fin, plus les résultats sont précis, mais cette précision augmente le temps de calcul dans les logiciels. Dans le cadre de ce projet, le choix du maillage dans chacun des bâtiments étudiés a été effectué sur la base d'une analyse des déflexions des dalles avec les subdivisions du maillage aux tailles maximales de 1,00mx1,00m; 0,50mx0,50m; 0,25mx0,25m et 0,10mx0,10m. Pour ce faire, pour chaque projet, des analyses d'un type de charge simple (DEAD) ont été effectués en faisant varier le maillage. Les résultats de ces analyses sont présentés à l'Annexe IV. Le choix du maillage final a été effectué en faisant un compromis entre le temps de calcul et la précision des résultats.

### **2.6.3 Définition des groupes**

Pour la définition des étapes, les éléments doivent être regroupés selon leur ordre d'ajout et/ou de retrait. Une création des sous-ensembles des structures est donc nécessaire. Pour ce faire, l'outil "Group" du logiciel peut être utilisé. Les groupes ci-après ont été créés pour être assignés aux éléments de chaque niveau :

- Le groupe "Story" (Étage) : Il regroupe l'ensemble des éléments permanents et temporaires d'un niveau donné. Il permet d'ajouter tous les éléments d'un niveau au même moment.
- Le groupe "Form"(coffrage) : Il est constitué par le coffrage et les étais du même niveau;
- Le groupe "Reshore" (étais de ré-étalement): Il permet de simuler le ré-étalement. Il est constitué de l'ensemble des étais de ré-étalement d'un niveau donné.

## 2.6.4 Définition des fonctions dépendantes du temps

SAP 2000 permet de cocher l'option « time dependent » lorsque le matériau utilisé est le béton et de choisir les propriétés fonctions du temps. Ces propriétés sont le module d'élasticité du béton, le fluage et le retrait. Suivant l'hypothèse de départ, le retrait n'est pas pris en compte pour l'étude. Seules les deux premières options sont cochées.

Lorsque l'option module d'élasticité est cochée, le logiciel permet de choisir une norme à utiliser pour la détermination de la résistance à un âge donné et le module d'élasticité à cet âge. La version actuelle du logiciel est basée sur la norme ACI 209R-92, mais propose la même formule pour le calcul de  $f'_c(t)$  que la norme CSA A23.3:19. Cependant, il existe une petite différence dans le calcul du module d'élasticité, comme le montre les équations (2.3) et (2.4). Cette différence est de 4.26% ( $4500/4700$ ) qui peut être ajouté comme coefficient multiplicateur pour le calcul du module d'élasticité à un instant donné. Cependant, les analyses préliminaires ont montré que cette différence n'avait pas d'impact significatif et n'a donc pas été prise en compte. Pour compléter la définition de la fonction, les valeurs de  $a$  et  $b$  doivent être spécifiées en fonction du mode de cure et du type de ciment conformément au tableau 2.1.

Lorsque l'option fluage (Creep) est sélectionnée, les paramètres de calcul du coefficient de fluage, tel que défini par la norme choisie, sont également activés. Lorsqu'on choisit le ACI 209.R-92, les paramètres de calcul du fluage sont le pourcentage d'humidité, le type de cure (Moist ou Steam), l'affaissement du béton, le pourcentage d'air et des granulats fins. Le calcul du coefficient du fluage est ensuite effectué à partir de l'équation (1.9).

Il est à noter que le logiciel donne également la possibilité de choisir dans les normes l'option « user defined » pour définir manuellement les fonctions ou les valeurs des paramètres fonctions du temps.

## 2.6.5 Définition des cas de chargement dans SAP 2000

Pour implémenter les séquences de construction dans SAP 2000, le cas de charge « STAGED CONSTRUCTION » peut être utilisé (voir figure 2.5). Ce cas de chargement permet de faire un calcul évolutif de la structure tenant compte des différentes séquences de construction définies par l'utilisateur, ainsi que des caractéristiques dépendant du temps des matériaux utilisés.

Les différentes étapes et les durées sont définies dans « Stage Définition », et les opérations pour chaque étape sont définies dans « Data For Stage ». Les opérations que nous avons utilisées sont :

- Add structure : permet d'ajouter la structure, suivant une caractéristique précise (Group, point, Frame, Area). Nous avons ajouté les éléments suivant les groupes (Story, Form et Reshore), et l'âge des éléments des groupes à l'ajout est initialisé à 0;
- Load object : permet d'appliquer une charge préalablement définie à un élément de structure précis. N'ayant pas l'opération permettant de supprimer une charge déjà appliquée, pour simuler l'enlèvement d'une charge, la même charge est appliquée avec un coefficient de -1;
- Remove object : Permet de retirer un élément ou des éléments ayant une caractéristique précise de la structure.

Pour simuler le processus de construction dans SAP2000, les cas de chargement de type « Staged Construction » ont été définis suivant les tableaux 2.3 et 2.4 pour les cycles de construction avec les schémas de construction incluant un niveau d'étalement et un, deux et trois niveaux de ré-étalement. Les cas de chargement impliquant la prise en compte de la rigidité du système d'étalement sont limités à dix étages pour les besoins de l'étude.

Au total, pour le modèle avec rigidité du système d'étalement considéré comme infiniment rigide (IS), nous avons défini :

- Le cas de charge « 1Sh/1RSh – IS » ayant 13 étapes pour le système avec un niveau d'étalement et un niveau de ré-étalement ;
- Le cas de charge « 1Sh/2RSh – IS » ayant 18 étapes pour le système avec un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement;
- Le cas de charge « 1Sh/3RSh – IS » ayant 23 étapes pour le système avec un niveau d'étalement et trois niveaux de ré-étalement;

Pour le modèle avec système d'étalement déformable (rigidité finie FS), nous avons défini :

- Le cas de charge « 1Sh/1RSh – FS » ayant 35 étapes pour le système avec un niveau d'étalement et un niveau de ré-étalement;
- Le cas de charge « 1Sh/2RSh – FS » ayant 36 étapes pour le système avec un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement;
- Le cas de charge « 1Sh/3RSh – FS » ayant 37 étapes pour le système avec un niveau d'étalement et trois niveaux de ré-étalement;

Ces cas de chargement impliquent la création de sept types de charge :

- Le poids propre des éléments D;
- La charge de construction CR1, CR2, CR3 pour les cas de chargement sans prise en compte de la rigidité, représentant les charges de construction pour les systèmes à un niveau d'étalement et un, deux et trois niveaux d'étalement respectivement;
- La charge vive de construction CL pour le cas de chargement impliquant la modélisation de la structure temporaire;
- La charge permanente additionnelle SDL;
- La charge vive de l'ouvrage LL.

La définition de ces étapes est présentée à l'annexe I au tableau-A I-1.

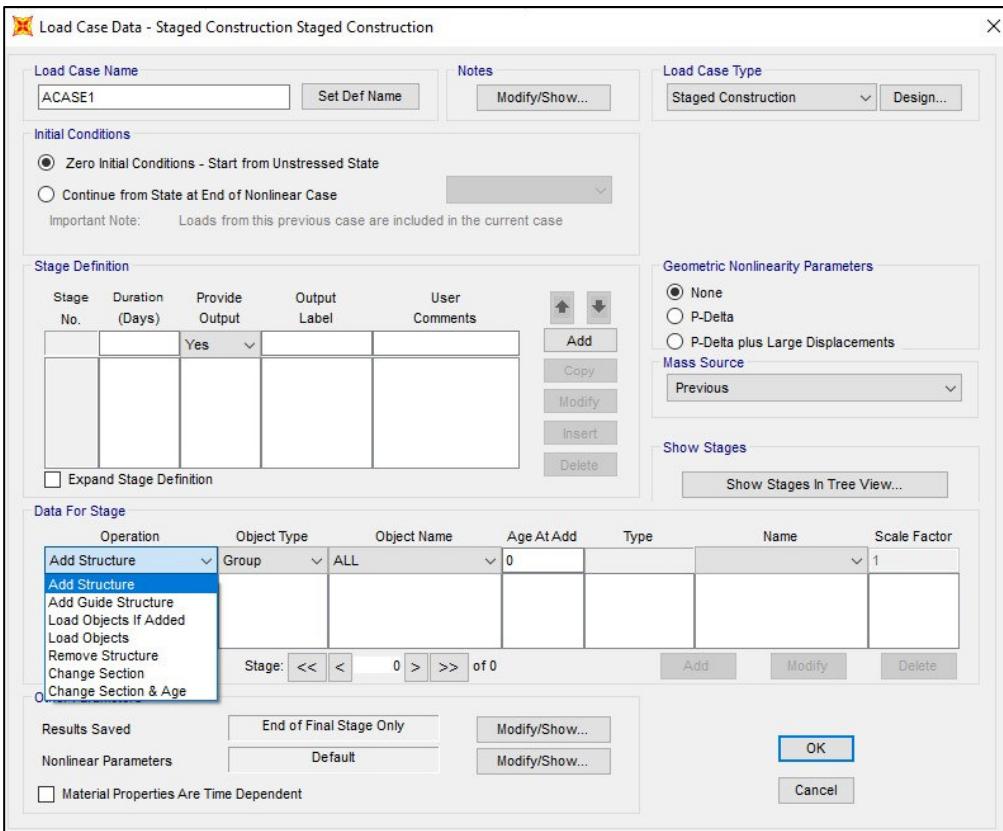


Figure 2.5 Interface cas de charge Staged Construction SAP2000

### 2.6.6 Analyse de la déflexion

Le calcul de la déflexion dans SAP2000 se fait par analyse linéaire par éléments finis. L'analyse étant linéaire, la rigidité de la dalle EI est supposée constante et la réduction de la rigidité en cas de fissuration n'est pas prise en compte. Pour prendre en compte cette réduction, le moment d'inertie effectif  $I_e$  doit être utilisé. Pour des raisons de simplification, nous allons considérer que ce moment d'inertie effectif est une proportion du moment d'inertie de la section brute de béton telle que définie à l'équation (1.18).

L'application des charges pendant la construction au béton ayant de faibles caractéristiques est susceptible de créer des déformations excessives qui entraînent la fissuration du béton (Luc J. M., 2007). Ces fissurations réduisent la rigidité en flexion de la dalle et du fait du fluage, les

déflexions évoluent avec le temps. De plus, les premières fissures peuvent apparaître au décoffrage, car la résistance minimale de fissuration pourrait bien être atteinte à ce moment (Hover, 1988). Ainsi, dans cette étude, le moment de fissuration est considéré être atteint pendant la construction et la valeur de  $\alpha = 0,6$  est prise en compte de la construction jusqu'à l'application de la charge maximale. En effet, Motter & Scanlon (2018) ont suggéré, pendant la phase de construction, pour le calcul de la déflexion par la méthode d'analogie des poutres croisées de considérer  $\alpha = 0,4$  pour les bandes de colonnes, et  $\alpha = 0,8$  pour la bande centrale. Comme le calcul par éléments finis n'implique pas la subdivision de la dalle en deux bandes, il semble raisonnable de considérer la moyenne des deux valeurs, soit  $\alpha = 0,6$ .

Pour prendre en compte cette réduction du moment d'inertie dans le modèle, ce coefficient est appliqué au module d'élasticité du béton.

### **2.6.7 Utilisation pratique de la méthodologie**

Pour une reproductivité de la méthodologie développée, les types de charges, les propriétés dépendantes du temps des matériaux, les groupes et les cas de chargement ont été définis dans SAP 2000 et exportés en format xlsx (Excel). Ce format peut être importé dans un fichier SAP. Dans ce tableur, nous avons ajouté une feuille pour les paramètres qui peuvent varier en fonction du projet et nous les avons liés aux cellules correspondantes des paramètres importables dans SAP. Les paramètres en question sont présentés à la figure 2.6. Le tableur comporte au total 11 feuilles, et les feuilles « case – Static 5 – NL Stage Def », « MatProp 02 – Basic Mech Props », « MatProp 03b – Concrete Data » et « MatProp 05c – Creep ACI 209R-92 » qui définissent les propriétés du béton et les séquences de construction sont liées à la feuille des paramètres.

Béton			Chargement en kN/m <sup>2</sup>			
$f_{c28} =$	30000	kN/m <sup>2</sup>	Type de charge	1Sh/1RSh	1Sh/2RSh	1Sh/3RSh
$\gamma_{conc}=$	24	Kn/m3	D (Dalle)	4,80	4,80	4,80
épaisseur dalle	0,2	m	SDL	1,00	1,00	1,00
$E_c$	24647515,09	kN/m <sup>2</sup>	LL	2,40	2,40	2,40
alpha	0,6	Reduction rigidité dalle	CL	2,40	2,40	2,40
$E_c$ reduit	14788509,05	MPa	C1R/C2R/C3R	4,32	4,32	4,32
Mode de Cure	Moist	Moist OU Steam				
a	4	S.U.				
b	0,85	S.U.				
H	70	Humidité relative en % sup a 40				
Affaissement	0,06858	m				
Pourcentage éléments fin	50	%				
Air	6	S.U.				
Schéma de construction						
cycle coulage (c )	7	Jour				
Cycle decof (d)	3	Jour				
c-d	4	Jour				

Figure 2.6 Paramètres utilisateurs pour l’application de la méthodologie

L’application de la méthodologie proposée pour l’analyse d’un bâtiment quelconque pourrait se résumer à :

- Mettre les paramètres du projet dans le fichier Excel;
- Ouvrir le logiciel SAP 2000 et importer le fichier Excel;
- Modéliser la structure, assigner les propriétés et les groupes correspondant aux éléments structuraux et appliquer les charges;
- Analyser le cas de chargement souhaité.

Ces étapes ont été appliquées à des études de cas réels afin de déterminer la validité du modèle par éléments finis proposé, ce qui constitue le chapitre 3.

## **CHAPITRE 3**

### **APPLICATION ET VALIDATION**

#### **3.1 Introduction**

Dans ce chapitre, nous appliquons la méthodologie élaborée au chapitre 2 aux structures pendant la phase de construction en vue d'une validation. Les études disponibles sur les mesures de terrain pendant la phase de construction ne sont pas très nombreuses. De la revue de littérature, nous avons considéré deux études de cas réels dont les relevés ont été effectués le long du cycle de construction des bâtiments multi-étages en béton armé impliquant le système d'étalement ré-étalement. Il s'agit de la tour de 28 étages de Scotia palace situé dans le centre-ville d'Edmonton au Canada et du bâtiment expérimental de l'European Concrete Building Project (ECBP), à Cardington en Angleterre.

#### **3.2 Étude de cas du bâtiment de 28 étages à Edmonton**

##### **3.2.1 Présentation du projet**

Pour répondre à l'exigence contractuelle de surveiller les déformations du système de plancher à dalle bidirectionnelle en béton pendant et après la construction des tours de 28 étages de Scotia Place, situées dans le centre-ville d'Edmonton, en Alberta, les déflections des dalles ont été relevées durant les principales phases de construction et un an après la construction. Le but de l'étude était de déterminer la réponse des systèmes de plancher aux charges de construction et aux charges à long terme.

À la suite de ces mesures, un rapport et un article présentant le résumé des données obtenues à partir de l'étude des déflections d'une des tours ont été publiés (Scanlon & Ho, 1984; Jokinen & Scanlon, 1987). Les informations ayant servi de paramètres à cette section sont tirées de ces deux documents.

### **3.2.1.1 Paramètres du projet**

L'ossature porteuse du bâtiment est composée :

- D'un plancher dalle (Flate plate) en béton armé d'épaisseur 200mm ;
- Des panneaux de retombés en béton armé d'épaisseur 150mm et de section 3000mmx3000mm ;
- Des colonnes carrées en béton armé espacés de 9000mm avec des chapiteaux de 1520mmx1520mm;
- Un noyau central constitué des murs de refend dont la section n'est pas précisée.

Pour les besoins de l'étude, les dalles ont été classées en fonction des conditions aux limites en panneaux de type A, B, C, D, et E. La figure 3.1 présente la vue en plan type des étages du bâtiment qui sont identiques du 8<sup>e</sup> au dernier niveau modélisé dans SAP 2000.

La construction de l'ossature du bâtiment a été réalisée en employant le système d'étalement avec un (1) niveau d'étalement et trois (3) niveaux de ré-étalement. Les deux niveaux de ré-étalement plus haut sont réétayés à 100% tandis que le niveau le plus bas est réétayé à 50%. Le cycle moyen de construction était d'une dalle par semaine (07 jours) avec un décoffrage à environ trois jours.

Le projet a été réalisé à l'aide d'un seul système de coffrage constitué des panneaux modulaires (Flying formwork) de section approximativement égale à la dimension d'un panneau. Cela implique de décoffrer et de réétayer les dalles à l'âge approximatif de trois (3) jours. De plus, compte tenu des dimensions des panneaux de coffrage, tout le panneau de dalle était décoffré au même moment, et des fois, les panneaux de dalle de 3 jours restaient pendant 5 à 6 heures sans être réétayées (Jokinen & Scanlon, 1987).

La résistance caractéristique spécifiée du béton pour le projet était de 30MPa pour les dalles de plancher. Cependant, des essais de résistance sur des échantillons cylindriques de 100x300mm ont donné une résistance moyenne de 34.93MPa avec un coefficient de variation

de 12.6% et une plage de 26,0 à 45,4 MPa. Le rapport présente les résultats des tests à 7 jours et à 28 jours des planchers 8 à 28 et puis fait une analyse statistique de ces données.

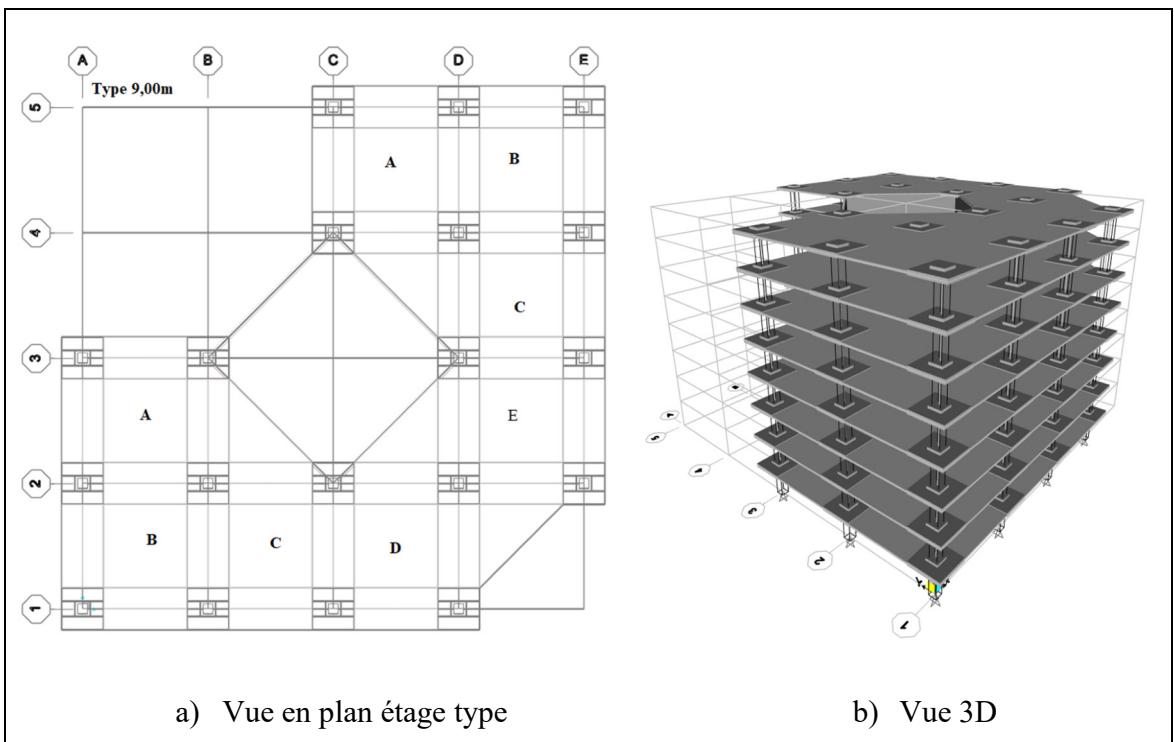


Figure 3.1 Plans modèle SAP2000 bâtiment étude de cas Edmonton

### 3.2.1.2 Données de terrain

Les documents présentent les déflexions relevées à mi- portée des panneaux de dalle A, B, C, D et E. Les mesures ont été effectuées pendant le cycle de construction sur chaque dalle inférieure directement après le décoffrage du niveau le plus haut et approximativement un (01) an après la construction.

Les mesures ont été effectuées pendant la construction sur les dalles 8 à 20 à l'aide des techniques de nivellation standard. Pour ce faire, un point de référence a été fixé à chaque étage au niveau de la zone centrale, à côté du mur de refend. À partir de ce point, des relevés

de niveau ont été effectués à mi- portée des panneaux de dalle, à mi- portée entre les colonnes et à côté des colonnes. La déflexion après le décoffrage a ensuite été déterminée par rapport à ces points de référence pris avant le décoffrage. Les mesures ont été prises à chaque niveau étayé et réétayé immédiatement après le décoffrage de la dalle supérieure.

Les mesures à environ un an après la construction ont été prises en étirant une corde le long de la diagonale entre les colonnes et en mesurant la déflexion de la dalle par rapport à la corde à mi- panneau.

D'une façon générale, les relevés ont montré une augmentation de la déflexion des différentes dalles avec le temps à l'intérieur de la période étudiée. Cependant, il y a eu de variations considérables entre les déflexions des dalles similaires mesurées au cours de la même période, pendant le cycle de construction et un an après la construction. En effet, à partir d'une analyse statistique, on obtient :

- Pendant le cycle de construction, des coefficients de variation entre les déflexions des différents niveaux à des âges similaires de :
  - 17,5% à 57,1% pour les dalles de type A ;
  - 26,4% à 58,7% pour les dalles de type B ;
  - 25,5% à 50,3% pour les dalles de type C ;
  - 21,4% à 57,1% pour les dalles de type D ;
  - 33,5% à 78% pour les dalles de type E ;
- Un an après la construction, des déflexions variant de :
  - 18mm à 50mm avec un coefficient de variation de 27,6% pour le panneau de type A ;
  - 17mm à 54mm avec un coefficient de variation de 29,9% pour le panneau de type B
  - 19mm à 59mm avec un coefficient de variation de 24,9% pour le panneau de type C ;
  - 17mm à 53mm avec un coefficient de variation de 29,9% pour le panneau de type D

- 23mm à 75mm avec un coefficient de variation de 26,5% pour le panneau de type E.

Cette grande variabilité des données est courante dans les études de mesure des déflexions. En effet, Sabinis (1985) a présenté un résumé de sept études de déflexions pendant la construction et les résultats ont été similaires. Une exactitude de plus ou moins 20% dans le calcul des déflexions des dalles est assez illusoire ; des mesures sur le site donnent souvent des valeurs de déflexions qui diffèrent de 50% des déflexions estimées à l'étape de calcul (Paultre, 2019). Plusieurs facteurs peuvent être à la source de ces différences, notamment le mode de coulage, l'évolution de la résistance du béton, le processus de construction et les erreurs humaines pendant la mise en œuvre.

### **3.2.2 Modélisation**

N'ayant pas d'information sur le système de coffrage utilisé, et puisque la rigidité n'était pas un paramètre d'étude évalué par les auteurs, nous avons considéré une rigidité infinie du système d'étalement pour cette étude. Ainsi, ayant un niveau d'étalement et trois niveaux de ré-étalement ( $N = 4$ ), huit étages ont été modélisés.

La résistance spécifiée à 28 jours de 30MPa a été utilisée dans le modèle. Par ailleurs, après une étude des résistances à la compression à 7 jours et à 28 jours donnés dans l'article, nous avons trouvé que le cas de cure normale avec ciment de type 10 correspondait mieux à l'évolution de la résistance caractéristique (Voir Annexe II Tableau-A II-1). Les valeurs de  $a$  et  $b$  considérées pour les propriétés dépendantes du temps du béton sont donc  $a = 4$  et  $b = 0.85$  (voir équation 2.1).

### **3.2.3 Résultats**

Le cas de charge 1Sh/3Rsh-IS a été analysé. Les figures 3.2 et 3.3 présentent l'évolution des déformations dans les différentes étapes de construction des niveaux 1 et 6 respectivement.

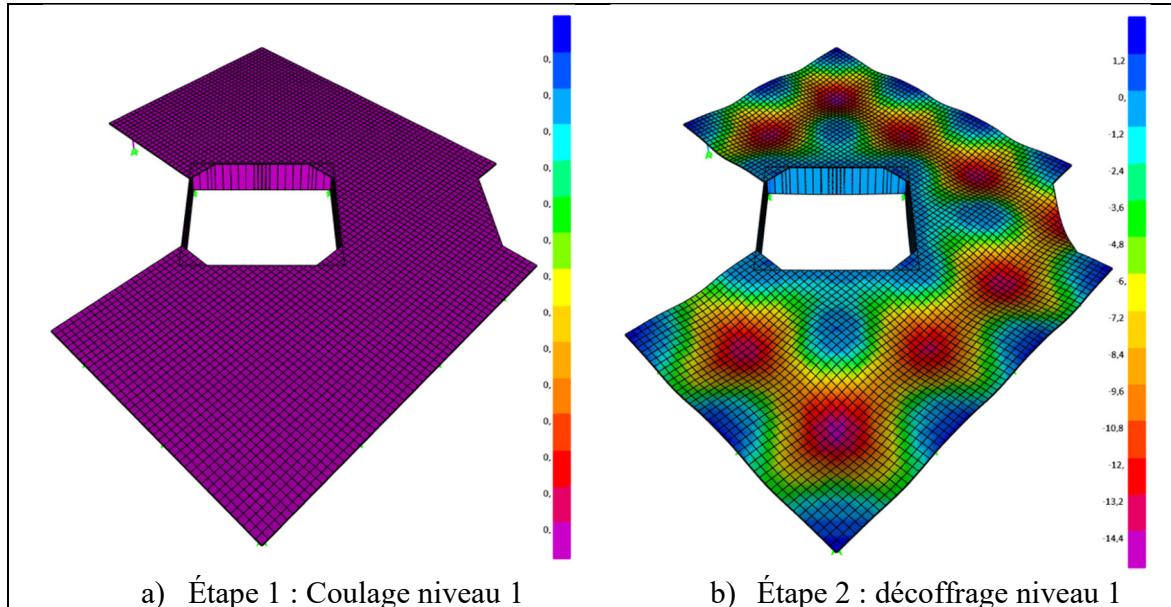


Figure 3.2 Évolution des déflexions du coulage au décoffrage du niveau 1

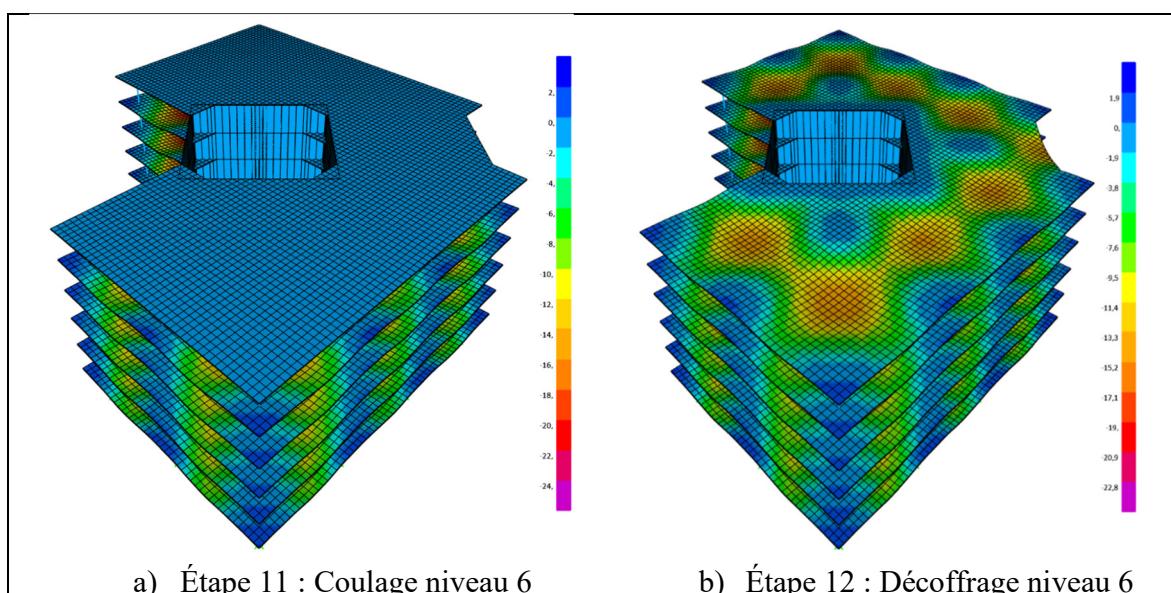


Figure 3.3 Évolution des déflexions du coulage au décoffrage du niveau 6

À la figure 3.2-a) la dalle est coulée et les charges sont entièrement transmises aux fondations par le système d'étalement considéré comme infiniment rigide, elle ne supporte donc aucune charge et ne se déforme pas. À la figure 3.2-b), le décoffrage simulé ici comme l'application

du poids propre est effectué. La dalle subit donc une déformation sous le fait de son poids propre.

De même, à la figure 3.3.a), la dalle 6 est coulée et ne supporte aucune charge, ce qui se traduit par des déflexions nulles. Cependant, les dalles inférieures ayant fait partie des cycles précédents sont déjà déformées. À l'étape suivante, représentée à la figure 3.3-b), la dalle est décoffrée et subit donc une déformation sous son poids propre. On peut également remarquer que la déformation maximale des dalles passe de 24,00mm à la figure 3.3-a) à 22,40mm à la figure 3.3-b). Ce qui concorde avec le retrait de la charge de la dalle nouvellement coulée sur les dalles inférieures.

Ce fonctionnement est cohérent avec le fonctionnement des dalles pendant la phase de construction, ce qui permet d'utiliser le modèle proposé pour vérifier la cohérence avec les mesures de terrain.

### **3.2.4 Comparaison des déflexions de la dalle**

Le tableau 3.1 présente l'historique des déflexions à mi-portée des panneaux A à D obtenu dans le modèle par éléments finis au décoffrage de la dalle supérieure. On peut y remarquer que les déflexions des différents panneaux évoluent de façon similaire, avec des déflexions maximales pour le panneau de coin B et les déformations minimales pour le panneau de rive C. En vue d'une comparaison avec les mesures sur le site, nous allons représenter graphiquement les résultats de ces deux panneaux. Par ailleurs, les panneaux B et C sont les panneaux pour lesquels le plus grand nombre de mesures de terrains ont été effectuées, ce qui augmente la représentativité des données. Les séquences dans le tableau désignent le début (1) ou la fin (2) d'une étape d'une durée supérieure à un jour. En effet, lorsque la propriété « time dépendant » est activé dans SAP2000, les résultats sont donnés au début et à la fin de chaque étape. Les graphes de comparaisons concernées sont présentés dans les figures 3.4 et 3.5.

Tableau 3.1 Résultats des déflexions à mi-portée des panneaux A à D obtenu dans le modèle par éléments finis

<b>Séquence</b>	<b>Âge Struct. (jour)</b>	<b>Âge Dalle (jour)</b>	<b>Déflexions à mi-portée des panneaux (mm)</b>			
			<b>Panneau A</b>	<b>Panneau B</b>	<b>Panneau C</b>	<b>Panneau D</b>
Stage8 - 1	24	3	14,19	14,89	13,59	13,93
Stage8 - 2	28	7	16,56	17,37	15,87	16,25
Stage10 - 1	31	10	18,90	19,83	18,20	18,55
Stage10 - 2	35	14	18,99	19,91	18,29	18,63
Stage12 - 1	38	17	20,73	21,76	20,03	20,35
Stage12 - 2	42	21	20,62	21,68	19,94	20,25
Stage14 - 1	45	24	22,13	23,31	21,46	21,74
Stage14 - 2	49	28	21,90	23,10	21,25	21,53
Stage16 - 1	52	31	25,60	26,98	24,89	25,17
Stage16 - 2	56	35	25,79	27,20	25,07	25,35
Stage17 - 1	56	35	25,83	27,24	25,12	25,39
Stage17 - 2	63	42	26,36	27,80	25,65	25,92
Stage18 - 1	63	42	26,43	27,89	25,73	25,99
Stage18 - 2	70	49	26,89	28,39	26,19	26,44
Stage19 - 1	70	49	26,95	28,47	26,26	26,51
Stage19 - 2	77	56	27,35	28,90	26,65	26,90
Stage20 - 1	77	56	27,42	28,98	26,73	26,97
Stage20 - 2	84	63	27,77	29,36	27,08	27,31
Stage21 - 1	386	365	32,92	33,75	32,17	32,39

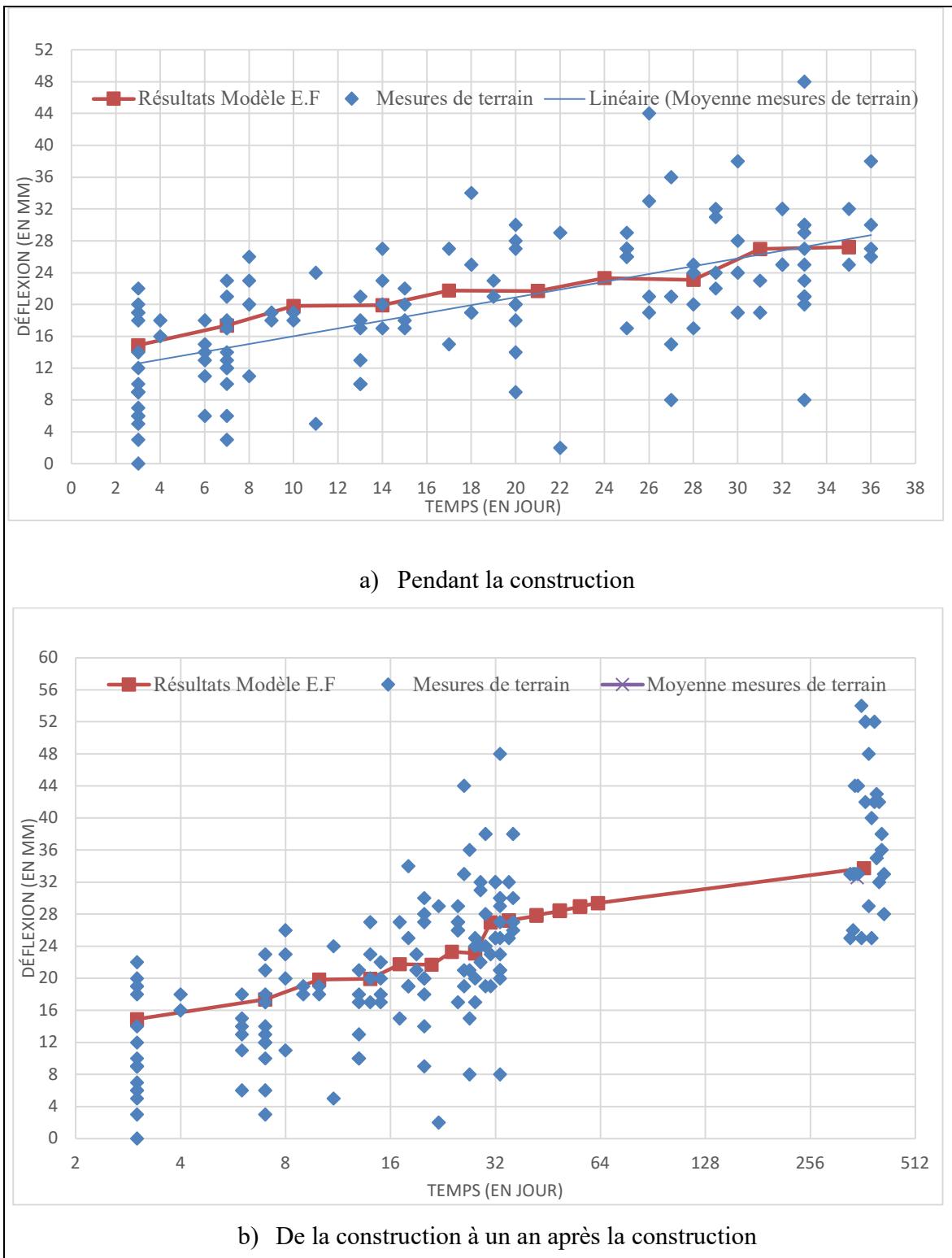


Figure 3.4 Comparaison des déflexions à mi-portée du panneau B

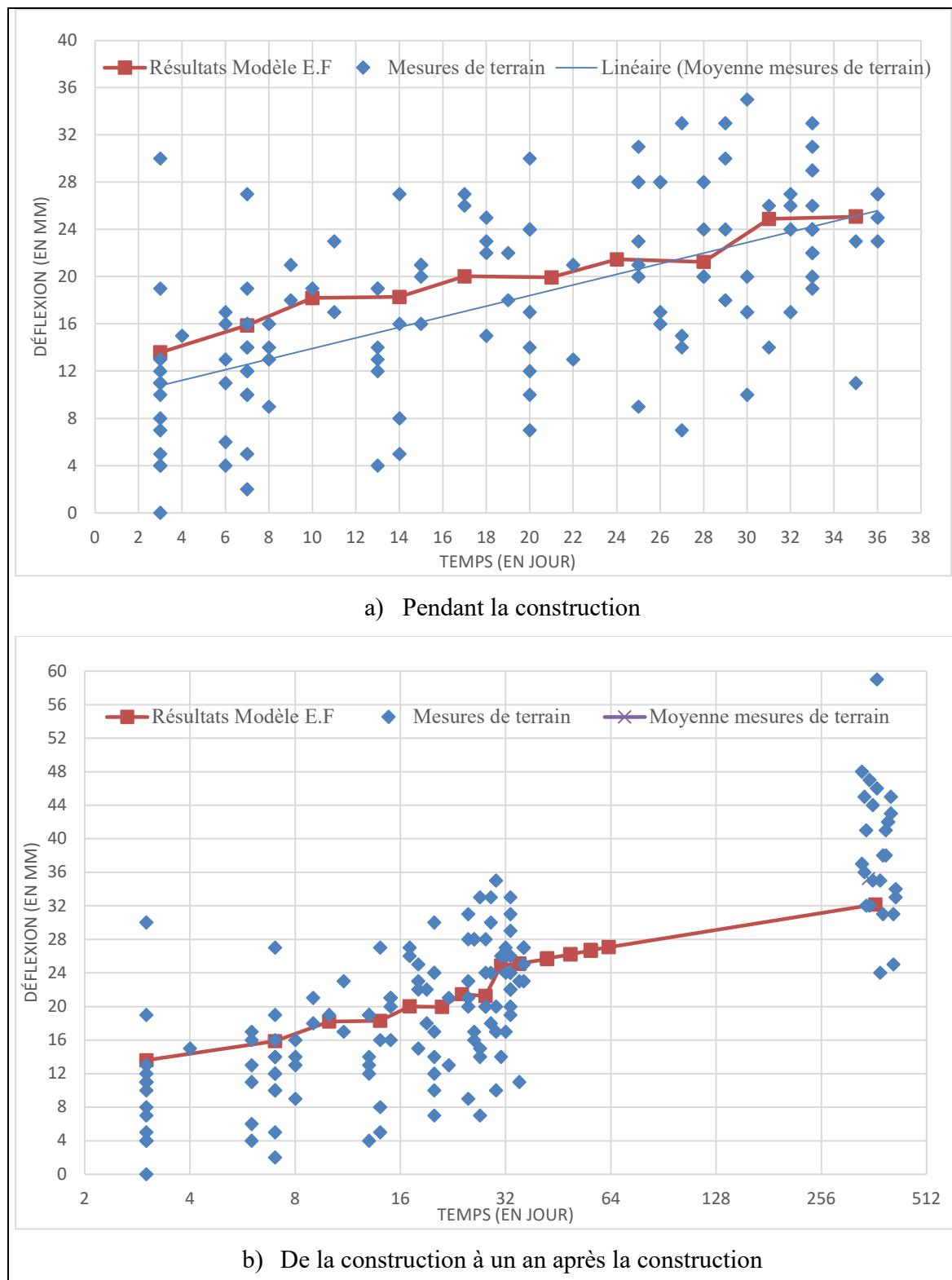


Figure 3.5 Comparaison des déflexions à mi-portée du panneau C

De ces graphiques de comparaison, les points ci-après peuvent être notés :

- La valeur des déflexions au début du cycle de construction est au-dessus de la moyenne et tend à se rapprocher de la moyenne le long du cycle. La différence observée au début pourrait être attribuée à la prise en compte du moment d'inertie effectif dès l'application du poids propre dans le modèle par éléments finis.
- Les déflexions des dalles augmentent avec le temps même sous des charges constantes. Ce qui implique que, bien que la phase de construction soit relativement courte, l'effet du fluage n'est pas négligeable. Cela peut être dû au chargement très tôt de la dalle.
- Il n'y a pas de grande différence de déflexion moyenne entre les différentes dalles en fonction de leur position. Pendant le cycle de construction et jusqu'à un an après la construction, la différence maximale entre les déflexions des différents panneaux est de 10%. Le même constat a également été fait pour les valeurs moyennes des mesures sur le terrain. Ceci peut s'expliquer par la redistribution des moments dans l'ensemble des éléments de structure ;
- D'une façon générale, il y a une bonne cohérence entre les résultats du modèle par éléments finis et les mesures effectuées sur le site. En effet, l'évolution des déflexions est similaire et, malgré la grande variabilité des données de terrain, le modèle par éléments finis tend à donner les valeurs moyennes des mesures observées sur le terrain pour les deux panneaux, le long du cycle de construction et un an après le cycle de construction. Cette cohérence peut être considérée comme une première validation de la méthodologie proposée.

### **3.3 Étude de cas du bâtiment de sept étages à Cardington, Angleterre**

#### **3.3.1 Présentation du projet**

L'école d'ingénierie de l'Université de Leeds a été engagée par le Building Research Establishment (BRE) pour relever les charges et les déflexions dans le système dalle-étalement-ré-étalement pendant la phase de construction d'un bâtiment de sept étages en béton armé appartenant à l'European Concrete Building Project (ECBP). À la suite des relevés, une

série de rapports a été rédigée pour analyser les différents aspects des charges de construction et du fonctionnement du système pendant la phase de construction dont les principaux sont :

- The forces in backprops during construction (Les forces dans le ré-étalement pendant la phase de construction, traduction libre), en 2001 (Beeby, 2001b);
- Criteria for the loading of slab during construction (Critères pour le chargement de la dalle pendant la phase de construction, traduction libre), en 2001 (Beeby, 2001a);

Par ailleurs, cette étude a conduit à la rédaction du guide pratique pour la construction de l'ossature des bâtiments en béton (ECBP, 2001).

### **3.3.1.1 Paramètres du projet**

L'étude est réalisée sur un projet à échelle réelle de sept étages en béton armé dont l'ossature porteuse est composée :

- D'un plancher dalle (Flat plate) en béton armé d'épaisseur 250mm sans panneaux de retombés ;
- Des colonnes carrés et rectangulaires en béton armé de section non précisées et espacées de 7500 mm ;

Chaque étage a une hauteur sous plafond de 3500 mm. La figure 3.6 présente la vue en plan type de l'étage du bâtiment. Le bâtiment est considéré comme construit en utilisant le système à un niveau d'étalement et un niveau de ré-étalement. En effet, à l'exception du niveau 4 qui a été coulé sans retrait du ré-étalement du niveau 2, toutes les autres dalles ont été coulées avec un seul niveau de ré-étalement. Par ailleurs, l'analyse des charges dans le ré-étalement du niveau 2 a montré que les charges reprises par ce niveau étaient négligeables (Beeby, 2001b).

Les documents précisent qu'une fois qu'il était établi que la résistance du béton était suffisante, les dalles étaient décoffrées pour quelques heures. Cependant, cette résistance n'est pas donnée dans les documents et les âges approximatifs de décoffrage ne sont également pas donnés. Les ré-étalements quant à eux étaient installés le plus tôt possible après le décoffrage, juste posés

à la main, sans serrage de sorte qu'ils ne soient chargés que lorsque la dalle du niveau supérieur est coulée. Les étais utilisés avaient une raideur de 25kN/mm.

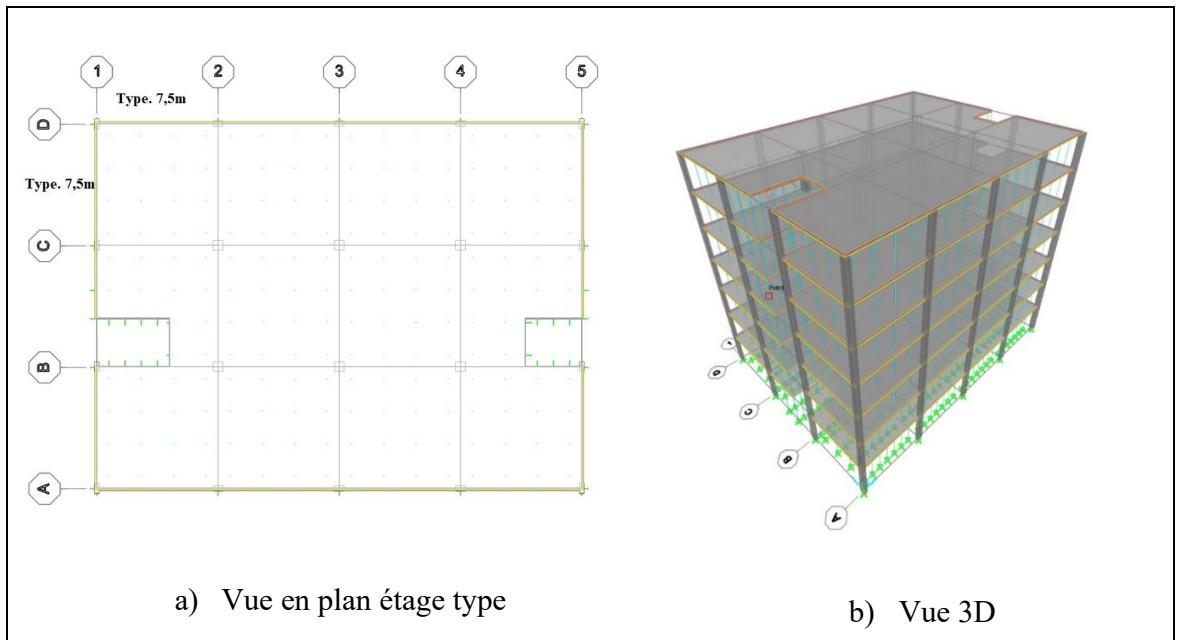


Figure 3.6 Plans modèle SAP2000 bâtiment étude de cas Cardington

### 3.3.1.2 Données de terrain

Les documents à notre disposition présentent la répartition des charges dans le système sur les dalles pendant les étapes de coffrage et de coulage des niveaux supérieurs. Le dispositif expérimental a été concentré sous le ré-étalement et l'étalement des deux panneaux compris entre les axes 2, 3, A et C (figure 3.6). Ce choix a été effectué en vue d'avoir un panneau intérieur et un panneau de rive aussi réguliers que possible sans condition aux limites particulières. Pour effectuer ces mesures, les cellules de charge ont été placées sous les étais et les ré-étalements des panneaux considérés (23AB et 23BC). Les documents présentent les charges dans les dalles rapportées au m<sup>2</sup>. Pour ce faire, les charges dans les étais d'étalement et de ré-étalement de chaque panneau sont additionnées, divisées par la surface du panneau puis additionnées au poids propre de la dalle. Les rapports de charge dans les étalements et les ré-étalements sont également présentés.

### 3.3.2 Modélisation

Un certain nombre d'hypothèses additionnelles a été considéré pour la modélisation par éléments finis du projet, en raison d'un manque d'information dans les rapports publiés :

- **Propriétés du béton** : Résistance caractéristique : 30MPa ; poids volumique : 24kN/m<sup>3</sup> ;
- **Section des étais** : ayant la raideur  $K = 25kN/mm$  de l'étais, une section en acier avec un module d'élasticité de 200GPa était déterminée pour avoir la même raideur en appliquant l'équation de la raideur élastique :

$$K = \frac{EA}{L} \quad (3.1)$$

Soit  $A = 416,67mm^2$  ;

- **Cycle de coulage** : nous avons considéré des cycles de 7, 14 et 21 jours avec un décoffrage à deux jours avant le coulage de la nouvelle dalle. Cette durée de deux jours est basée sur la durée du cycle de décoffrage généralement considéré dans la revue de littérature (Sabnis, 1985; Monette, 2007; Motter & Scanlon, 2018);
- **Disposition des étais** : la répartition des étais et des ré-étais est fait de sorte de suivre le plus fidèlement possible la distribution réelle. Les plans donnant la position des étais et ré-étalement du modèle sont donnés en annexe III (Figure-A III-1 et Figure-A III-2);
- **Charges de construction** : une charge de construction vive de 2,4kN/m<sup>2</sup> est appliquée pendant le coulage, comme recommandé par les normes ACI 347-07;

Une fois la structure modélisée, le cas de chargement correspondant à un niveau d'étalement et un niveau de ré-étalement a été analysé.

### 3.3.3 Résultats

Trois cas de charges de type « Staged Construction » simulant les processus de construction à sept jours, quatorze jours et à vingt-un jour ont été analysés. La figure 3.7 présente les résultats de la répartition de la charge et de l'évolution des déflexions pendant les trois étapes du niveau 1 tandis que la figure 3.8 présente les mêmes résultats pour les séquences de coulage et décoffrage du niveau 3 du cycle à sept jours.

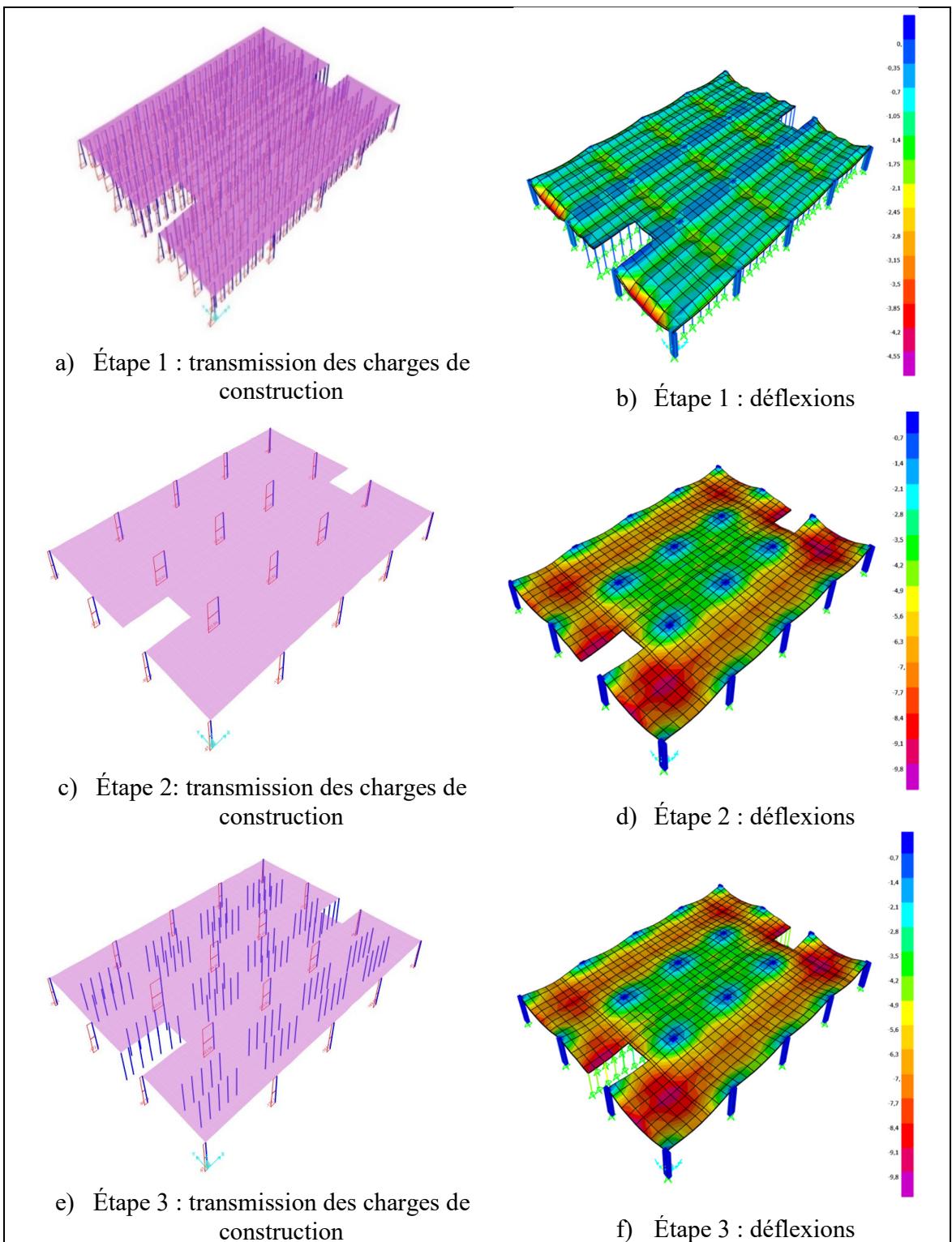


Figure 3.7 Transmission des charges de construction et évolution des déflexions du coulage au ré-étalement du niveau 1

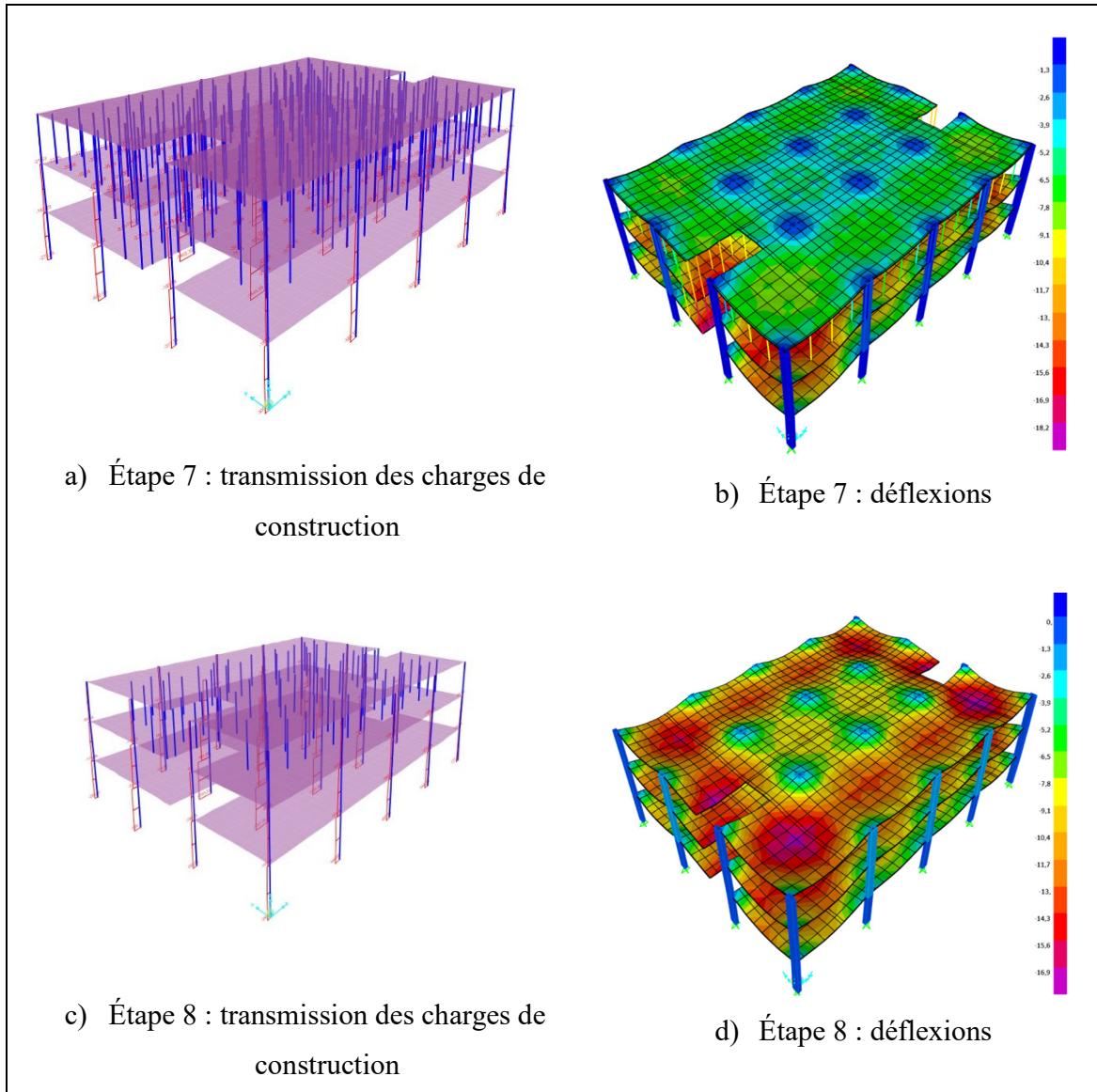


Figure 3.8 Transmission des charges et évolution des déflexions du coulage) au rétalement du niveau 3

À l'étape 1, la dalle du premier niveau est coulée. Les charges sont transférées aux fondations par les colonnes et les étais (figure 3.7-a). Contrairement aux cas précédents, où le système était considéré comme indéformable, la dalle subit des déformations en raison de la flexibilité du système d'étalement (figure 3.7-b). Le constat est le même dans les figures 3.8-a) et 3.8-b) lors du coulage de la dalle du niveau 3, ce qui met en évidence l'influence de la déformabilité du système d'étalement sur la répartition des charges.

L'étape 2 correspond au décoffrage de la dalle du niveau 1. À cette étape, la structure temporaire est retirée et les charges sont transférées aux fondations par les colonnes (figure 3.7-c). Les déflexions des dalles s'amplifient car elles supportent désormais leur poids propre (figure 3.7-d). De même à l'étape 8 au décoffrage de la dalle du niveau 3, les charges sont transmises par les colonnes (figure 3.8-c) tandis que les déflexions de la dalle 3 augmentent du fait de son poids propre (figure 3.8-d). Par ailleurs, à l'étape 3 au ré-étalement de la dalle du niveau 1, les déflexions dans la dalle ne varient pas par rapport à l'étape précédente (figure 3.7-f) et le ré-étalement à son insertion ne supporte pas de charge (figure 3.7-e). En effet, dans la définition des étapes de construction, à la réinsertion des étais pour de ré-étalement, l'âge des éléments est réinitialisé à zéro, ce qui supprime les charges des séquences précédentes. Ce fonctionnement est conforme avec le fonctionnement réel ou du moins le fonctionnement souhaité du ré-étalement.

Ainsi, la transmission des charges et l'évolution des déflexions dans le modèle par éléments finis sont conformes au fonctionnement attendu pendant la phase de construction. Ce modèle peut donc être utilisé pour comparer les résultats. A noter que nous nous limiterons à la comparaison des charges, car les déflexions n'étaient pas indiquées dans les rapports publiés.

### 3.3.4 Comparaison des charges supportées par la dalle

Pour chaque panneau, les charges axiales sous les étais et ré-étais de chaque niveau sont relevées et additionnées puis diviser par la surface du panneau pour obtenir la charge au  $\text{m}^2$  repartie sur la dalle. Soit  $W_{sh}$  la charge dans l'étalement,  $W_{rsh}$  la charge dans le ré-étalement et  $W_D = 6,25 \text{ kN}$  le poids propre de la dalle :

- Pour la dalle sous le ré-étalement, la charge est obtenue en additionnant la charge dans le ré-étalement et le poids propre de la dalle. Soit  $W_{D-Rsh}$  cette charge :

$$W_{D-Rsh} = W_D + W_{rsh} \quad (3.2)$$

- Pour la dalle sous le coffrage, la charge est obtenue en soustrayant la charge dans le ré-étalement de la charge dans l'étalement puis en y ajoutant le poids propre de la dalle, soit  $W_{D-Sh}$  ;

$$W_{D-Sh} = W_D + W_{sh} - W_{rsh} \quad (3.3)$$

Les résultats du modèle sont exportés en fichier Excel et les différents calculs y sont effectués. Le tableau 3.2 présente les charges dans les dalles dans les étapes de coulage des nouveaux niveaux, ainsi que les résultats expérimentaux. Ces résultats sont représentés à la figure 3.9 pour illustrer les différents résultats. Les charges calculées par la méthode simplifiée (M.S.) sont déterminées à partir de l'équation 2.7 avec R=1,5 (un niveau étayé, un niveau réétayé, N=2).

Tableau 3.2 Comparaison des charges appliquées aux dalles

Étape	Niveau	Charges mesurées (kN/m <sup>2</sup> )	Charges du modèle par éléments finis (MEF) (kN/m <sup>2</sup> )			Charges calculées (M.S.) (kN/m <sup>2</sup> )	Commentaire
			c=7j	c=14j	c=21j		
<b>Coulage niveau 2</b>	1	N.M	9,50	9,59	9,65	6,88	$W_{D-Sh}$
<b>Coulage niveau 3</b>	1	8,20	8,86	8,77	8,79	12,18	$W_{D-Rsh}$
	2	10,32	12,40	12,50	12,55	12,18	$W_{D-Sh}$
<b>Coulage niveau 4</b>	2	8,80	9,29	9,22	9,17	12,18	$W_{D-Rsh}$
	3	10,57	12,32	12,27	12,46	12,18	$W_{D-Sh}$
	3	8,50	8,94	8,85	8,80	12,18	$W_{D-Rsh}$
<b>Coulage niveau 5</b>	4	9,90	11,88	11,96	12,01	12,18	$W_{D-Sh}$
	4	8,20	8,89	8,81	8,76	12,18	$W_{D-Rsh}$
	5	10,32	12,37	12,38	12,55	12,18	$W_{D-Sh}$
<b>Coulage niveau 6</b>	5	7,80	8,95	8,90	8,81	12,18	$W_{D-Rsh}$
	6	9,50	12,31	12,28	12,50	12,18	$W_{D-Sh}$

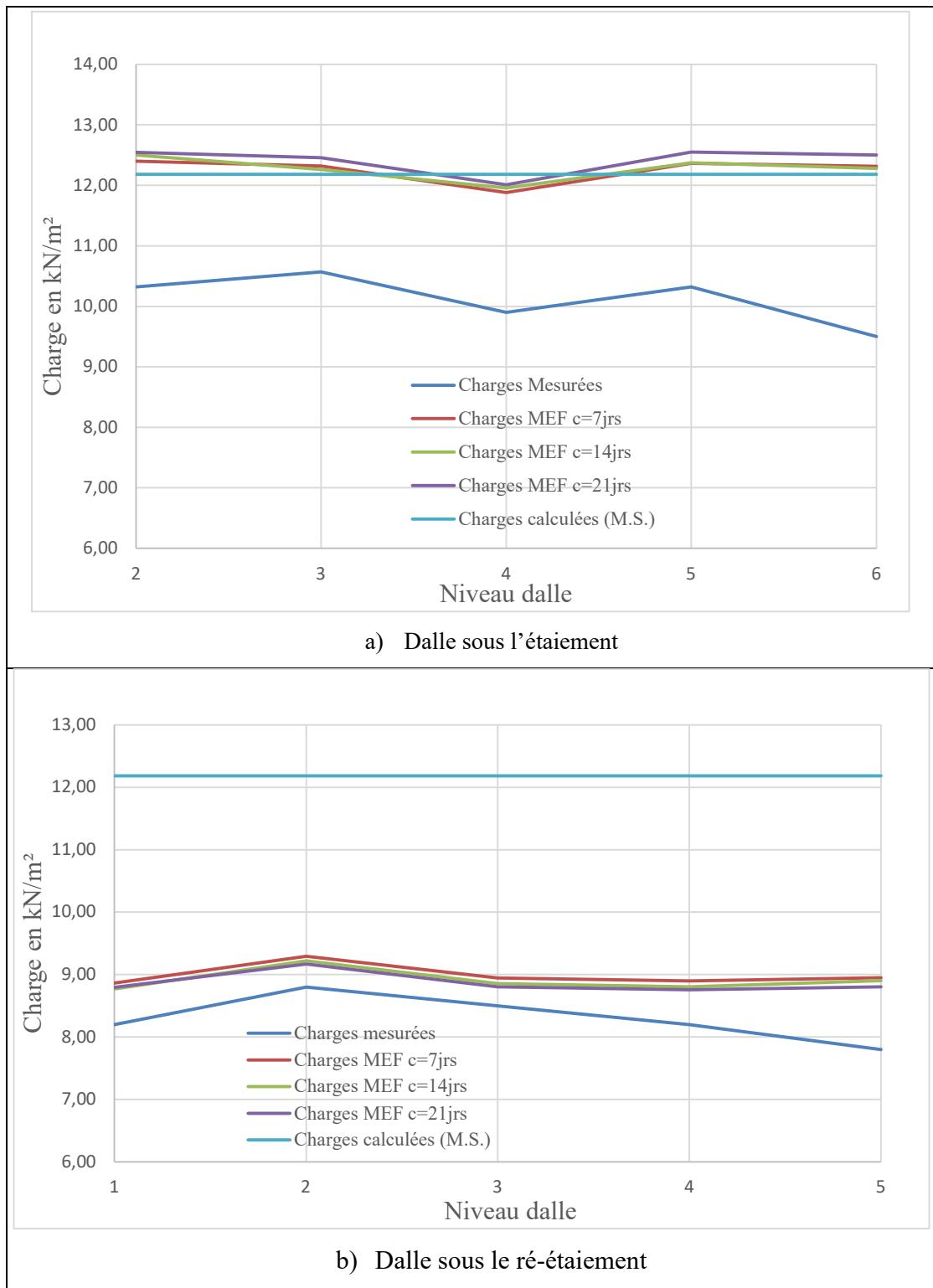


Figure 3.9 Comparaisons entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées des charges  $W_{D-Sh}$  (a) et  $W_{D-rSh}$ (b)

De ces résultats, les interprétations ci-après peuvent être tirées :

- Les charges mesurées sont généralement inférieures aux charges obtenues dans le modèle par élément finis, mais les variations sont similaires. Les différences observées peuvent donc s'expliquer par le fait que la charge vive de construction réelle est inférieure à la charge vive de construction de  $2,4\text{kN/m}^2$  considérée dans le modèle. Toutefois, cette surestimation reste normale, car le choix de la charge vive de construction exigée par les normes est fait de sorte à couvrir le cas le plus défavorable.
- Les charges dans la dalle du niveau quatre au coulage du niveau cinq sont les plus faibles. En remarquant que le ré-étalement entre le niveau trois et le niveau quatre est plus rigide (six ré-étalements par panneau contre quatre dans les autres cas, figure-A III-2-c), ce résultat montre l'impact de la rigidité du système de ré-étalement et suggère que plus le système de ré-étalement sera rigide, moins la charge transmise à la dalle critique sera élevée.
- Plus la durée du cycle de coulage est longue, plus la charge reprise par la dalle la plus haute du système de support est élevée. Ce qui s'explique par le fait que plus le cycle est long, plus la résistance de la dalle au coulage du prochain niveau est élevée et donc elle prend une plus grande proportion de charges. Cependant, il faut noter que des différences restent faibles, donc on pourrait effectivement considérer que la rigidité de la dalle est négligeable dans le système en ce qui concerne la répartition des charges.

### **3.3.5 Comparaison des rapports de charge dans le ré-étalement**

Pour une meilleure validation du modèle, la comparaison des charges seule n'est pas suffisante, car les charges réelles peuvent être différentes des charges de conception. Une comparaison plus significative serait de comparer les rapports de charge repris par les différents éléments pour analyser la cohérence entre la transmission réelle des charges et la transmission dans le modèle par éléments finis proposé. À cet effet, les rapports de charge dans le ré-étalement au coulage des différentes dalles ont été calculés. Ce rapport est obtenu en faisant le ratio entre la charge dans le ré-étalement  $W_{rsh}$  et la charge dans l'étalement  $W_{sh}$ . Le tableau 3.3 présente

une comparaison des valeurs du modèle et des valeurs mesurées d'une part, et les valeurs calculées selon la méthode simplifiée (MS) d'autre part.

Tableau 3.3 Comparaison des rapports de charge dans le ré-étalement

<b>Dalle coulée</b>	<b>Rapports mesurés</b>	<b>Rapports modèle par éléments finis</b>			<b>Rapport calculées (M.S.)</b>
		<b>c=7jours</b>	<b>c=14jours</b>	<b>c=21jours</b>	
<b>1</b>	NA	NA	NA	NA	NA
<b>2</b>	Non mesuré	0,63	0,62	0,61	1,00
<b>3</b>	0,27	0,30	0,29	0,28	0,50
<b>4</b>	0,35	0,35	0,34	0,34	0,50
<b>5</b>	0,33	0,31	0,30	0,29	0,50
<b>6</b>	0,31	0,30	0,29	0,28	0,50
<b>7</b>	0,34	0,31	0,31	0,29	0,50

Du tableau 3.3, il ressort que :

- Les rapports de charge calculés et mesurés restent inférieurs aux rapports de charge évalués en supposant le système étalement/ré-étalement infiniment rigide. Ce qui suggère que la méthode simplifiée surestime la charge dans le ré-étalement. Cette différence est valide pour ce projet, car il est clair que le système de ré-étalement utilisé ne peut être considéré comme infiniment rigide (figure-A III-2). Par ailleurs, on peut remarquer que pour le ré-étalement le plus rigide au niveau entre le niveau 3 et le niveau 4 au coulage du niveau 5 (figure-A III-2-c), le rapport de charge est plus élevé que dans les autres cas. La rigidité du système d'étalement est donc un facteur important à considérer pour l'application de la méthode simplifiée.
- Le rapport de charge moyen de 0,62 obtenu pour le ré-étalement à la fondation montre également qu'une attention particulière devrait être faite lors du coulage de la première dalle, car ce résultat montre que la dalle reprend environ 40% des charges de construction de la dalle supérieure nouvellement coulée, alors que la méthode simplifiée suppose que la

dalle ne supporte que son poids propre lorsque le niveau de ré-étalement le plus bas est relié à la fondation.

- Les valeurs des rapports de charge obtenus à partir du modèle par éléments finis sont très cohérentes avec les valeurs mesurées sur terrain; ce qui démontre la validité du modèle proposé.

## **CHAPITRE 4**

### **ÉTUDE PARAMÉTRIQUE**

#### **4.1 Introduction**

Dans ce chapitre, une étude paramétrique est réalisée en utilisant le modèle par éléments finis développé et présenté au chapitre 3. L'étude se focalise principalement sur l'étude de l'impact de la rigidité du système d'étalement ré-étalement sur l'évolution des déflexions de la phase de construction à l'application de la charge maximale. En outre, l'influence du nombre de niveau réétayé et l'importance de prendre en compte les charges de construction et le fluage sont également analysés.

#### **4.2 Paramètres de base**

##### **4.2.1 Description des paramètres**

La figure 4.1 présente la vue en plan d'un modèle type d'un bâtiment multi-étage que nous allons considérer pour effectuer l'étude paramétrique. Les caractéristiques du projet sont les suivantes :

- Bâtiment : immeuble de bureaux de 10 étages en béton armé constitué de  $3 \times 4$  panneaux de  $6,00m \times 6,00m$  chacune ;
- Système de dalle : Plancher dalle sans panneaux de retombés ;
- Hauteur sous dalle :  $H = 3,00m$  ;
- Dimension des colonnes :  $550mm \times 550mm$  ;
- Épaisseur des dalles :  $h = 200 mm$  ;
- Caractéristiques du béton :  $f'c = 30 MPa$ ,  $\lambda = 24 kN/m^3$  ;
- Surcharge d'exploitation :  $W_{LL} = 2,4 kPa$  ;
- Charges mortes additionnelles :  $W_{SDL} = 1,5 kPa$  ;
- Cycle de construction :  $c = 7 jours$ ;

- Cycle de décoffrage :  $d = 5$  jours ;
- Caractéristiques étais : étais métallique ( $E = 210 GPa$ ) en tube de section  $56mm \times 2mm$ ;
- Coffrage : Panneau métallique modulaire de poids propre  $0,8 KN/m^2$  et de dimensions  $1,20m \times 2,4m$  ;

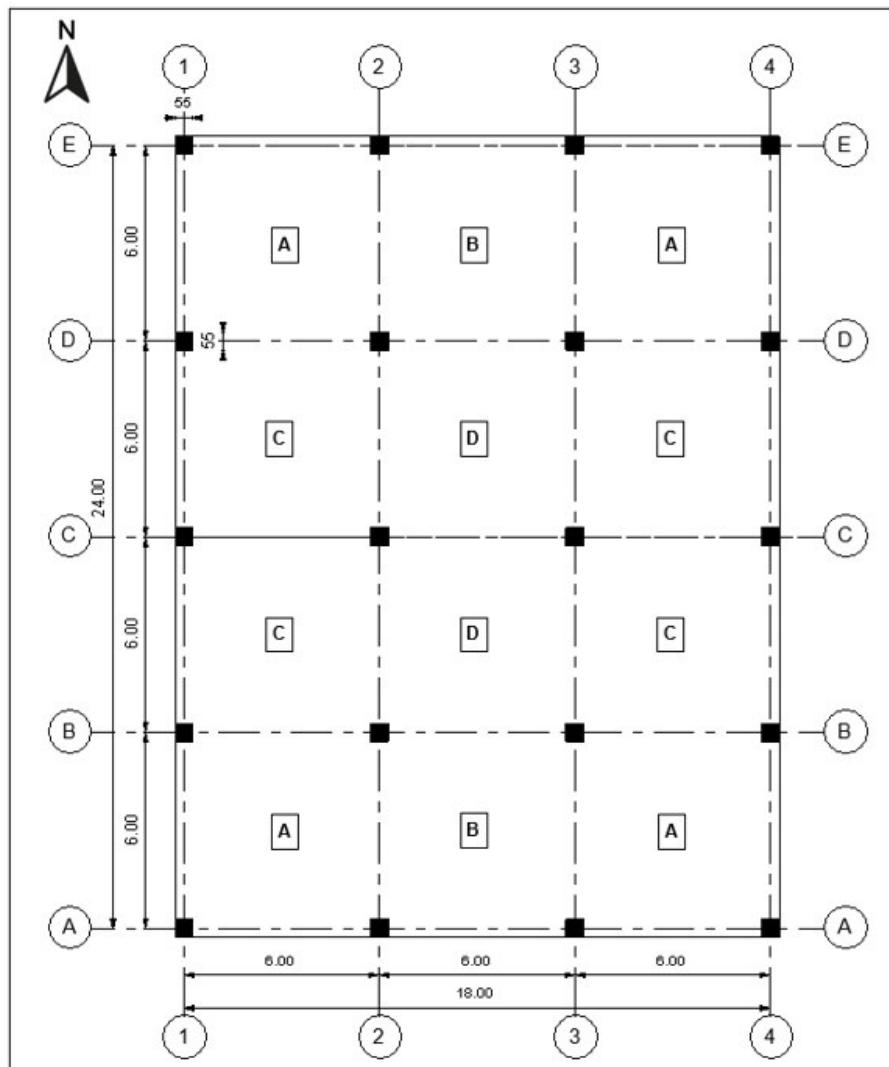


Figure 4.1    Vue en plan d'un plancher dalle type sans poutres pour l'étude paramétrique

L'épaisseur de la dalle a été choisie de façon à respecter l'épaisseur minimale exigée par la CSA A23.3-19 pour les planchers dalles sans panneaux de retombés et sans poutres. Cette épaisseur minimale est donnée par (CSA GROUP, 2019, équation 1.3) :

$$h_{smin} = \min \left\{ \frac{120 \text{ mm}}{l_n \left( 0.6 + f_y / 1000 \right)} \text{ pour un panneau intérieur} \right. \\ \left. \frac{30}{l_n \left( 0.6 + f_y / 1000 \right)} \text{ pour un panneau de rive} \right\} \quad (4.1)$$

$$h_{smin} = 1.1 * \min(120; \frac{l_n \left( 0.6 + f_y / 1000 \right)}{30}) \quad (4.2)$$

Où :

$h_{smin}$  est l'épaisseur minimale requise par la norme CSA A23.3 : 19 pour le contrôle de la défexion;

$l_n$  est la portée nette du panneau;

$f_y$  est la résistance à la plastification de l'acier d'armature. Nous avons considéré un acier ordinaire de résistance  $f_y = 400 MPa$ .

Les caractéristiques du coffrage sont basées sur les caractéristiques du système de coffrage modulaire des dalles Dokadek 30 (Doka, 2022), qui sont très utilisées pour la construction des bâtiments multi-étages en béton armé au Québec. Les dimensions des panneaux choisies pour l'étude (1,2mx2,4m) sont une approximation des panneaux Doka30 de dimension 1,22mx2,44m. De même, les caractéristiques des étais sont basées sur les caractéristiques des étais Eurex Top 30 (Doka, 2014) compatibles avec les panneaux Dokadek 30. La rigidité de ce système sera considérée comme rigidité pratique du système d'étalement et sera désignée par K.

#### 4.2.2 Modélisation

Après avoir ajouté les paramètres du projet dans le fichier Excel, ce dernier a été importé dans SAP 2000 et l'ensemble des éléments de la structure ont été modélisés. La figure 4.2 présente

les vues 3D et en plan du modèle incluant tous les éléments dans SAP 2000. Pour le modèle avec rigidité du système d'étalement considéré comme infinie, le modèle a été dupliqué; et dans le modèle dupliqué, les étais et le coffrage sont supprimés.

Dans chacun des deux fichiers, trois cas de chargement – 1Sh/1RSh-IS, 1Sh/2RSh-IS, 1Sh/3RSh-IS, 1Sh/1RSh-FS, 1Sh/2RSh-FS et 1Sh/3RSh-FS – ont été analysés, où IS et FS représentent respectivement une rigidité infinie et une rigidité finie. Les résultats des déflexions à mi-portées des différents types de panneaux ont été exportés dans Excel pour le tracé des graphes et l'analyse des données.

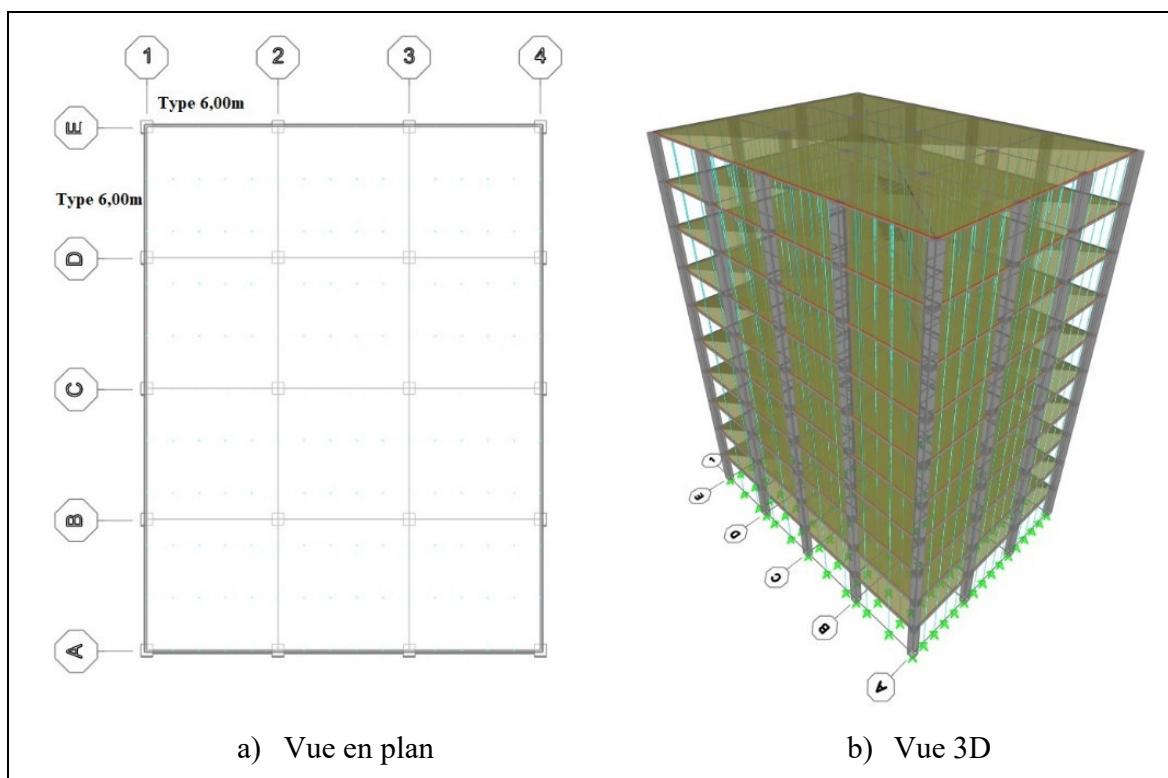


Figure 4.2 Modèle SAP 2000 bâtiment étude paramétrique

Les résultats obtenus pour chaque paramètre étudié sont présentés dans un premier temps, puis les discussions qui en découlent sont présentés au paragraphe 4.9.

### **4.3 Influence de la rigidité dans le système à un niveau d'étalement et un niveau de ré-étalement**

Dans cette partie, nous étudions l'influence de la rigidité du système à un niveau d'étalement et un niveau de ré-étalement. Les comparaisons sont donc effectuées entre les cas de charges 1Sh/1RSh-IS et 1Sh/1RSh-FS. Les tableaux 4.1 et 4.2 présentent les résultats des déflexions à mi-portées des panneaux A à D respectivement. La dalle la plus jeune recevant la plus grande charge (dalle critique) est la dalle n°2 pour le système 1Sh/1RSh-IS. Pour le système 1Sh/1RSh-FS, la dernière dalle sur laquelle le cycle de construction est complet (dalle étudiée) est la dalle n°8. Le coulage de ces dalles a lieu aux étapes n° 3 et 22 pour les systèmes avec rigidité infinie et rigidité finie respectivement (Voir Annexe I Tableau-A I-1).

La colonne « âge struct. » représente l'âge de la structure depuis l'instant initial, considéré comme l'instant de construction du premier niveau. Cette colonne sert principalement à valider la cohérence des étapes de construction et déterminer l'âge de la dalle étudiée.

Pour les deux systèmes, on peut remarquer que l'évolution des déflexions est similaire pour les différents panneaux. Le panneau intérieur D a de plus petites déflexions comparées aux autres panneaux A, B et C. Le panneau de rive B dans la direction Est-Ouest a des déflexions moins importantes que le panneau de rive C dans la direction Nord-Sud, ce qui montre l'importance de l'effet de continuité des panneaux de la dalle. Le panneau de coin A quant à lui est le panneau présentant les déflexions les plus importantes. L'évolution des déflexions étant similaire dans les différents panneaux, dans la suite de l'étude paramétrique, les comparaisons seront faites pour un seul panneau et en l'occurrence le panneau de coin A.

Tableau 4.1 Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/1RSh-IS

<b>Séquence</b>	<b>Âge Struct. (jour)</b>	<b>Âge Dalle (jour)</b>	<b>Déflexions à mi-portée des panneaux (mm)</b>			
			<b>Panneau A</b>	<b>Panneau B</b>	<b>Panneau C</b>	<b>Panneau D</b>
Stage3 - 1	7	0	0	0	0	0
Stage3 - 2	12	5	0,00	0,01	0,01	0,02
Stage4 - 1	12	5	7,39	6,05	5,87	4,35
Stage4 - 2	14	7	8,25	6,78	6,58	4,91
Stage5 - 1	14	7	14,42	11,86	11,53	8,63
Stage5 - 2	19	12	16,35	13,49	13,12	9,93
Stage6 - 1	19	12	10,88	9,05	8,83	6,82
Stage6 - 2	21	14	10,57	8,80	8,59	6,65
Stage7 - 1	21	14	16,08	13,39	13,07	10,13
Stage7 - 2	26	19	17,33	14,46	14,13	11,03
Stage8 - 1	26	19	14,26	11,94	11,68	9,18
Stage8 - 2	28	21	14,13	11,84	11,58	9,11
Stage9 - 1	28	21	14,17	11,89	11,64	9,20
Stage9 - 2	35	28	14,46	12,16	11,91	9,45
Stage10 - 1	35	28	14,50	12,22	11,96	9,53
Stage10 - 2	42	35	14,81	12,50	12,24	9,79
Stage11 - 1	372	365	17,82	15,13	14,85	12,10
Stage12 - 1	1832	1825	18,96	16,13	15,84	12,98
Stage13 - 1	1832	1825	21,42	18,22	17,89	14,62

Tableau 4.2 Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/1RSh-FS

<b>Séquence</b>	<b>Âge Struct. (jour)</b>	<b>Âge Dalle (jour)</b>	<b>Déflexions à mi-portée des panneaux (mm)</b>			
			<b>Panneau A</b>	<b>Panneau B</b>	<b>Panneau C</b>	<b>Panneau D</b>
Stage22 - 1	24	3	10,02	9,48	9,07	8,52
Stage22 - 2	28	7	11,04	10,45	9,96	9,40
Stage23 - 1	31	10	17,24	15,55	15,00	13,16
Stage24 - 1	35	14	17,24	15,55	15,00	13,16
Stage24 - 2	38	17	17,56	15,84	15,28	13,42
Stage25 - 1	42	21	23,10	20,88	20,12	17,76
Stage25 - 2	45	24	24,25	22,00	21,16	18,80
Stage26 - 1	49	28	20,66	18,98	18,18	16,45
Stage27 - 1	52	31	20,66	18,98	18,18	16,45
Stage27 - 2	56	35	20,93	19,23	18,41	16,67
Stage28 - 1	56	35	26,03	23,86	22,82	20,64
Stage28 - 2	63	42	27,23	25,05	23,92	21,76
Stage29 - 1	63	42	24,71	22,92	21,89	20,14
Stage30 - 1	70	49	24,71	22,94	21,92	20,21
Stage31 - 1	70	49	24,86	23,17	22,13	20,51
Stage31 - 2	77	56	25,34	23,69	22,63	21,08
Stage32 - 1	77	56	25,50	23,92	22,84	21,38
Stage32 - 2	84	63	25,94	24,40	23,29	21,89
Stage33 - 1	386	365	29,88	28,54	27,19	26,18
Stage34 - 1	1846	1825	31,38	30,13	28,70	27,85
Stage35 - 1	1846	1825	34,82	33,70	32,08	31,47

#### 4.3.1 Comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie

Le tableau 4.3 présente la comparaison des déflexions obtenues pour ce panneau et la figure 4.3 présente les graphes correspondants. Les déflexions du système avec rigidité finie (FS) sont supérieures aux déflexions du système avec rigidité infinie (IS). Ce qui concorde avec les études antérieures qui montrent que la non-prise en compte de la rigidité du système d'étalement sous-estime les charges de construction (Monette, 2007; ACI Committee 347, 2017). Au coulage de la première dalle, les déflexions sont supposées être nulles dans le système avec étalement indéformable alors qu'elles ne sont pas nulles dans le système avec étalement déformable; ce qui entraîne le pourcentage d'erreur de 100% du tableau. Le long du cycle de construction, ce pourcentage diminue jusqu'à atteindre une valeur de 38% à l'application de la charge maximale avec une valeur moyenne de 40% dans les étapes de décoffrage des dalles supérieures.

Tableau 4.3 Comparaison des déflexions entre les cas 1Sh/1RSh-FS et 1Sh/1RSh-IS

Âge Dalle	Déflexion avec rigidité infinie (mm)	Déflexion avec rigidité K (mm)	Erreur
0	0	10,02	100%
5	0,00	11,04	100%
5	7,39	17,24	57%
7	8,25	17,56	53%
7	14,42	23,10	38%
12	16,35	24,25	33%
12	10,88	20,66	47%
14	10,57	20,93	50%
14	16,08	26,03	38%
19	17,33	27,23	36%
19	14,26	24,71	42%
21	14,13	24,86	43%
21	14,17	25,34	44%
28	14,46	25,34	43%
28	14,50	25,50	43%
35	14,81	25,94	43%
365	17,82	29,88	40%
1825	18,96	31,38	40%
1825	21,42	34,82	38%

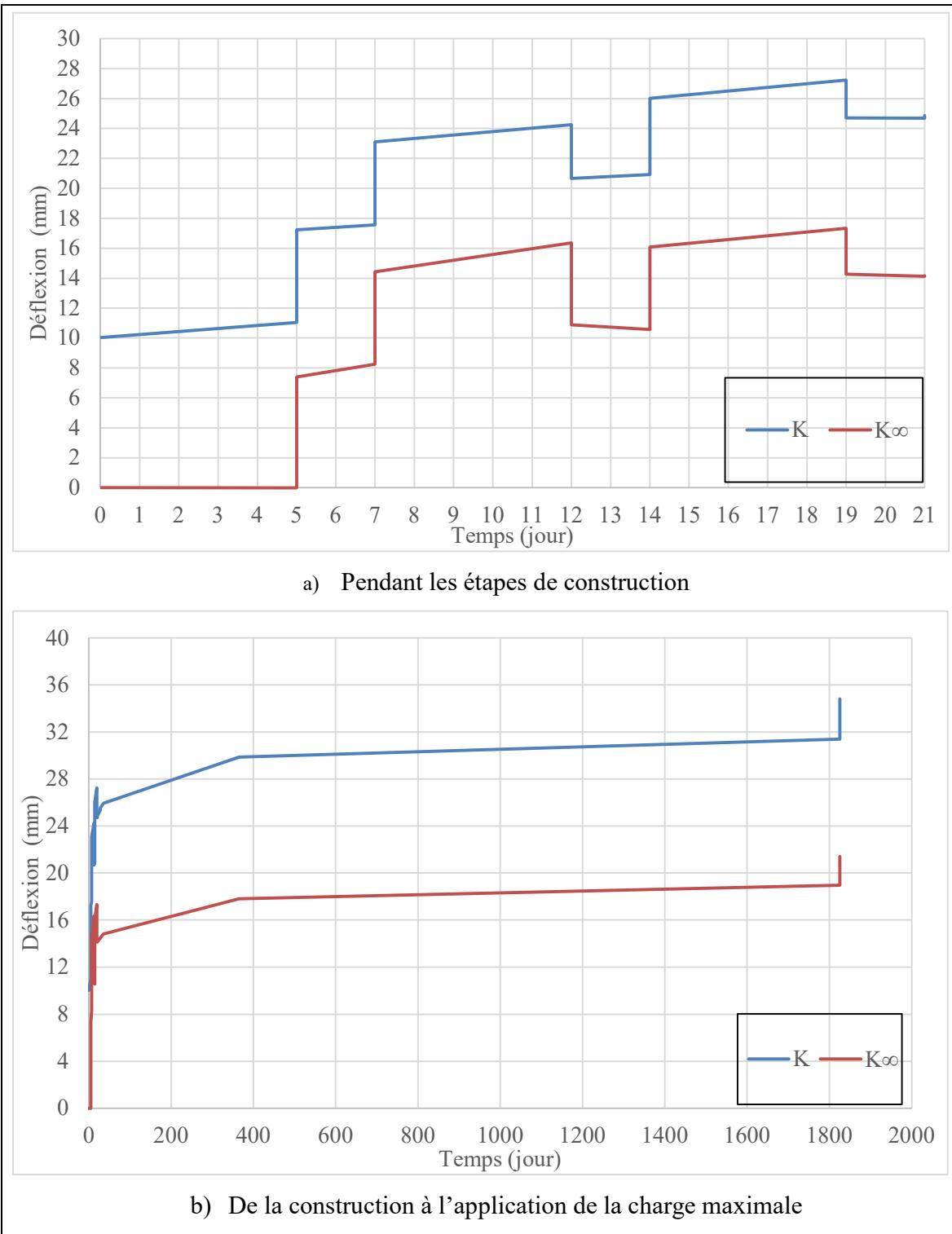


Figure 4.3 Courbes de comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie pour le système 1Sh/1RSh

#### 4.3.2 Variation de la rigidité

Afin d'évaluer l'influence de la sensibilité à la rigidité pour le système étudié, nous avons effectué des analyses en appliquant les coefficients 0,25, 0,50, 0,75, 1,1, 1,25, 1,5 et 10 au module d'élasticité de l'acier des étais pour faire varier la rigidité élastique K du système. D'autre part, un modèle avec des étais de rigidité K et une répartition 1,5 fois plus dense ( $1,20\text{m} \times 1,20\text{m}$ ) a été créé et analysé. Les graphes de la figure 4.4 présente les résultats d'analyse pour le panneau A.

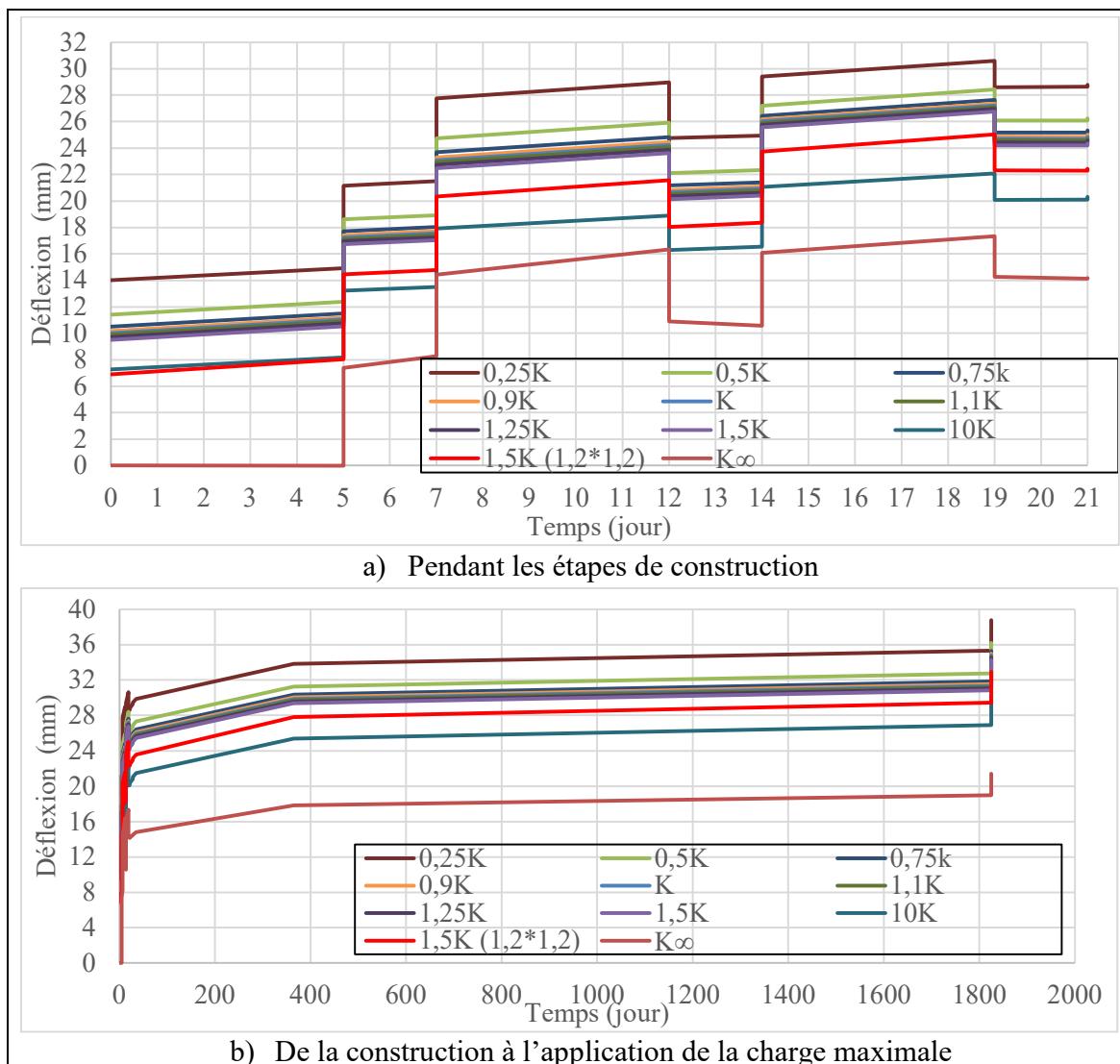


Figure 4.4 Déflexions dues à la variation de la rigidité dans le système 1S/1RSh

#### 4.4 Influence de la rigidité dans le système à un niveau d'étalement et deux niveaux de ré-étalement

Les tableaux 4.4 et 4.5 présentent les résultats des déflexions à mi-portés des panneaux A à D respectivement des cas 1Sh/2RSh-IS et 1Sh/2RSh-FS. La dalle critique est la dalle n°3 pour le système 1Sh/2RSh-IS et la dalle étudiée est la dalle n°7 pour le système 1Sh/2RSh-FS. Le coulage de ces dalles a lieu aux étapes n° 5 et 19 pour les systèmes avec rigidité infinie et rigidité finie respectivement (Voir Annexe I Tableau-A I-1).

Tableau 4.4 Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/2RSh-IS

Séquence	Âge Struct. (jour)	Âge Dalle (jour)	Déflexions à mi-portée des panneaux (mm)			
			Panneau A	Panneau B	Panneau C	Panneau D
Stage5 - 1	14	0	0	0	0	0
Stage5 - 2	19	5	0,02	0,03	0,03	0,04
Stage6 - 1	19	5	7,47	5,99	6,16	4,50
Stage6 - 2	21	7	8,35	6,72	6,91	5,08
Stage7 - 1	21	7	12,81	10,36	10,63	7,91
Stage7 - 2	26	12	14,43	11,71	12,01	9,04
Stage8 - 1	26	12	10,58	8,70	8,90	6,86
Stage8 - 2	28	14	10,42	8,59	8,78	6,80
Stage9 - 1	28	14	14,43	11,94	12,19	9,52
Stage9 - 2	33	19	15,47	12,84	13,10	10,33
Stage10 - 1	33	19	11,83	9,93	10,11	8,13
Stage10 - 2	35	21	11,60	9,75	9,92	8,00
Stage11 - 1	35	21	15,50	13,03	13,26	10,67
Stage11 - 2	40	26	16,37	13,80	14,03	11,37
Stage12 - 1	40	26	14,81	12,53	12,73	10,37
Stage12 - 2	42	28	14,80	12,53	12,73	10,38
Stage13 - 1	42	28	14,86	12,61	12,81	10,50
Stage13 - 2	49	35	15,17	12,92	13,11	10,80
Stage14 - 1	49	35	15,24	13,00	13,19	10,92
Stage14 - 2	56	42	15,54	13,29	13,48	11,20
Stage15 - 1	56	42	15,60	13,37	13,56	11,31
Stage15 - 2	63	49	15,86	13,63	13,81	11,56
Stage16 - 1	379	365	18,63	16,16	16,35	13,95
Stage17 - 1	1839	1825	19,86	17,28	17,46	15,00
Stage18 - 1	1839	1825	22,51	19,59	19,80	17,00

Tableau 4.5 Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/2RSh-FS

<b>Séquence</b>	<b>Âge Struct. (jour)</b>	<b>Âge Dalle (jour)</b>	<b>Déflexions à mi-portée des panneaux (mm)</b>			
			Panneau A	Panneau B	Panneau C	Panneau D
Stage19 - 1	42	0	8,58	8,24	7,90	7,57
Stage19 - 2	47	5	9,34	8,97	8,57	8,23
Stage20 - 1	47	5	15,76	14,26	13,78	12,15
Stage21 - 1	47	5	15,76	14,26	13,78	12,15
Stage21 - 2	49	7	16,00	14,49	14,00	12,36
Stage22 - 1	49	7	20,09	18,29	17,67	15,74
Stage22 - 2	54	12	20,97	19,14	18,46	16,54
Stage23 - 1	54	12	18,18	16,76	16,09	14,62
Stage24 - 1	54	12	18,18	16,76	16,09	14,62
Stage24 - 2	56	14	18,36	16,93	16,25	14,78
Stage25 - 1	56	14	21,85	20,17	19,34	17,64
Stage25 - 2	61	19	22,76	21,07	20,17	18,49
Stage26 - 1	61	19	20,68	19,37	18,51	17,25
Stage27 - 1	61	19	20,68	19,37	18,51	17,25
Stage27 - 2	63	21	20,84	19,53	18,66	17,41
Stage28 - 1	63	21	24,08	22,56	21,52	20,10
Stage28 - 2	68	26	25,02	23,51	22,40	21,01
Stage29 - 1	68	26	23,70	22,36	21,34	20,12
Stage30 - 1	70	28	23,76	22,43	21,42	20,22
Stage31 - 1	70	28	23,89	22,63	21,60	20,48
Stage31 - 2	77	35	24,32	23,10	22,05	21,00
Stage32 - 1	77	35	24,47	23,30	22,23	21,25
Stage32 - 2	84	42	24,85	23,72	22,63	21,70
Stage33 - 1	84	42	24,99	23,91	22,81	21,96
Stage33 - 2	91	49	25,33	24,28	23,16	22,36
Stage34 - 1	407	365	28,64	27,78	26,46	26,01
Stage35 - 1	1867	1825	30,09	29,31	27,92	27,61
Stage36 - 1	1867	1825	33,47	32,79	31,20	31,10

#### 4.4.1 Comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie

De même que dans le système 1Sh/1RSh-IS et 1Sh/1RSh-FS, nous comparons les déflexions du panneau A. Dans ce système, l'écart à l'application de la charge maximale est de 33% avec une valeur moyenne de 37% aux étapes de décoffrage des niveaux supérieurs. Le tableau 4.6 présente ces comparaisons et les graphes sont présentés à la figure 4.5.

Tableau 4.6 Comparaison des déflexions entre les cas 1Sh/2RSh-IS et 1Sh/2RSh-FS

<b>Âge Dalle</b>	<b>Déflexion avec rigidité infinie (mm)</b>	<b>Déflexion avec rigidité K (mm)</b>	<b>Erreur</b>
0	0	8,58	100%
5	0,02	9,34	100%
5	7,47	15,76	53%
7	8,35	16,00	48%
7	12,81	20,09	36%
12	14,43	20,97	31%
12	10,58	18,18	42%
14	10,42	18,36	43%
14	14,43	21,85	34%
19	15,47	22,76	32%
19	11,83	20,68	43%
21	11,60	20,84	44%
21	15,50	24,08	36%
26	16,37	25,02	35%
26	14,81	23,70	38%
28	14,80	23,76	38%
28	14,86	23,89	38%
35	15,17	24,32	38%
35	15,24	24,47	38%
42	15,54	24,85	37%
42	15,60	24,99	38%
49	15,86	25,33	37%
365	18,63	28,64	35%
1825	19,86	30,09	34%
1825	22,51	33,47	33%

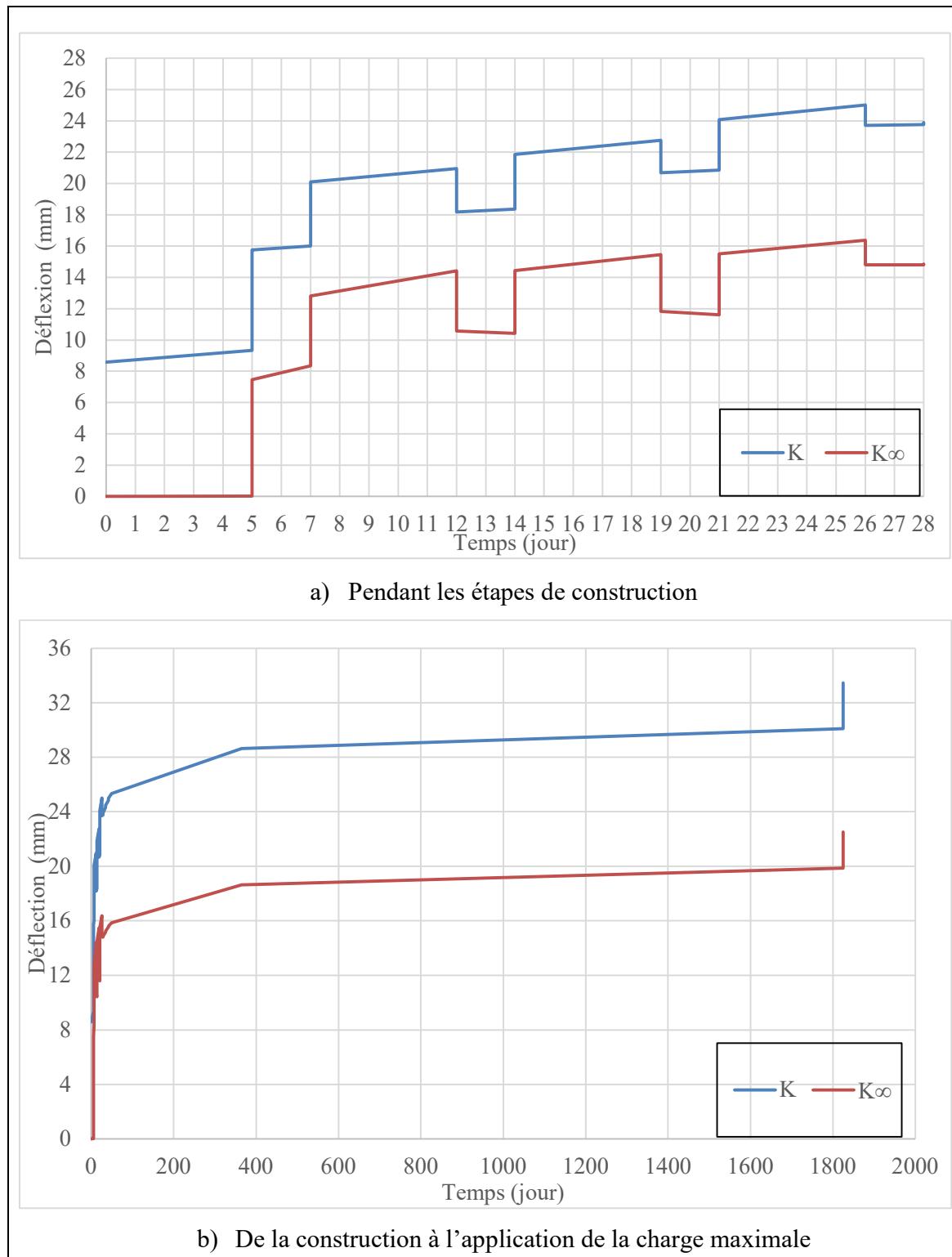


Figure 4.5 Courbes de comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie pour le système 1Sh/2RSh

#### 4.4.2 Variation de la rigidité

Les graphes de la figure 4.6 présentent les résultats d'analyse pour le panneau A pour les différentes rigidités étudiées.

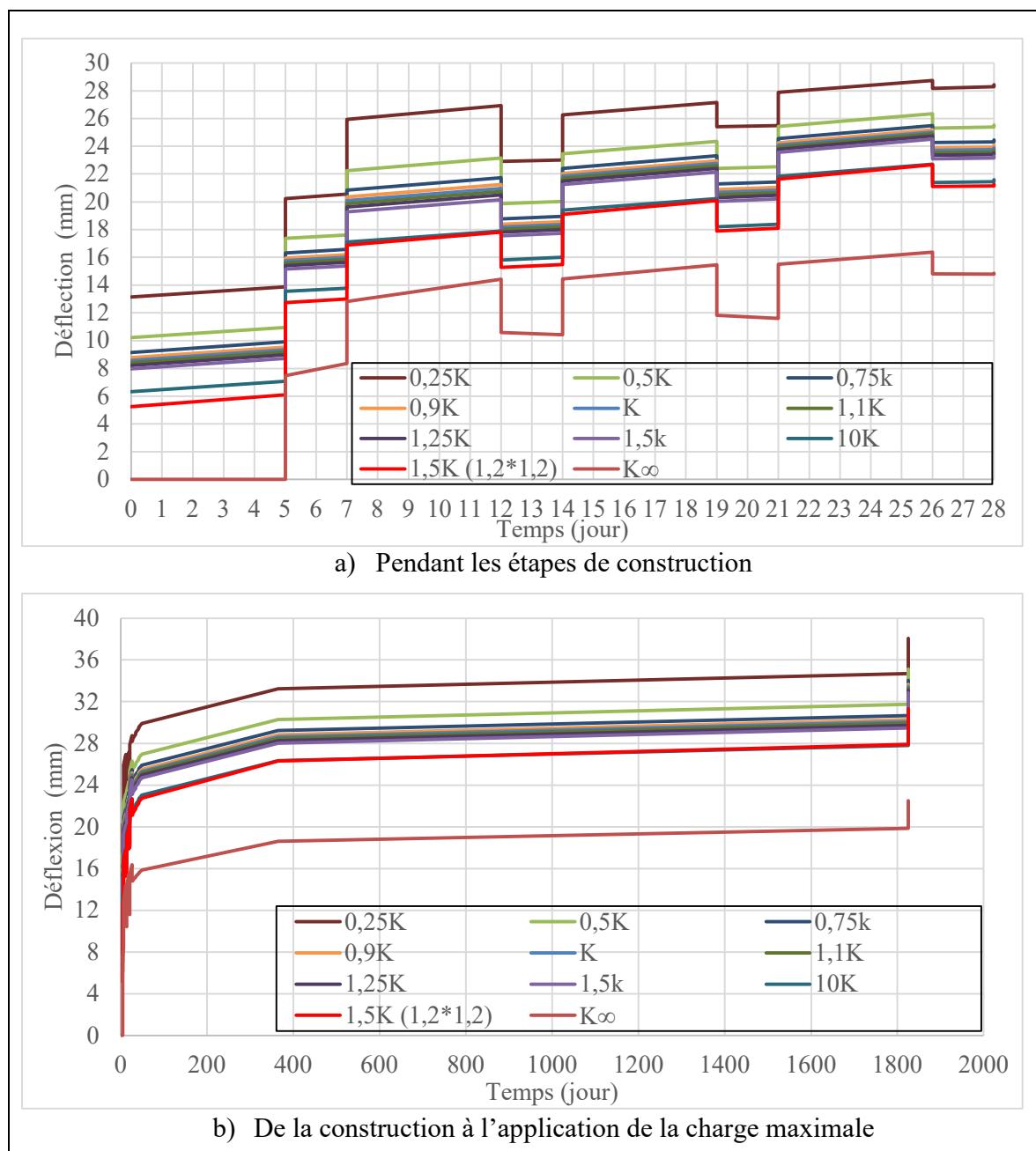


Figure 4.6 Déflexions dues à la variation de la rigidité dans le système 1Sh/2RSh

#### 4.5 Influence de la rigidité dans le système à un niveau d'étalement et trois niveaux de ré-étalement

Les tableaux 4.7 et 4.8 présentent les résultats des déflexions à mi-portés des panneaux A à D respectivement des cas 1Sh/3RSh-IS et 1Sh/3RSh-FS. La dalle critique est la dalle n°4 pour le système 1Sh/3RSh-IS et la dalle étudiée est la dalle n°6 pour le système 1Sh/2RSh-FS. Le coulage de ces dalles a lieu aux étapes n° 7 et 16 pour les systèmes avec rigidité infinie et rigidité finie respectivement (Voir Annexe I Tableau-A I-1).

Tableau 4.7 Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/3RSh-IS

<b>Séquence</b>	<b>Âge Struct. (Jour)</b>	<b>Âge Dalle (Jour)</b>	<b>Déflexions à mi-portée des panneaux (mm)</b>			
			<b>Panneau A</b>	<b>Panneau B</b>	<b>Panneau C</b>	<b>Panneau D</b>
Stage7 - 1	21	0	0	0	0	0
Stage7 - 2	26	5	0,03	0,05	0,05	0,07
Stage8 - 1	26	5	7,56	6,27	6,11	4,65
Stage8 - 2	28	7	8,46	7,03	6,85	5,26
Stage9 - 1	28	7	12,09	10,13	9,89	7,71
Stage9 - 2	33	12	13,56	11,41	11,15	8,79
Stage10 - 1	33	12	10,52	8,94	8,77	7,07
Stage10 - 2	35	14	10,44	8,89	8,72	7,06
Stage11 - 1	35	14	13,75	11,77	11,57	9,48
Stage11 - 2	40	19	14,70	12,62	12,42	10,26
Stage12 - 1	40	19	11,81	10,24	10,09	8,47
Stage12 - 2	42	21	11,66	10,12	9,98	8,40
Stage13 - 1	42	21	14,90	12,97	12,80	10,83
Stage13 - 2	47	26	15,69	13,70	13,53	11,52
Stage14 - 1	47	26	12,84	11,32	11,21	9,72
Stage14 - 2	49	28	12,65	11,18	11,07	9,62
Stage15 - 1	49	28	15,86	14,01	13,87	12,05

Tableau 4.7 Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/3RSh-IS (suite)

<b>Séquence</b>	<b>Âge Struct. (Jour)</b>	<b>Âge Dalle (Jour)</b>	<b>Déflexions à mi-portée des panneaux (mm)</b>			
			<b>Panneau A</b>	<b>Panneau B</b>	<b>Panneau C</b>	<b>Panneau D</b>
Stage15 - 2	54	33	16,57	14,68	14,54	12,70
Stage16 - 1	54	33	15,73	13,93	13,80	12,05
Stage16 - 2	56	35	15,78	13,98	13,85	12,11
Stage17 - 1	56	35	15,85	14,09	13,96	12,26
Stage17 - 2	63	42	16,19	14,42	14,30	12,61
Stage18 - 1	63	42	16,27	14,53	14,42	12,76
Stage18 - 2	70	49	16,58	14,83	14,72	13,08
Stage19 - 1	70	49	16,66	14,93	14,83	13,22
Stage19 - 2	77	56	16,93	15,20	15,10	13,51
Stage20 - 1	77	56	17,01	15,31	15,21	13,65
Stage20 - 2	84	63	17,25	15,55	15,46	13,91
Stage21 - 1	386	365	19,93	18,11	18,03	16,49
Stage22 - 1	1846	1825	21,28	19,40	19,32	17,77
Stage23 - 1	1846	1825	24,00	21,83	21,73	19,90

Tableau 4.8 Évolution des déflexions à mi-portée des dalles du cas 1Sh/3RSh-FS

<b>Séquence</b>	<b>Âge Struct. (jour)</b>	<b>Âge Dalle (jour)</b>	<b>Déflexions à mi-portée des panneaux (mm)</b>			
			<b>Panneau A</b>	<b>Panneau B</b>	<b>Panneau C</b>	<b>Panneau D</b>
Stage16 - 1	35	0	7,94	7,37	7,66	7,09
Stage16 - 2	40	5	8,54	7,90	8,24	7,60
Stage17 - 1	40	5	15,07	13,20	13,64	11,61
Stage18 - 1	40	5	15,07	13,20	13,64	11,61
Stage18 - 2	42	7	15,28	13,39	13,83	11,79
Stage19 - 1	42	7	18,73	16,52	17,05	14,69
Stage19 - 2	47	12	19,43	17,16	17,73	15,33
Stage20 - 1	47	12	16,99	15,02	15,60	13,55
Stage21 - 1	47	12	16,99	15,02	15,60	13,55
Stage21 - 2	49	14	17,14	15,15	15,75	13,68
Stage22 - 1	49	14	19,92	17,64	18,35	16,01
Stage22 - 2	54	19	20,65	18,31	19,06	16,68
Stage23 - 1	54	19	18,89	16,88	17,61	15,59
Stage24 - 1	54	19	18,89	16,88	17,61	15,59
Stage24 - 2	56	21	19,02	16,99	17,73	15,71
Stage25 - 1	56	21	21,42	19,12	20,00	17,74
Stage25 - 2	61	26	22,16	19,81	20,74	18,45
Stage26 - 1	61	26	20,93	18,90	19,80	17,86
Stage27 - 1	61	26	20,93	18,90	19,80	17,86
Stage27 - 2	63	28	21,04	19,01	19,92	17,99
Stage28 - 1	63	28	23,32	21,05	22,09	19,97
Stage28 - 2	68	33	24,08	21,77	22,87	20,74
Stage29 - 1	68	33	23,32	21,15	22,16	20,14
Stage30 - 1	70	35	23,40	21,24	22,24	20,24
Stage31 - 1	70	35	23,51	21,39	22,41	20,46
Stage31 - 2	77	42	23,90	21,79	22,83	20,91
Stage32 - 1	77	42	24,02	21,95	23,00	21,13
Stage32 - 2	84	49	24,36	22,30	23,37	21,52
Stage33 - 1	84	49	24,48	22,45	23,53	21,74
Stage33 - 2	91	56	24,78	22,76	23,86	22,09
Stage34 - 1	91	56	24,90	22,91	24,02	22,31
Stage34 - 2	98	63	25,16	23,19	24,31	22,63
Stage35 - 1	400	365	27,97	25,99	27,28	25,71
Stage36 - 1	1860	1825	29,37	27,38	28,74	27,23
Stage37 - 1	1860	1825	32,65	30,54	32,08	30,55

#### 4.5.1 Comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie

De même que dans le système 1Sh/1RSh-FS et 1Sh/1RSh-IS, nous comparons les déflexions du panneau A. Dans ce système, l'écart à l'application de la charge maximale est de 26% avec une valeur moyenne de 30% aux étapes de décoffrage des niveaux supérieurs. Le tableau 4.9 présente ces comparaisons et les graphes sont présentés à la figure 4.7.

Tableau 4.9 Comparaison des déflexions entre les cas 1Sh/3RSh-IS et 1Sh/3RSh-FS

Âge Dalle	Déflexion avec rigidité infinie (mm)	Déflexion avec rigidité K (mm)	Comparaison
0	0	7,94	100%
5	0,03	8,54	100%
5	7,56	15,07	50%
7	8,46	15,28	45%
7	12,09	18,73	35%
12	13,56	19,43	30%
12	10,52	16,99	38%
14	10,44	17,14	39%
14	13,75	19,92	31%
19	14,70	20,65	29%
19	11,81	18,89	37%
21	11,66	19,02	39%
21	14,90	21,42	30%
26	15,69	22,16	29%
26	12,84	20,93	39%
28	12,65	21,04	40%
28	15,86	23,32	32%
33	16,57	24,08	31%
33	15,73	23,32	33%
35	15,78	23,40	33%
35	15,85	23,51	33%
42	16,19	23,90	32%
42	16,27	24,02	32%
49	16,58	24,36	32%
49	16,66	24,48	32%
56	16,93	24,78	32%
56	17,01	24,90	32%
63	17,25	25,16	31%
365	19,93	27,97	29%
1825	21,28	29,37	28%
1825	24,00	32,65	26%

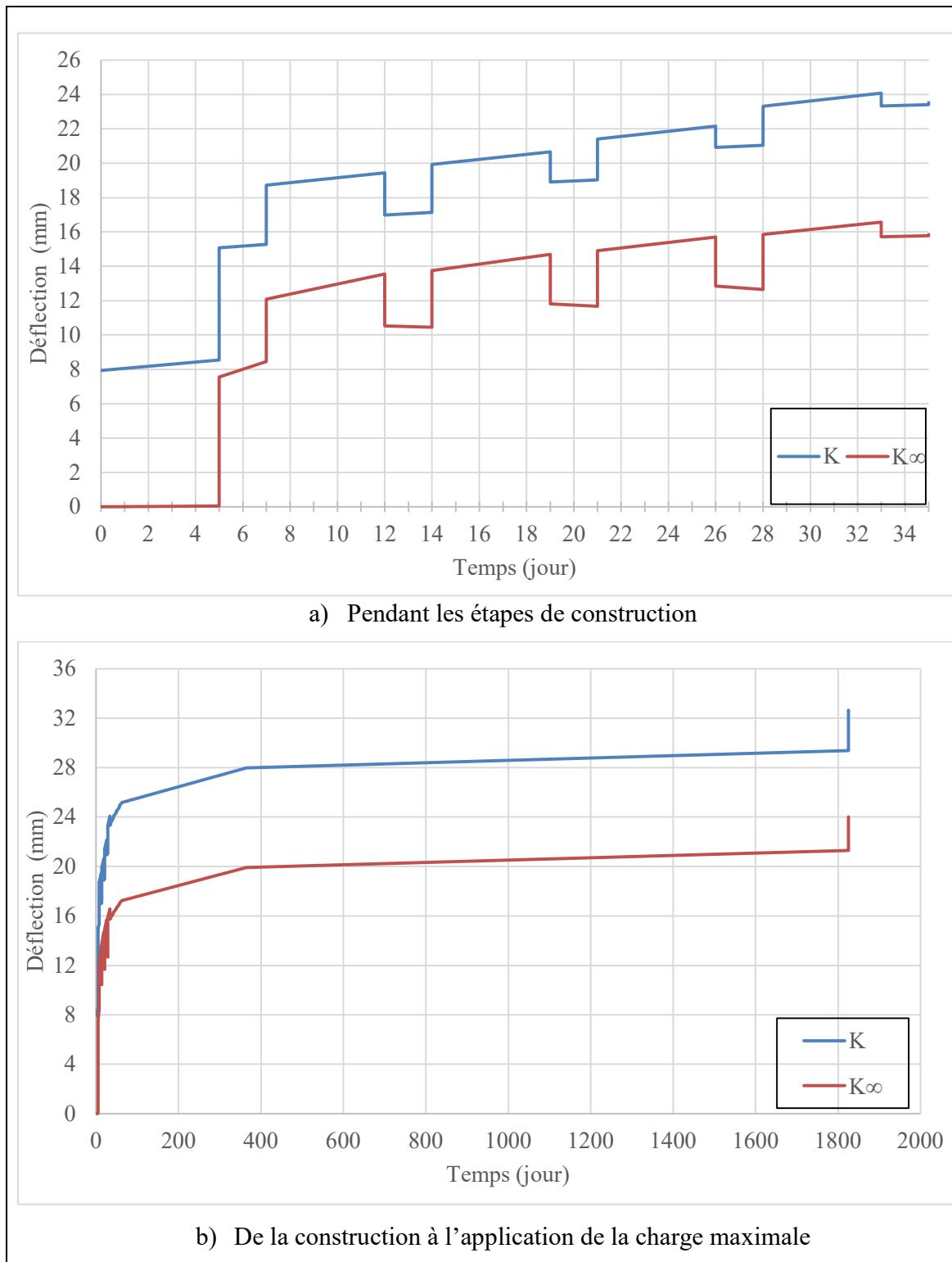


Figure 4.7 Courbes de comparaison des déflexions entre la rigidité finie et la rigidité infinie pour le système 1Sh/3RSh

#### 4.5.2 Variation de la rigidité

Les graphes de la figure 4.6 présentent les résultats d'analyse pour le panneau A pour les différentes rigidités étudiées.

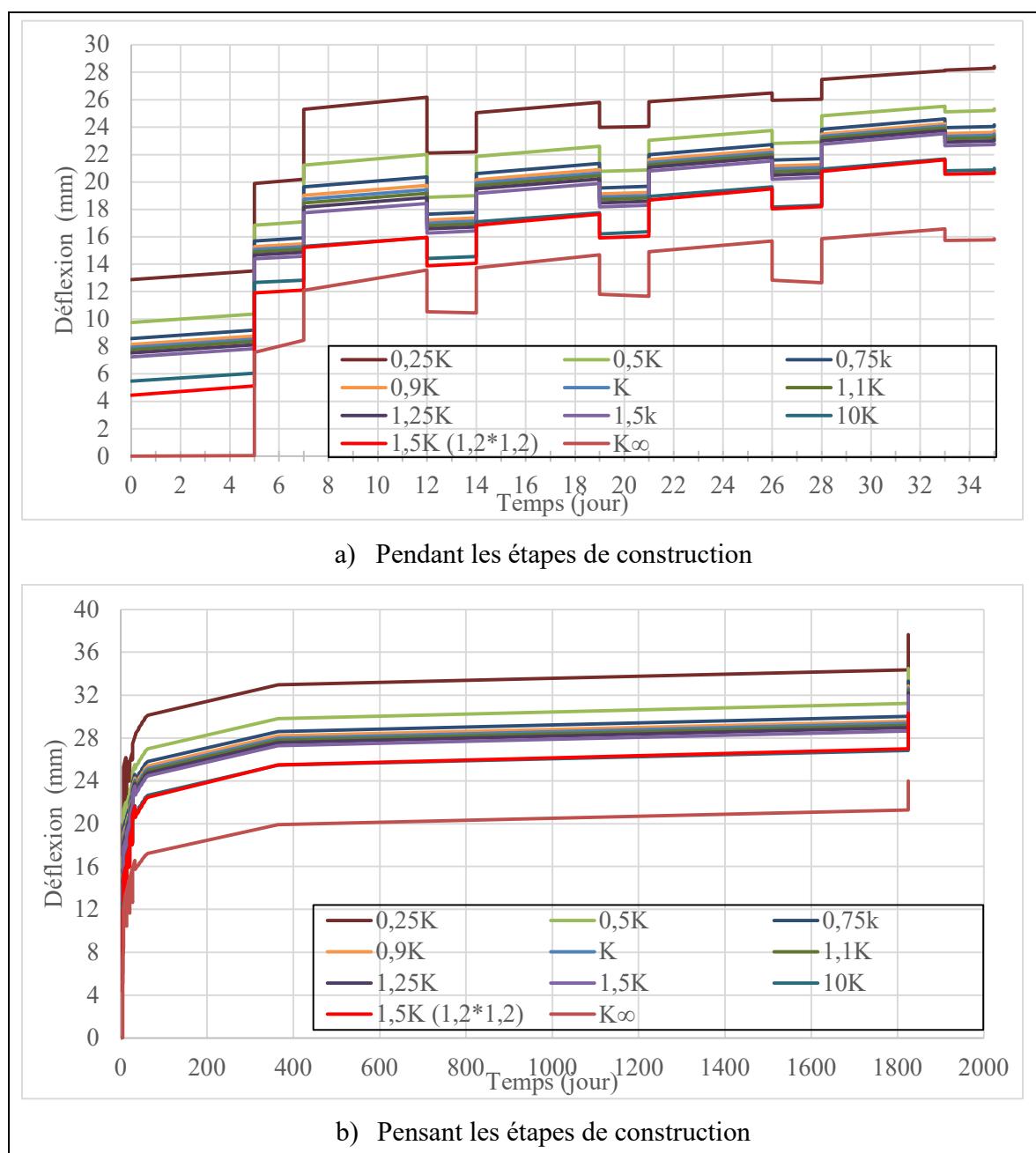


Figure 4.8 Déflexions dues à la variation de la rigidité dans le système 1Sh/3RSh

#### 4.6 Influence du nombre de niveaux réétayés

La figure 4.9 présente l'évolution des déflexions du panneau de dalle A dans les trois systèmes. De cette figure, on peut remarquer une évolution similaire des déflexions avec des déflexions qui diminuent lorsque le nombre de niveaux réétayés augmente. Les écarts obtenus sont d'environ 2% entre le système à trois niveaux réétayés et le système à deux niveaux réétayées et d'environ 10% entre le système à trois niveaux et le système à un niveau réétayé.

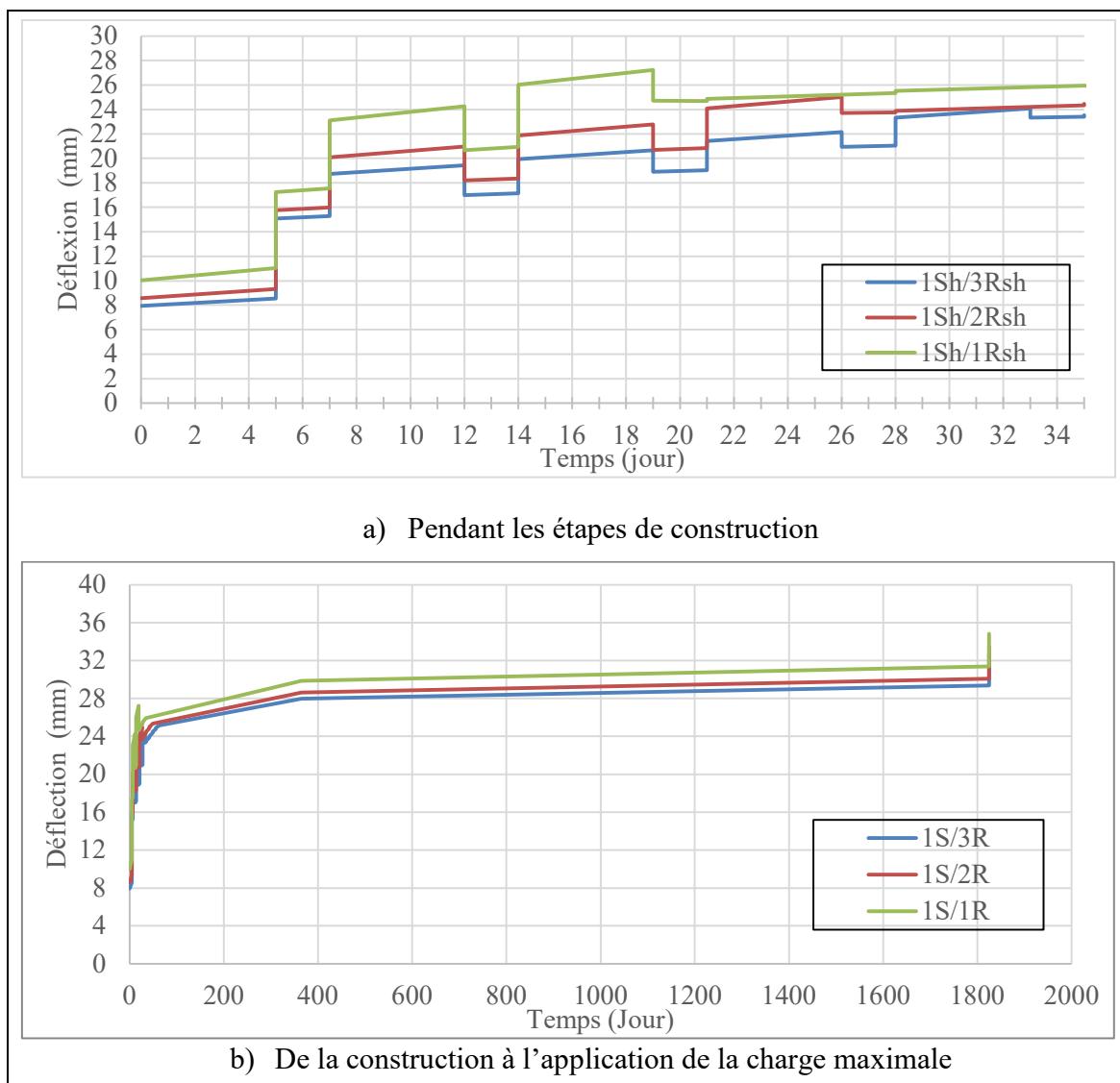


Figure 4.9 Comparaison de l'évolution des déflexions dans les trois systèmes de ré-étalement

#### 4.7 Vérification de la cohérence de l'augmentation observée avec l'étude de cas d'Edmonton

Les différences observées entre les déflexions avec la prise en compte de la rigidité du système d'étalement et la non-prise en compte sont en moyenne de 40%, 35% et 30% pour les systèmes avec un niveau étayé et un, deux et trois niveaux réétayés respectivement dans les phases de décoffrage des niveaux supérieurs. En vue de vérifier la validité de cette augmentation dans un contexte réel, et compte tenu du fait que les déflexions sont peu variables pour de faibles variations de la rigidité, nous avons appliqué l'augmentation de 30% sur les résultats de l'étude de cas d'Edmonton (voir la section 3.2 du chapitre 3). Les graphes de la figure 4.10 présentent les courbes de comparaisons entre ces résultats et les mesures du site des panneaux de rive B et C de l'étude de cas d'Edmonton.

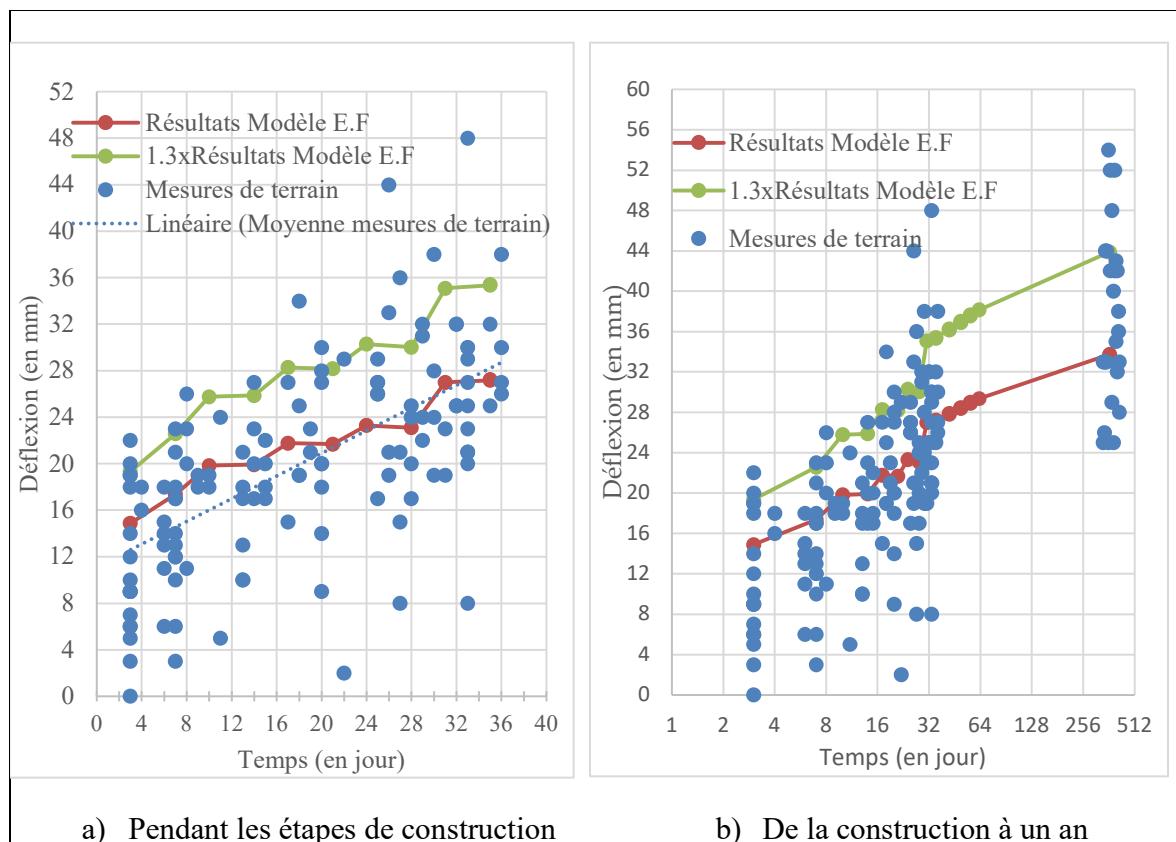


Figure 4.10 Comparaison des résultats entre l'augmentation des déflexions dues à la rigidité et l'étude de cas d'Edmonton pour le panneau B

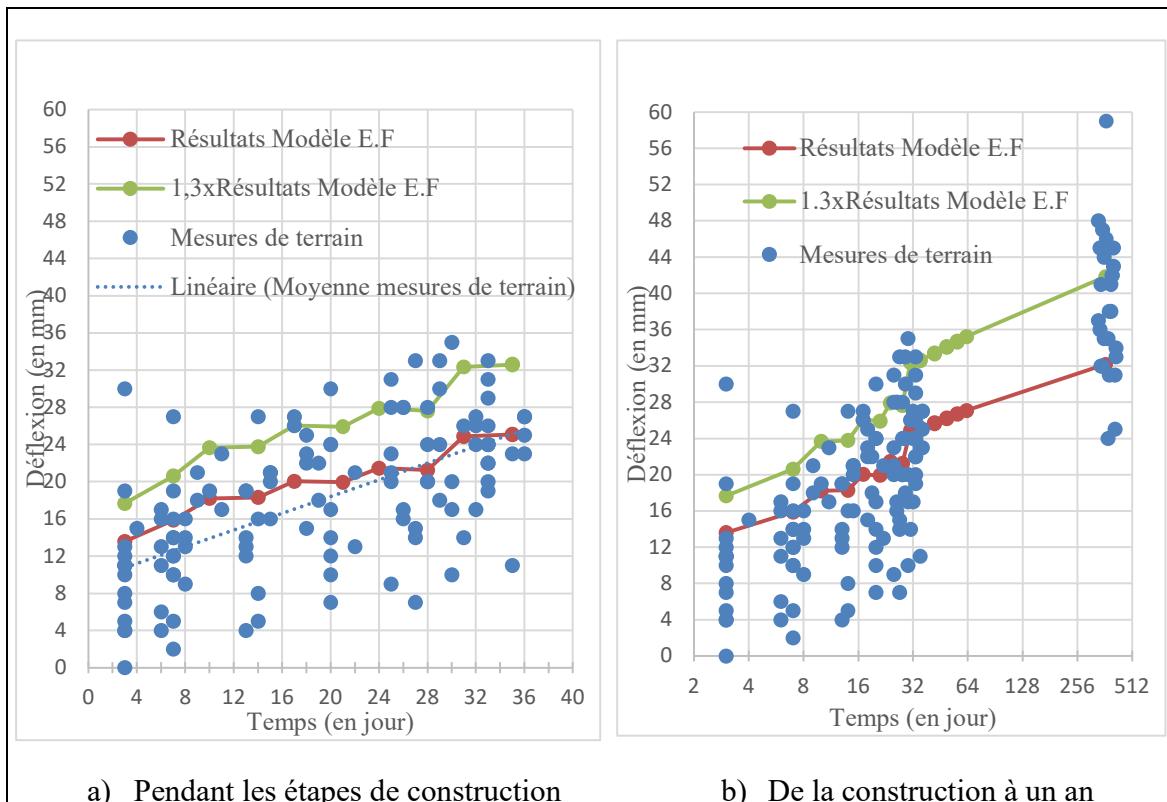


Figure 4.11 Comparaison des résultats entre l'augmentation des déflexions dues à la rigidité et l'étude de cas de Edmonton pour le panneau C

D'après ces graphes, l'augmentation des 30% de la déflexion permet d'obtenir les valeurs des déflexions proches de la limite supérieure des valeurs mesurées sur le site tout en restant dans l'intervalle des valeurs mesurées.

#### 4.8 Influence de la prise en compte des charges de construction

Afin d'analyser l'impact de la prise en compte des charges de construction, un cas particulier dans lequel la charge soutenue est appliquée à 28 jours a été créé. L'analyse a été effectuée dans un premier temps en considérant le fluage du béton, puis sans considérer le fluage. Les résultats obtenus sont présentés à la figure 4.12.

Les courbes obtenues sont similaires à ceux de Motter et Scanlon (2018) avec des écarts de la déflexion à l'application de la charge maximale d'environ 45% lorsque le fluage est prise en

compte sans considérer les charges de construction, et d'environ 65% lorsque ni le fluage ni les charges de construction ne sont pris en compte pour le cas étudié. Ces résultats montrent non seulement l'importance de prendre en compte les charges de construction dans la détermination de la déflection totale des dalles, mais aussi l'importance de prendre en compte le fluage du béton dû au chargement hâtif de la dalle. Ils justifient donc l'importance de l'élaboration de la présente méthodologie d'étude des déformations dues aux charges de construction.

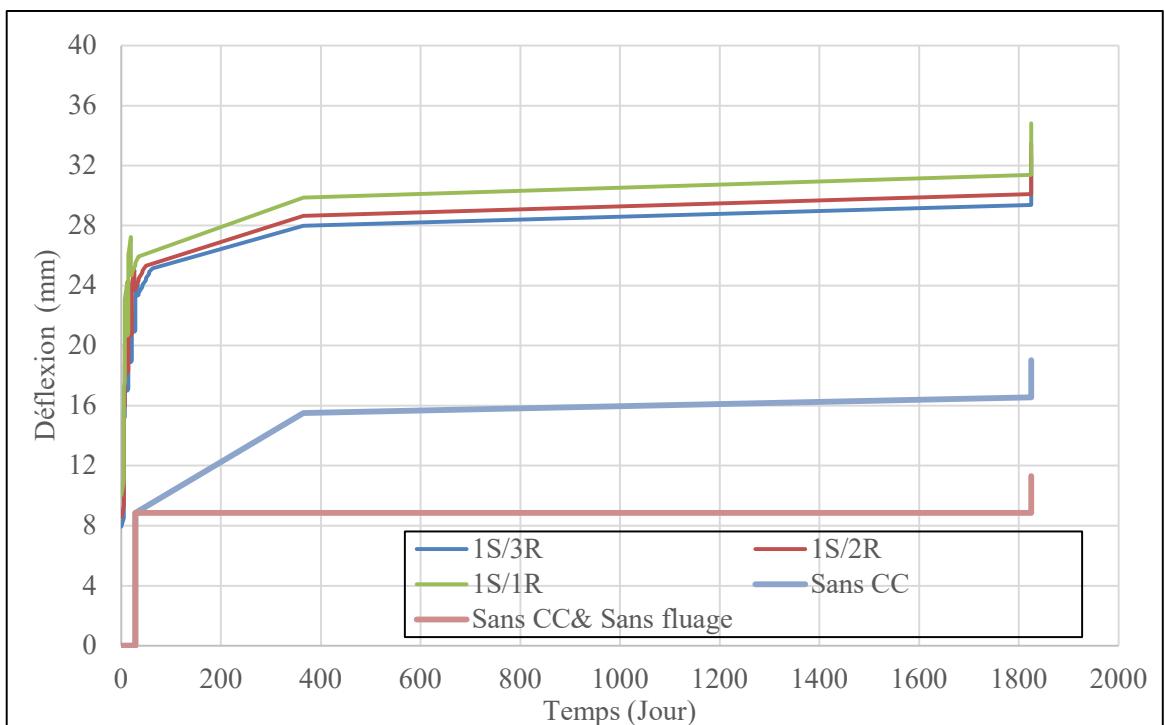


Figure 4.12 Importance de la prise en compte des charges de construction et du fluage

#### 4.9 Analyses et discussions

De cette étude paramétrique, les principales remarques ci-après ont été notées :

- Dans tous les cas étudiés, la non-prise en compte de la déformabilité du système d'étalement (rigidité infinie) conduit à des déflections inférieures aux déflections en considérant la rigidité de ce système. Ce qui concorde avec le fait que la non-prise en

compte de la rigidité du système d'étalement sous-estime les charges de construction, et plus particulièrement dans la dalle critique qui est la dalle ayant les plus faibles caractéristique dans le système support (Monette, 2007; Buitrago, Adam, et al., 2018). Cette différence est d'autant plus grande que la rigidité du système diminue. Dans l'étude de cas du bâtiment d'Edmonton en particulier, la multiplication des résultats en considérant le système comme indéformable par le coefficient moyen d'écart observé dans les systèmes à un niveau d'étalement et trois niveaux de ré-étalement a donné les valeurs des déflexions proches de la borne supérieure des données relevées sur le terrain. Pour rester conservateur en termes de déflexion pendant l'utilisation de l'ouvrage, il est donc préférable de prendre en compte la rigidité du système d'étalement dans l'analyse de la déflexion due aux charges de construction.

- Pour les systèmes étudiés, les déflexions diminuent lorsque la rigidité augmente et vice versa (figures 4.4, 4.6 et 4.8). Cependant, l'intensité de ces variations dépend des intervalles. Entre 0,75K et 1,5K, la déflexion est relativement stable, ce qui suggère que dans cette plage, des augmentations de rigidité ont un effet limité sur la réduction de la déflexion. En revanche, pour des rigidités plus faibles (de 0,25K à 0,75K), les déflexions augmentent significativement, indiquant un système avec une transmission des charges inappropriée. Ces déflexions pourraient dépasser les valeurs admissibles et entraîner l'effondrement de la dalle. Au-delà de 1,5K, la réduction de déflexion est toujours présente mais de moindre amplitude, ce qui indique un effet de saturation, où des rigidités très élevées n'apportent qu'un gain marginal pour le système donné.
- Pour une rigidité équivalente (cas 1,5K et cas 1,5K (1,2x1,2)), plus les étais sont uniformément répartis, moins les déflexions sont importantes et tendent vers les déflexions en considérant le système d'étalement comme indéformable. L'hypothèse de charge uniformément répartie joue donc un rôle important dans la précision des résultats par la méthode simplifiée. La méthode simplifiée est donc plus adaptée pour les systèmes de coffrage avec une densité des étais élevés, tandis que pour les systèmes de coffrage modulaire, une attention particulière doit être portée à la rigidité du système;
- Le nombre de niveaux réétayés bien qu'il contribue à réduire les charges de construction n'exerce pas une grande influence sur les déflexions des dalles. Bien qu'ayant considéré la

même durée du cycle de construction, les systèmes à deux niveaux de ré-étalement et à trois niveaux de ré-étalements donnent sensiblement les mêmes déflexions à cinq ans après la construction. Ce qui concorde avec la conclusion de Beeby (2001b) selon laquelle, la contribution du ré-étalement dans la transmission des charges est théoriquement surestimée. Le choix du nombre de niveaux d'étalement et de ré-étalement doit donc être fait à partir d'autres critères tels que la vitesse de construction (éviter les risques d'effondrement dus à l'enlèvement prématûre des étais) et les moyens économiques disponibles. Il est d'ailleurs recommandé de procéder à une étude d'optimisation pour effectuer le choix du schéma de construction (Sahu & S, 2023) ;

- L'effet de continuité réduit considérablement la déflexion des panneaux. D'une façon générale, les panneaux de rives et de coins se déforment plus que les panneaux intérieurs. Ceci explique pourquoi pour le prédimensionnement des planchers de dalles, l'épaisseur minimale des panneaux extérieurs est généralement prise égale à 1.1 fois l'épaisseur minimale des panneaux intérieurs (CSA A23.3-19) ;
- Les charges de constructions impactent significativement la déflexion totale des dalles en béton armé. Cet impact est d'autant plus accentué lorsque le fluage du béton n'est pas pris en compte. Ce résultat concorde avec les résultats d'analyse par la méthode analytique proposée par Motter & Scanlon (2018). Ce qui montre la nécessité de procéder à une analyse minutieuse de la phase de construction et des conséquences du chargement prématûre des dalles dans la conception et le dimensionnement des bâtiments multi-étages en béton armé.



## CONCLUSION

La maîtrise de la transmission des charges dans le système dalle étalement/ré-étalement pendant la construction des bâtiments multi-étages en béton armé est primordiale pour éviter d'une part les effondrements des structures pendant la phase de construction, et d'autre part, d'éviter que les charges de construction n'altèrent les conditions de service prévues pour l'ouvrage. En effet, pendant la phase de construction des bâtiments multi-étages en béton armé, les charges de construction sont appliquées aux dalles avant qu'elles n'aient atteint leur résistance caractéristique. De plus, ces charges peuvent parfois excéder la charge de service des ouvrages en fonction des séquences et du système de construction. Ces deux facteurs, combinés aux propriétés de fluage de béton, peuvent entraîner des déflexions importantes, entraînant la non-fonctionnalité des conditions de service.

Dans ce mémoire, nous avons premièrement effectué une étude de l'état de l'art en ce qui concerne la phase de construction et les différentes méthodes de calcul pour déterminer d'une part les charges transmises, et d'autre part les déflexions correspondantes dans les travaux d'étalement et de ré-étalement de bâtiments multi-étages en béton armé. Cette étude nous a permis d'élucider les besoins en recherche et la nécessité de proposer une méthodologie d'analyse par éléments finis pour évaluer le comportement charge/déformation pendant la phase de construction des dalles bidirectionnelles.

À cette fin, nous avons développé une méthodologie d'analyse par éléments finis pour déterminer la transmission des charges pendant la phase de construction, afin d'évaluer les déflexions correspondantes et leurs effets sur la structure depuis la phase de construction jusqu'à l'application de la charge maximale de service. La méthodologie est basée sur les systèmes de construction incluant un niveau d'étalement et un, deux et trois niveaux de ré-étalements. Compte tenu des discussions sur l'importance de la prise en compte ou non de la rigidité du système d'étalement relevées dans la revue de la littérature, le modèle par éléments finis proposé a été subdivisé en deux : un modèle incluant la rigidité du système d'étalement et un modèle dans lequel ce système est considéré comme infiniment rigide. Finalement, la

méthodologie a été implémentée dans le logiciel SAP 2000 et un tableur Excel y a été associé pour modifier les paramètres étudiés dans ce projet de recherche.

En vue de valider la méthodologie proposée, les modèles ont été appliqués à deux études de cas réels pour analyser la transmission des charges et l'évolution des déflexions pendant la phase de construction: (i) le projet de construction d'un bâtiment de 28 étages à Edmonton (Jokinen & Scanlon, 1987), pour le modèle considérant le système d'étalement comme indéformable ou infiniment rigide; et (ii) le projet de construction d'un bâtiment de sept étages à Cardington (Beeby, 2001b), pour le modèle considérant la rigidité du système d'étalement. La cohérence entre les résultats des modèles par éléments finis et les résultats des études de cas réels nous ont permis de valider le modèle proposé.

Le modèle a ensuite été utilisé sur un bâtiment type pour analyser l'influence de certains paramètres dans la transmission des charges de construction et l'évolution de la déflexion due à celles-ci. Il en est principalement sorti que la déformabilité du système d'étalement et la prise en compte des charges de construction ont une grande influence sur la déflexion totale des dalles. Le nombre de niveaux réétayés quant à lui n'ayant pas une grande influence sur la déflexion des dalles.

En conclusion, l'étude souligne l'importance de prendre en compte les charges de construction lors de l'évaluation des déflexions des dalles. Ces résultats concordent avec les résultats d'autres auteurs comme ceux du modèle probabiliste de Epaarachchi et al. (2002) selon lequel des dommages structurels dramatiques peuvent survenir si les charges de construction ne sont pas pris en compte dans le dimensionnement ou encore les résultats de Motter & Scanlon (2018) sur l'impact des charges de construction sur le comportement à long terme des dalles. Par conséquent, ce processus peut être intégré dans la conception des bâtiments multi-étages en béton armé pour analyser les déflexions des dalles en béton et optimiser le processus de construction, réduisant ainsi le risque de déflexions excessives pouvant affecter la fonctionnalité de la structure.

## **RECOMMANDATIONS**

Le modèle par éléments finis développé dans ce mémoire peut être utilisé pour analyser d'une part la transmission des charges pendant la phase de construction, et d'autre part l'évolution des déflexions de la construction à l'application de la charge maximale, considérée appliquée à cinq ans après la construction. L'association d'un tableur Excel réduit considérablement le nombre de paramètres à maîtriser pour l'application de la procédure et la rend également répliable sur tout projet. Ce qui en fait un outil d'aide d'évaluation utilisable dans la conception et le dimensionnement des structures.

Cependant, l'étude est basée sur une analyse linéaire et certains paramètres non linéaires ne sont pas pris en compte. Notamment l'évolution du degré de fissuration. Dans la démarche proposée, le degré de fissuration est fixé au départ et n'évolue pas, ce qui n'est pas le cas dans le fonctionnement réel de la structure. Il serait intéressant en vue de compléter l'étude, d'intégrer une analyse pour comparer à chaque étape le moment appliqué au moment de fissuration et appliquer la réduction du moment d'inertie correspondante. Un autre paramètre non linéaire à prendre en compte est le coefficient de récupération de la déformation due au fluage.

Pour finir, l'étude paramétrique ayant porté essentiellement sur la rigidité du système d'étalement, d'autres paramètres comme la configuration du système d'étalement (Position des étais), les paramètres du projet (épaisseur de la dalle, portée des panneaux, hauteur du bâtiment) peuvent être étudiés en vue de définir les critères de prise en compte de la rigidité du système d'étalement.



## ANNEXE I

### DÉFINITION DES CAS DE CHARGEMENT

Tableau-A I-1

Case - Static 6 - Nonlinear Stage Data

Case	Stage	Operation	ObjType	ObjName	Age	LoadType	LoadName	LoadSF
1Sh/1RSh -FS	1	Add Structure	Group	Story 1	0			
1Sh/1RSh -FS	1	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh -FS	1	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C.LL	1
1Sh/1RSh -FS	2	Remove Structure	Group	Form 1				
1Sh/1RSh -FS	2	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/1RSh -FS	3	Add Structure	Group	ReShore 1	0			
1Sh/1RSh -FS	4	Add Structure	Group	Story 2	0			
1Sh/1RSh -FS	4	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh -FS	4	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C.LL	1
1Sh/1RSh -FS	5	Remove Structure	Group	ReShore 1				
1Sh/1RSh -FS	5	Remove Structure	Group	Form 2				
1Sh/1RSh -FS	5	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/1RSh -FS	6	Add Structure	Group	ReShore 2	0			
1Sh/1RSh -FS	7	Add Structure	Group	Story 3	0			
1Sh/1RSh -FS	7	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh -FS	7	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C.LL	1
1Sh/1RSh -FS	8	Remove Structure	Group	ReShore 2				
1Sh/1RSh -FS	8	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh -FS	8	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh -FS	8	Remove Structure	Group	Form 3				
1Sh/1RSh -FS	8	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/1RSh -FS	9	Add Structure	Group	ReShore 3	0			
1Sh/1RSh -FS	10	Add Structure	Group	Story 4	0			
1Sh/1RSh -FS	10	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh -FS	10	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C.LL	1
1Sh/1RSh -FS	11	Remove Structure	Group	ReShore 3				
1Sh/1RSh -FS	11	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh -FS	11	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh -FS	11	Remove Structure	Group	Form 4				
1Sh/1RSh -FS	11	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/1RSh -FS	12	Add Structure	Group	ReShore 4	0			
1Sh/1RSh -FS	13	Add Structure	Group	Story 5	0			
1Sh/1RSh -FS	13	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh -FS	13	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C.LL	1
1Sh/1RSh -FS	14	Remove Structure	Group	ReShore 4				
1Sh/1RSh -FS	14	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh -FS	14	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh -FS	14	Remove Structure	Group	Form 5				
1Sh/1RSh -FS	14	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/1RSh -FS	15	Add Structure	Group	ReShore 5	0			
1Sh/1RSh -FS	16	Add Structure	Group	Story 6	0			
1Sh/1RSh -FS	16	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	DEAD	1

Tableau-A I-1 Case - Static 6 - Nonlinear Stage Data (con't)

Case	Stage	Operation	ObjType	ObjName	Age	LoadType	LoadName	LoadSF
1Sh/1RSh -FS	16	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	C.LL	1
1Sh/1RSh -FS	17	Remove Structure	Group	ReShore 5				
1Sh/1RSh -FS	17	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh -FS	17	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh -FS	17	Remove Structure	Group	Form 6				
1Sh/1RSh -FS	17	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/1RSh -FS	18	Add Structure	Group	ReShore 6	0			
1Sh/1RSh -FS	19	Add Structure	Group	Story 7	0			
1Sh/1RSh -FS	19	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh -FS	19	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	C.LL	1
1Sh/1RSh -FS	20	Remove Structure	Group	ReShore 6				
1Sh/1RSh -FS	20	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh -FS	20	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh -FS	20	Remove Structure	Group	Form 7				
1Sh/1RSh -FS	20	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/1RSh -FS	21	Add Structure	Group	ReShore 7	0			
1Sh/1RSh -FS	22	Add Structure	Group	Story 8	0			
1Sh/1RSh -FS	22	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh -FS	22	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	C.LL	1
1Sh/1RSh -FS	23	Remove Structure	Group	ReShore 7				
1Sh/1RSh -FS	23	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh -FS	23	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh -FS	23	Remove Structure	Group	Form 8				
1Sh/1RSh -FS	23	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/1RSh -FS	24	Add Structure	Group	ReShore 8	0			
1Sh/1RSh -FS	25	Add Structure	Group	Story 9	0			
1Sh/1RSh -FS	25	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh -FS	25	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	C.LL	1
1Sh/1RSh -FS	26	Remove Structure	Group	ReShore 8				
1Sh/1RSh -FS	26	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh -FS	26	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh -FS	26	Remove Structure	Group	Form 9				
1Sh/1RSh -FS	26	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/1RSh -FS	27	Add Structure	Group	ReShore 9	0			
1Sh/1RSh -FS	28	Add Structure	Group	Story 10	0			
1Sh/1RSh -FS	28	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh -FS	28	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	C.LL	1
1Sh/1RSh -FS	29	Remove Structure	Group	ReShore 10				
1Sh/1RSh -FS	29	Remove Structure	Group	ReShore 9				
1Sh/1RSh -FS	29	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh -FS	29	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh -FS	29	Remove Structure	Group	Form 10				
1Sh/1RSh -FS	29	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/1RSh -FS	31	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh -FS	31	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh -FS	32	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh -FS	32	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh -FS	35	Load Objects	Group	ALL		Load pattern	LL	0,9
1Sh/1RSh - IS	1	Add Structure	Group	Story 1	0			
1Sh/1RSh - IS	2	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	DEAD	1

Tableau-A I-1 Case - Static 6 - Nonlinear Stage Data (con't)

Case	Stage	Operation	ObjType	ObjName	Age	LoadType	LoadName	LoadSF
1Sh/1RSh - IS	3	Add Structure	Group	Story 2	0			
1Sh/1RSh - IS	4	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh - IS	5	Add Structure	Group	Story 3	0			
1Sh/1RSh - IS	5	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C1R	1
1Sh/1RSh - IS	5	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C1R	1
1Sh/1RSh - IS	6	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh - IS	6	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh - IS	6	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh - IS	6	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C1R	-1
1Sh/1RSh - IS	6	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C1R	-1
1Sh/1RSh - IS	7	Add Structure	Group	Story 4	0			
1Sh/1RSh - IS	7	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C1R	1
1Sh/1RSh - IS	7	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C1R	1
1Sh/1RSh - IS	8	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh - IS	8	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh - IS	8	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	DEAD	1
1Sh/1RSh - IS	8	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C1R	-1
1Sh/1RSh - IS	8	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh - IS	9	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh - IS	9	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh - IS	10	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	SDL	1
1Sh/1RSh - IS	10	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	LL	0,1
1Sh/1RSh - IS	13	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	LL	0,9
1Sh/1RSh - IS	13	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	LL	0,9
1Sh/1RSh - IS	13	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	LL	0,9
1Sh/1RSh - IS	13	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	LL	0,9
1Sh/2RSh -FS	1	Add Structure	Group	Story 1	0			
1Sh/2RSh -FS	1	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -FS	1	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C.LL	1
1Sh/2RSh -FS	2	Remove Structure	Group	Form 1				
1Sh/2RSh -FS	2	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/2RSh -FS	3	Add Structure	Group	ReShore 1	0			
1Sh/2RSh -FS	4	Add Structure	Group	Story 2	0			
1Sh/2RSh -FS	4	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -FS	4	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C.LL	1
1Sh/2RSh -FS	5	Remove Structure	Group	Form 2				
1Sh/2RSh -FS	5	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/2RSh -FS	6	Add Structure	Group	ReShore 2	0			
1Sh/2RSh -FS	7	Add Structure	Group	Story 3	0			
1Sh/2RSh -FS	7	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -FS	7	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C.LL	1
1Sh/2RSh -FS	8	Remove Structure	Group	ReShore 1				
1Sh/2RSh -FS	8	Remove Structure	Group	Form 3				
1Sh/2RSh -FS	8	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/2RSh -FS	9	Add Structure	Group	ReShore 3	0			
1Sh/2RSh -FS	10	Add Structure	Group	Story 4	0			
1Sh/2RSh -FS	10	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -FS	10	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C.LL	1
1Sh/2RSh -FS	11	Remove Structure	Group	ReShore 2				
1Sh/2RSh -FS	11	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -FS	11	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	LL	0,1

Tableau-A I-1 Case - Static 6 - Nonlinear Stage Data (con't)

Case	Stage	Operation	ObjType	ObjName	Age	LoadType	LoadName	LoadSF
1Sh/2RSh -FS	11	Remove Structure	Group	Form 4				
1Sh/2RSh -FS	11	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/2RSh -FS	12	Add Structure	Group	ReShore 4	0			
1Sh/2RSh -FS	13	Add Structure	Group	Story 5	0			
1Sh/2RSh -FS	13	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -FS	13	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C.LL	1
1Sh/2RSh -FS	14	Remove Structure	Group	ReShore 3				
1Sh/2RSh -FS	14	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -FS	14	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -FS	14	Remove Structure	Group	Form 5				
1Sh/2RSh -FS	14	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/2RSh -FS	15	Add Structure	Group	ReShore 5	0			
1Sh/2RSh -FS	16	Add Structure	Group	Story 6	0			
1Sh/2RSh -FS	16	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -FS	16	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	C.LL	1
1Sh/2RSh -FS	17	Remove Structure	Group	ReShore 4				
1Sh/2RSh -FS	17	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -FS	17	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -FS	17	Remove Structure	Group	Form 6				
1Sh/2RSh -FS	17	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/2RSh -FS	18	Add Structure	Group	ReShore 6	0			
1Sh/2RSh -FS	19	Add Structure	Group	Story 7	0			
1Sh/2RSh -FS	19	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -FS	19	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	C.LL	1
1Sh/2RSh -FS	20	Remove Structure	Group	ReShore 5				
1Sh/2RSh -FS	20	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -FS	20	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -FS	20	Remove Structure	Group	Form 7				
1Sh/2RSh -FS	20	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/2RSh -FS	21	Add Structure	Group	ReShore 7	0			
1Sh/2RSh -FS	22	Add Structure	Group	Story 8	0			
1Sh/2RSh -FS	22	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -FS	22	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	C.LL	1
1Sh/2RSh -FS	23	Remove Structure	Group	ReShore 6				
1Sh/2RSh -FS	23	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -FS	23	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -FS	23	Remove Structure	Group	Form 8				
1Sh/2RSh -FS	23	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/2RSh -FS	24	Add Structure	Group	ReShore 8	0			
1Sh/2RSh -FS	25	Add Structure	Group	Story 9	0			
1Sh/2RSh -FS	25	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -FS	25	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	C.LL	1
1Sh/2RSh -FS	26	Remove Structure	Group	ReShore 7				
1Sh/2RSh -FS	26	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -FS	26	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -FS	26	Remove Structure	Group	Form 9				
1Sh/2RSh -FS	26	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/2RSh -FS	27	Add Structure	Group	ReShore 9	0			
1Sh/2RSh -FS	28	Add Structure	Group	Story 10	0			
1Sh/2RSh -FS	28	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -FS	28	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	C.LL	1

Tableau-A I-1 Case - Static 6 - Nonlinear Stage Data (con't)

Case	Stage	Operation	ObjType	ObjName	Age	LoadType	LoadName	LoadSF
1Sh/2RSh -FS	29	Remove Structure	Group	ReShore 8				
1Sh/2RSh -FS	29	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -FS	29	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -FS	29	Remove Structure	Group	Form 10				
1Sh/2RSh -FS	29	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	C_LL	-1
1Sh/2RSh -FS	31	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -FS	31	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -FS	31	Remove Structure	Group	ReShore 9				
1Sh/2RSh -FS	32	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -FS	32	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -FS	33	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -FS	33	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -FS	36	Load Objects	Group	ALL		Load pattern	LL	0,9
1Sh/2RSh -IS	1	Add Structure	Group	Story 1	0			
1Sh/2RSh -IS	2	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -IS	3	Add Structure	Group	Story 2	0			
1Sh/2RSh -IS	4	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -IS	5	Add Structure	Group	Story 3	0			
1Sh/2RSh -IS	6	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -IS	7	Add Structure	Group	Story 4	0			
1Sh/2RSh -IS	7	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C2R	1
1Sh/2RSh -IS	7	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C2R	1
1Sh/2RSh -IS	7	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C2R	1
1Sh/2RSh -IS	8	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -IS	8	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -IS	8	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C2R	-1
1Sh/2RSh -IS	8	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C2R	-1
1Sh/2RSh -IS	8	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C2R	-1
1Sh/2RSh -IS	8	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -IS	9	Add Structure	Group	Story 5	0			
1Sh/2RSh -IS	9	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C2R	1
1Sh/2RSh -IS	9	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C2R	1
1Sh/2RSh -IS	9	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C2R	1
1Sh/2RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C2R	-1
1Sh/2RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C2R	-1
1Sh/2RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C2R	-1
1Sh/2RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -IS	11	Add Structure	Group	Story 6	0			
1Sh/2RSh -IS	11	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C2R	1
1Sh/2RSh -IS	11	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C2R	1
1Sh/2RSh -IS	11	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C2R	1
1Sh/2RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C2R	-1
1Sh/2RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C2R	-1
1Sh/2RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C2R	-1
1Sh/2RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	DEAD	1
1Sh/2RSh -IS	13	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -IS	13	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	LL	0,1

Tableau-A I-1 Case - Static 6 - Nonlinear Stage Data (con't)

Case	Stage	Operation	ObjType	ObjName	Age	LoadType	LoadName	LoadSF
1Sh/2RSh -IS	14	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -IS	14	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -IS	15	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	SDL	1
1Sh/2RSh -IS	15	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	LL	0,1
1Sh/2RSh -IS	18	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	LL	0,9
1Sh/2RSh -IS	18	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	LL	0,9
1Sh/2RSh -IS	18	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	LL	0,9
1Sh/2RSh -IS	18	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	LL	0,9
1Sh/2RSh -IS	18	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	LL	0,9
1Sh/2RSh -IS	18	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	LL	0,9
1Sh/3RSh -FS	1	Add Structure	Group	Story 1	0			
1Sh/3RSh -FS	1	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -FS	1	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C.LL	1
1Sh/3RSh -FS	2	Remove Structure	Group	Form 1				
1Sh/3RSh -FS	2	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/3RSh -FS	3	Add Structure	Group	ReShore 1	0			
1Sh/3RSh -FS	4	Add Structure	Group	Story 2	0			
1Sh/3RSh -FS	4	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -FS	4	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C.LL	1
1Sh/3RSh -FS	5	Remove Structure	Group	Form 2				
1Sh/3RSh -FS	5	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/3RSh -FS	6	Add Structure	Group	ReShore 2	0			
1Sh/3RSh -FS	7	Add Structure	Group	Story 3	0			
1Sh/3RSh -FS	7	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -FS	7	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C.LL	1
1Sh/3RSh -FS	8	Remove Structure	Group	Form 3				
1Sh/3RSh -FS	8	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/3RSh -FS	9	Add Structure	Group	ReShore 3	0			
1Sh/3RSh -FS	10	Add Structure	Group	Story 4	0			
1Sh/3RSh -FS	10	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -FS	10	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C.LL	1
1Sh/3RSh -FS	11	Remove Structure	Group	ReShore 1				
1Sh/3RSh -FS	11	Remove Structure	Group	Form 4				
1Sh/3RSh -FS	11	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/3RSh -FS	12	Add Structure	Group	ReShore 4	0			
1Sh/3RSh -FS	13	Add Structure	Group	Story 5	0			
1Sh/3RSh -FS	13	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -FS	13	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C.LL	1
1Sh/3RSh -FS	14	Remove Structure	Group	ReShore 2				
1Sh/3RSh -FS	14	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -FS	14	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -FS	14	Remove Structure	Group	Form 5				
1Sh/3RSh -FS	14	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/3RSh -FS	15	Add Structure	Group	ReShore 5	0			
1Sh/3RSh -FS	16	Add Structure	Group	Story 6	0			
1Sh/3RSh -FS	16	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -FS	16	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	C.LL	1
1Sh/3RSh -FS	17	Remove Structure	Group	ReShore 3				
1Sh/3RSh -FS	17	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -FS	17	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -FS	17	Remove Structure	Group	Form 6				

Tableau-A I-1 Case - Static 6 - Nonlinear Stage Data (con't)

Case	Stage	Operation	ObjType	ObjName	Age	LoadType	LoadName	LoadSF
1Sh/3RSh -FS	17	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/3RSh -FS	18	Add Structure	Group	ReShore 6	0			
1Sh/3RSh -FS	19	Add Structure	Group	Story 7	0			
1Sh/3RSh -FS	19	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -FS	19	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	C.LL	1
1Sh/3RSh -FS	20	Remove Structure	Group	ReShore 4				
1Sh/3RSh -FS	20	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -FS	20	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -FS	20	Remove Structure	Group	Form 7				
1Sh/3RSh -FS	20	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/3RSh -FS	21	Add Structure	Group	ReShore 7	0			
1Sh/3RSh -FS	22	Add Structure	Group	Story 8	0			
1Sh/3RSh -FS	22	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -FS	22	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	C.LL	1
1Sh/3RSh -FS	23	Remove Structure	Group	ReShore 5				
1Sh/3RSh -FS	23	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -FS	23	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -FS	23	Remove Structure	Group	Form 8				
1Sh/3RSh -FS	23	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/3RSh -FS	24	Add Structure	Group	ReShore 8	0			
1Sh/3RSh -FS	25	Add Structure	Group	Story 9	0			
1Sh/3RSh -FS	25	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -FS	25	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	C.LL	1
1Sh/3RSh -FS	26	Remove Structure	Group	ReShore 6				
1Sh/3RSh -FS	26	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -FS	26	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -FS	26	Remove Structure	Group	Form 9				
1Sh/3RSh -FS	26	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/3RSh -FS	27	Add Structure	Group	ReShore 9	0			
1Sh/3RSh -FS	28	Add Structure	Group	Story 10	0			
1Sh/3RSh -FS	28	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -FS	28	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	C.LL	1
1Sh/3RSh -FS	29	Remove Structure	Group	ReShore 7				
1Sh/3RSh -FS	29	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -FS	29	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -FS	29	Remove Structure	Group	Form 10				
1Sh/3RSh -FS	29	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	C.LL	-1
1Sh/3RSh -FS	31	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -FS	31	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -FS	31	Remove Structure	Group	ReShore 8				
1Sh/3RSh -FS	32	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -FS	32	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -FS	32	Remove Structure	Group	ReShore 9				
1Sh/3RSh -FS	33	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -FS	33	Load Objects	Group	Story 9		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -FS	34	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -FS	34	Load Objects	Group	Story 10		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -FS	37	Load Objects	Group	ALL		Load pattern	LL	0,9
1Sh/3RSh -IS	1	Add Structure	Group	Story 1	0			
1Sh/3RSh -IS	2	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -IS	3	Add Structure	Group	Story 2	0			

Tableau-A I-1 Case - Static 6 - Nonlinear Stage Data (con't)

Case	Stage	Operation	ObjType	ObjName	Age	LoadType	LoadName	LoadSF
1Sh/3RSh -IS	4	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -IS	5	Add Structure	Group	Story 3	0			
1Sh/3RSh -IS	5	Add Structure	Group	Story 3	0			
1Sh/3RSh -IS	6	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -IS	7	Add Structure	Group	Story 4	0			
1Sh/3RSh -IS	8	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -IS	9	Add Structure	Group	Story 5	0			
1Sh/3RSh -IS	9	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	9	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	9	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	9	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -IS	10	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	11	Add Structure	Group	Story 6	0			
1Sh/3RSh -IS	11	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	11	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	11	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	11	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -IS	12	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	13	Add Structure	Group	Story 7	0			
1Sh/3RSh -IS	13	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	13	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	13	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	13	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	14	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -IS	14	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -IS	14	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	14	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	14	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	14	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -IS	14	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	15	Add Structure	Group	Story 8	0			
1Sh/3RSh -IS	15	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	15	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	15	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	15	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	C3R	1
1Sh/3RSh -IS	16	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -IS	16	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -IS	16	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	16	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	C3R	-1

Tableau-A I-1

Case - Static 6 - Nonlinear Stage Data (con't)

Case	Stage	Operation	ObjType	ObjName	Age	LoadType	LoadName	LoadSF
1Sh/3RSh -IS	16	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	16	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	DEAD	1
1Sh/3RSh -IS	16	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	C3R	-1
1Sh/3RSh -IS	17	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -IS	17	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -IS	18	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -IS	18	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -IS	19	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -IS	19	Load Objects	Group	Story 7		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -IS	20	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	LL	0,1
1Sh/3RSh -IS	20	Load Objects	Group	Story 8		Load pattern	SDL	1
1Sh/3RSh -IS	23	Load Objects	Group	Story 1		Load pattern	LL	0,9
1Sh/3RSh -IS	23	Load Objects	Group	Story 2		Load pattern	LL	0,9
1Sh/3RSh -IS	23	Load Objects	Group	Story 3		Load pattern	LL	0,9
1Sh/3RSh -IS	23	Load Objects	Group	Story 4		Load pattern	LL	0,9
1Sh/3RSh -IS	23	Load Objects	Group	Story 5		Load pattern	LL	0,9
1Sh/3RSh -IS	23	Load Objects	Group	Story 6		Load pattern	LL	0,9



## ANNEXE II

### DÉTERMINATION COEFFICIENTS DE CALCUL RÉSISTANCE DU BÉTON DE L'ÉTUDE DE CAS DE BÂTIMENT À EDMONTON

Tableau-A II-1      Résistance expérimentale à 7 jours et résistance calculée suivant  
l'équation

Niveau	Valeurs expérimentales		Cure normale		Cure accélérée	
	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{c7}$ (MPa)	$f_{c7}$ (Mpa) ciment type <b>10</b>	$f_{c7}$ (Mpa) ciment type <b>30</b>	$f_{c7}$ (Mpa) ciment type <b>10</b>	$f_{c7}$ (Mpa) ciment type <b>10</b>
<b>8</b>	39,00	27,80	27,44	31,24	35,69	36,11
<b>9</b>	40,50	26,90	28,49	32,44	37,06	37,50
<b>10</b>	40,90	27,80	28,77	32,76	37,42	37,87
<b>11</b>	38,30	28,30	26,94	30,68	35,05	35,46
<b>12</b>	31,10	24,40	21,88	24,91	28,46	28,80
<b>13</b>	31,40	24,60	22,09	25,15	28,73	29,07
<b>14</b>	30,30	18,00	21,32	24,27	27,73	28,06
<b>15</b>	27,40	19,40	19,28	21,95	25,07	25,37
<b>16</b>	34,40	26,50	24,20	27,55	31,48	31,85
<b>17</b>	34,60	27,90	24,34	27,71	31,66	32,04
<b>18</b>	34,20	25,80	24,06	27,39	31,29	31,67
<b>19</b>	29,10	23,30	20,47	23,31	26,63	26,94
<b>20</b>	30,00	23,40	21,11	24,03	27,45	27,78
<b>Moyenne</b>	33,94	24,93	23,88	27,18	31,05	31,42



### ANNEXE III

#### DISPOSITION DES ÉTAIS ET RÉ-ÉTAIEMENT ÉTUDE DE CAS DE BÂTIMENT À CARDINGTON

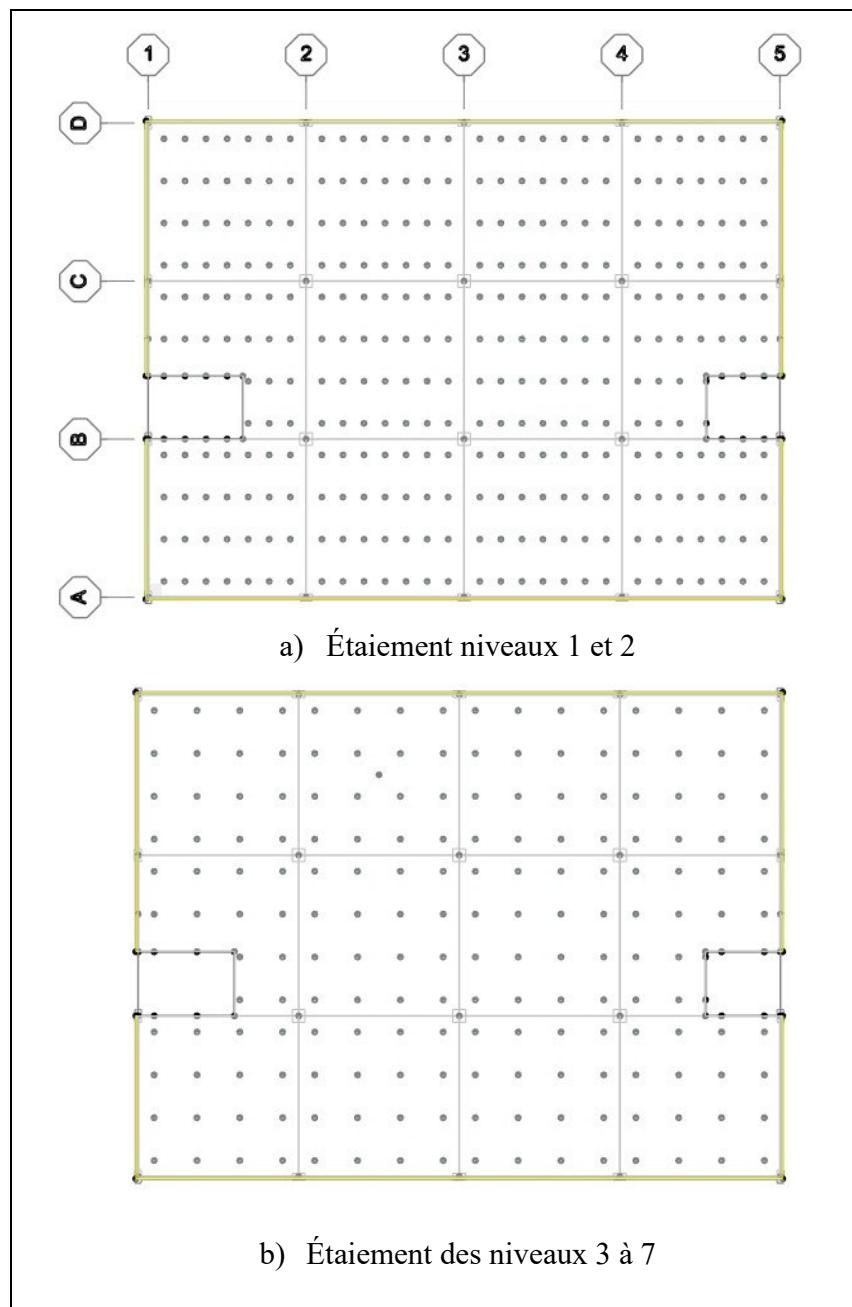


Figure-A III-1 Disposition des étais dans le modèle de l'étude de cas du bâtiment de Cardington

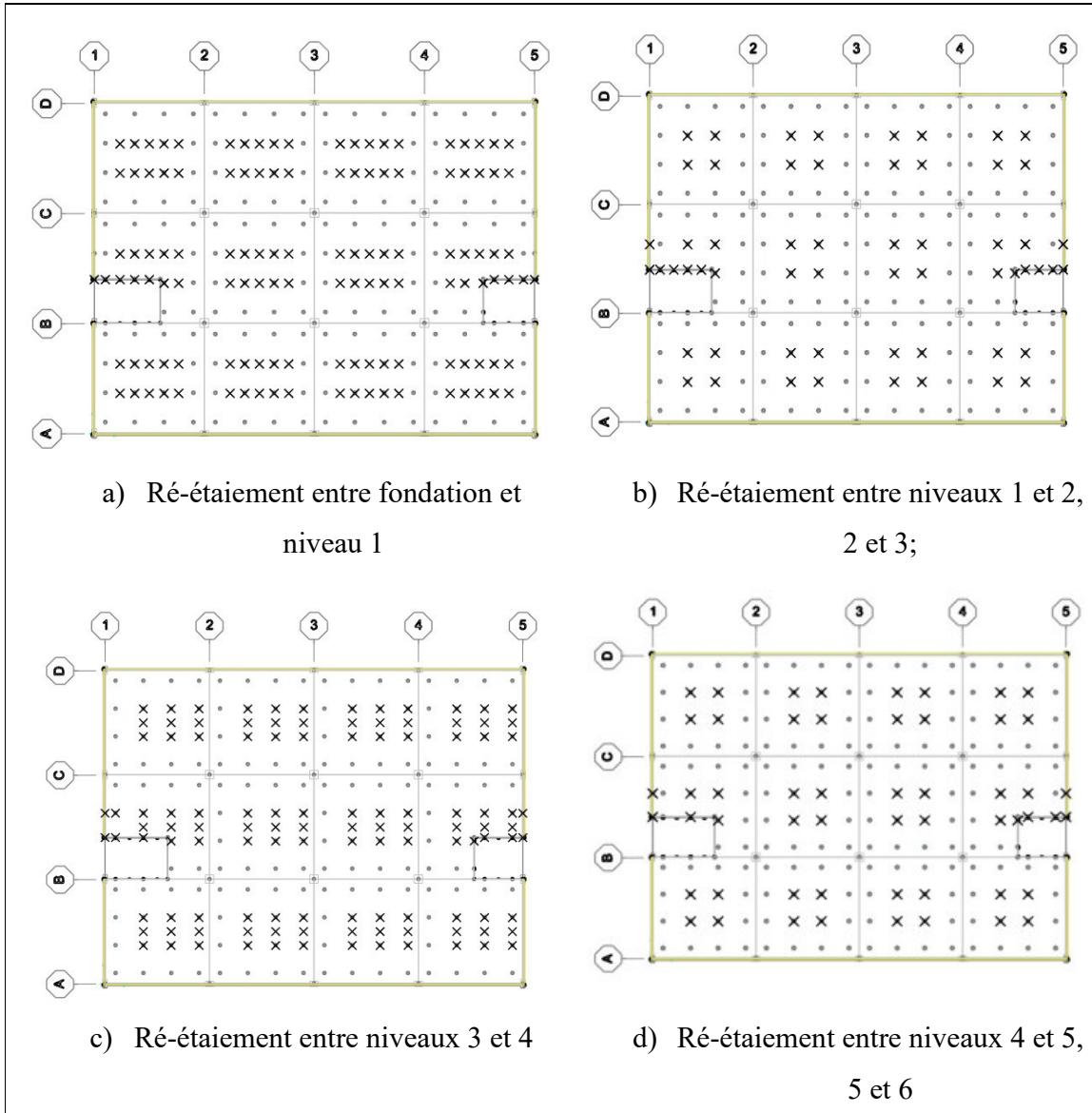


Figure-A III-2 Disposition du ré-étalement dans le modèle de l'étude de cas du bâtiment de Cardington

## **ANNEXE IV**

### **CHOIX DU MAILLAGE DES BATIMENTS ETUDIÉS**

Dans cet annexe, les résultats d'analyses effectuées avec différentes tailles de maillages des dalles en vue de sélectionner celui à utiliser pour l'analyse des bâtiments sont présentés. L'étude a été réalisée en analysant uniquement le type de charge poids propre ("Dead"). Le maillage principal est basé sur la position des étais, des colonnes et le centre des panneaux. Pour ce faire, les panneaux et les points sont sélectionnés et l'option "Auto Mesh Area Using Cookie Cut Based on Point Objects in Meshing Group" de l'interface de génération automatique du maillage de SAP 2000 est appliquée. Ensuite, une subdivision à une taille maximale précisée est ajoutée.

Dans le cadre de ce projet, nous avons testé des subdivisions avec des tailles maximales de 1,00 m x 1,00 m, 0,50 m x 0,50 m, 0,25 m x 0,25 m et 0,10 m x 0,10 m pour les trois bâtiments étudiés. Pour ceux-ci, le maillage avec une subdivision de 0,10 m x 0,10 m avait un temps de calcul très long (d'une à deux heures), rendant les modèles très lourds et difficilement exploitables. Le maillage de 0,25 m x 0,25 m offrait un temps d'analyse relativement court pour un cas simple (environ 20 minutes). Cependant, avec les cas de chargement correspondant aux étapes de construction, le temps d'analyse augmentait considérablement. Les maillages avec des tailles maximales de 0,50 m x 0,50 m et 1,00 m x 1,00 m avaient quant à eux des temps de calcul plus raisonnables (quelques minutes par cas de charge).

Compte tenu des faibles écarts entre les résultats pour ces différents sous-maillages, celui avec une subdivision de 0,50 m x 0,50 m a été retenu pour les analyses. Les figures-A IV-1 à IV-6 présentent les modèles analytiques et les cartographies des déflexions pour le type de charge "Dead" des bâtiments étudiés. Les tableaux-A IV-1 à IV-3 présentent les valeurs de défexion à mi-portée des panneaux de dalle des derniers niveaux (celles ayant les plus grandes déflexions) pour les différents maillages. Les écarts sont calculés par rapport aux déflexions du maillage avec subdivision de 0,10 m x 0,10 m.

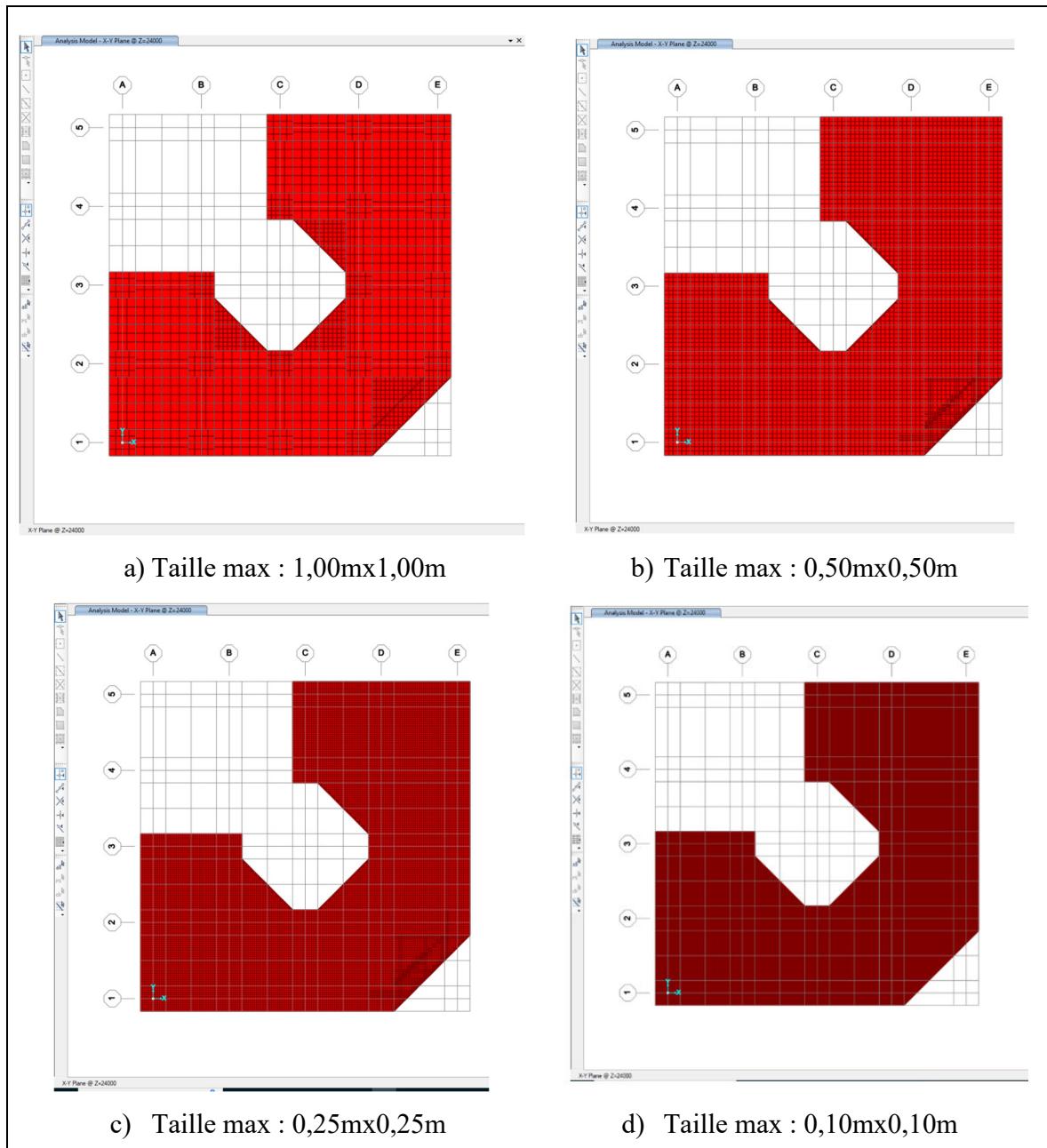


Figure-A IV- 1      Modèles analytiques étudiés pour le bâtiment de l'étude de cas de Edmonton

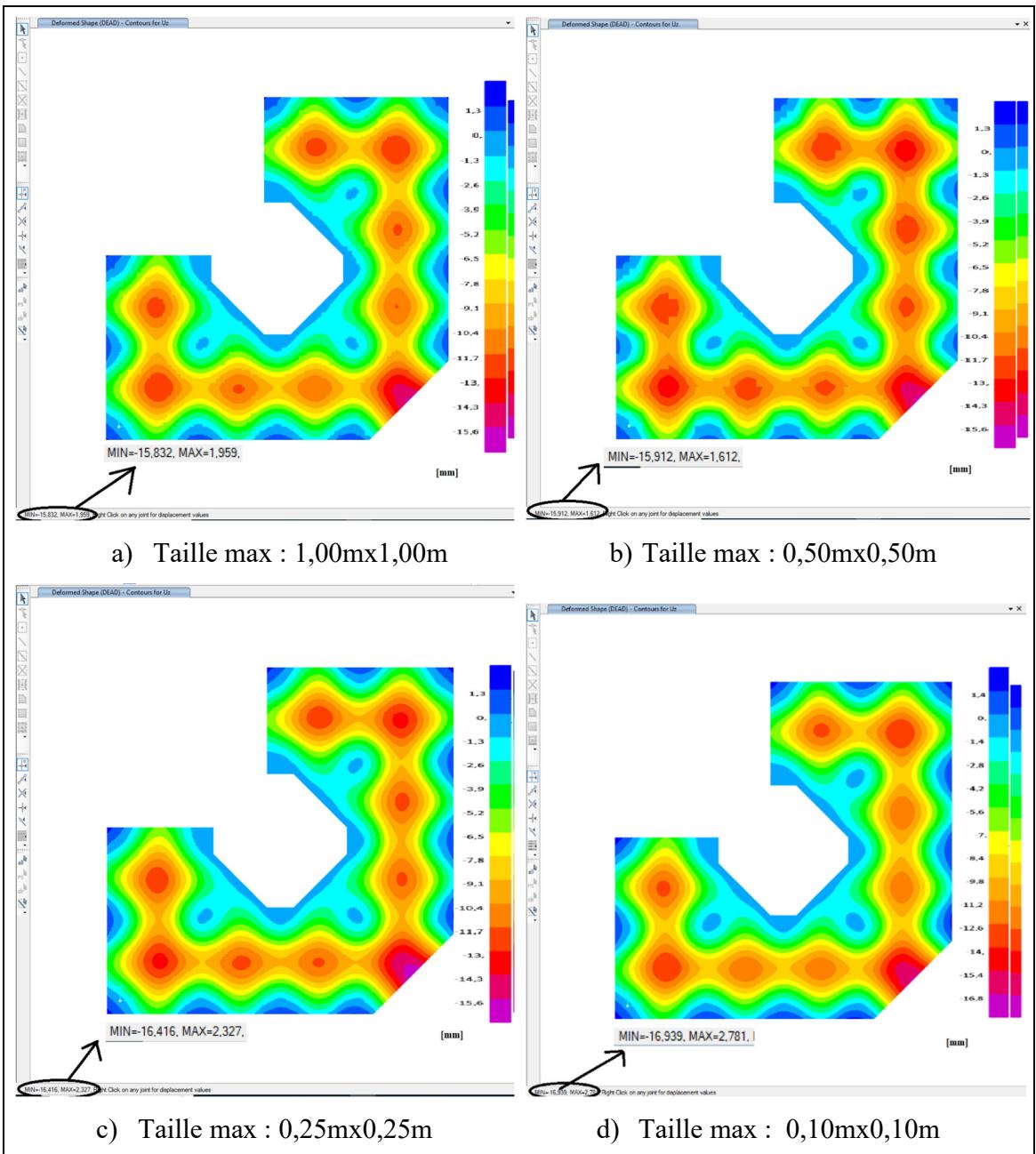


Figure-A IV- 2

Cartographie des déflexions de la dalle n°8 du bâtiment de l'étude de cas de Edmonton

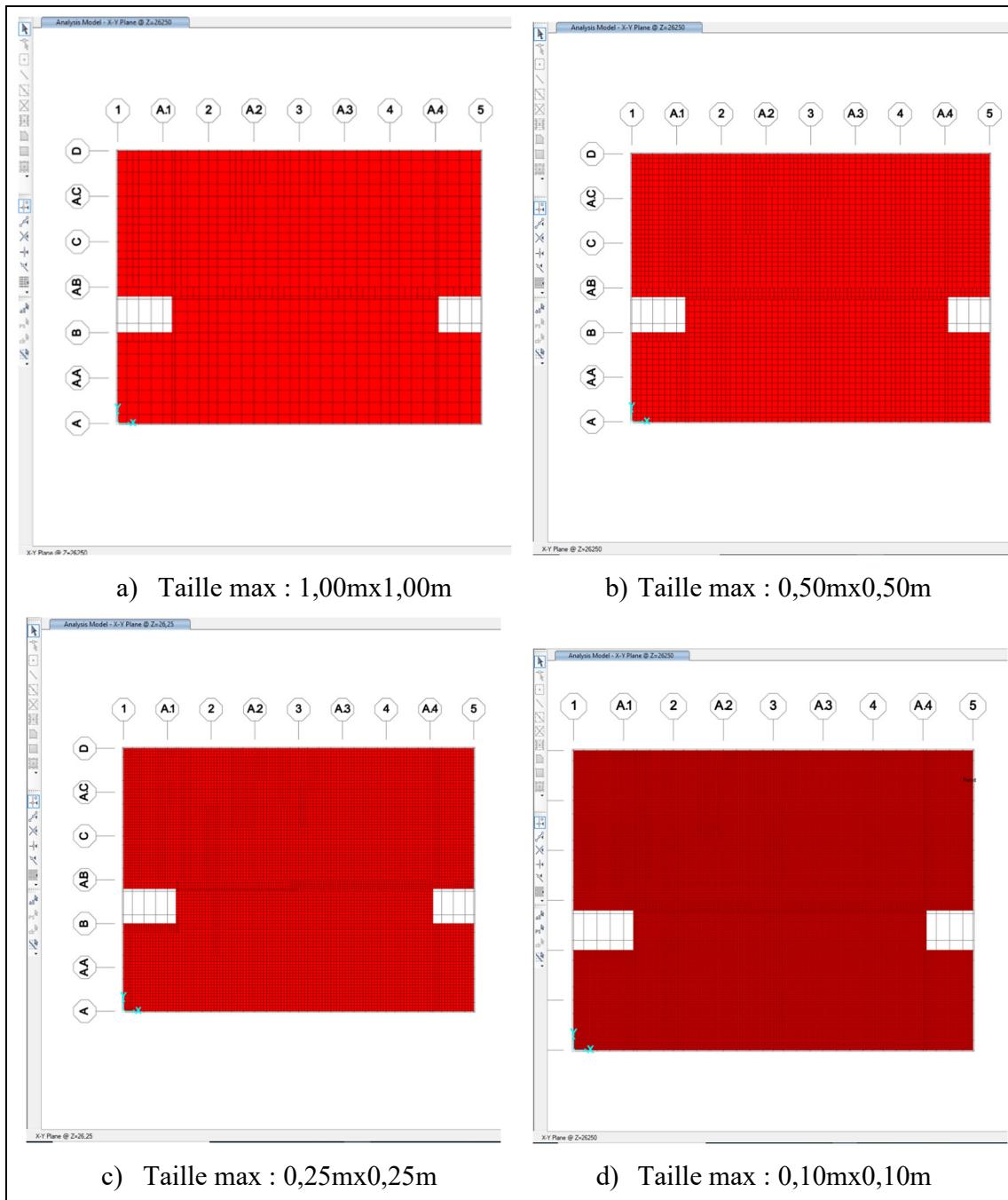


Figure-A IV- 3 Modèles analytiques étudiés pour le bâtiment de l'étude de cas de Cardington

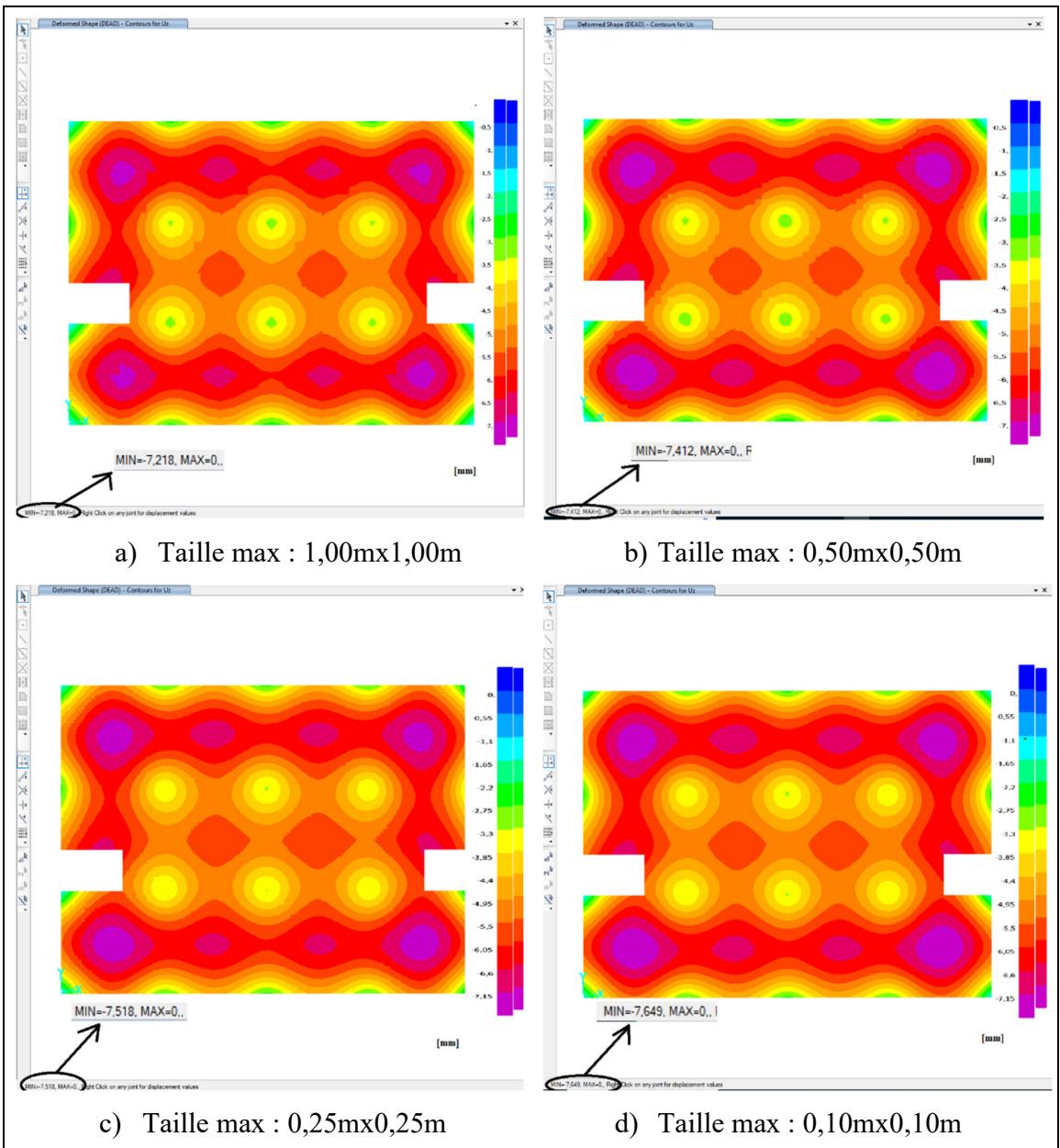


Figure-A IV- 4

Cartographie des déflexions de la dalle n°7 du bâtiment de l'étude de cas de Cardington

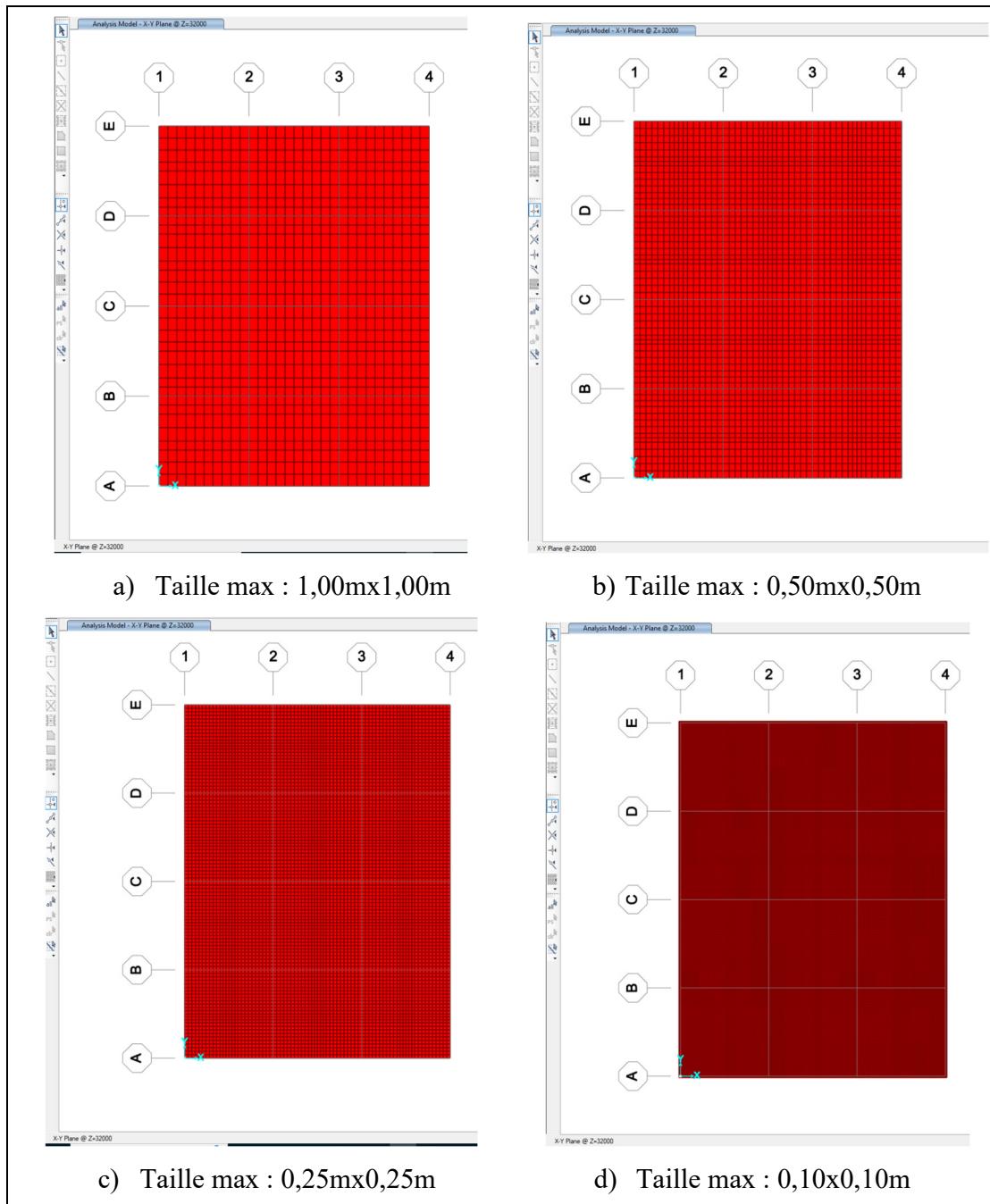


Figure-A IV- 5

Modèles analytiques étudiés pour le bâtiment de l'étude paramétrique

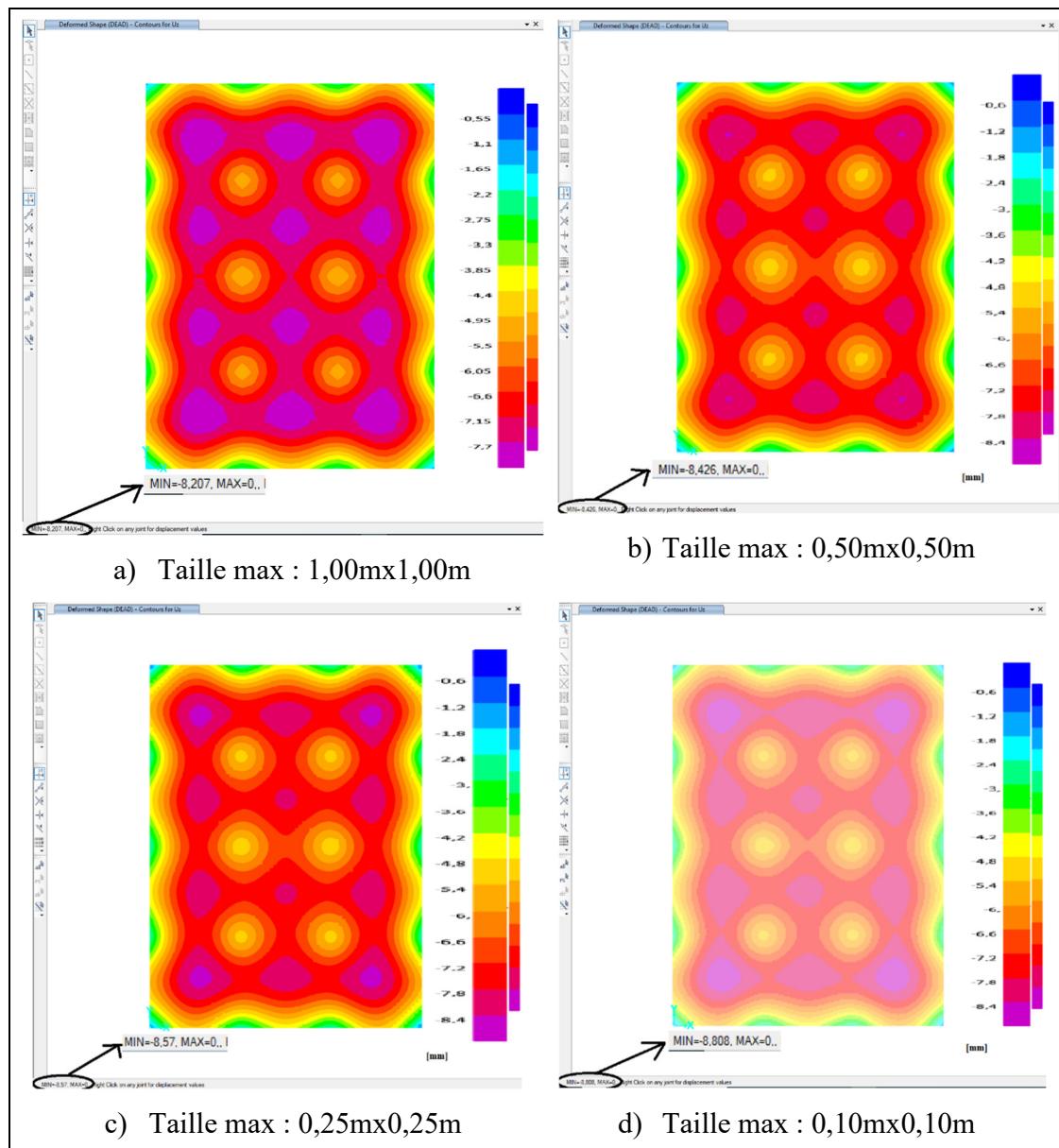


Figure-A IV- 6      Cartographie des déflexions de la dalle n°10 du bâtiment de l'étude paramétrique

Tableau-A IV- 1 Déflexions à mi-portée des panneaux de la dalle du niveau 8 du bâtiment de l'étude de cas de Edmonton

<b>Panneau</b>	<b>Taille max : 1,00mx1,00m</b>		<b>Taille max : 0,50mx0,50m</b>		<b>Taille max : 0,25mx0,25m</b>		<b>Taille max : 0,10mx0,10m</b>	
	Déflexion (mm)	Écarts	Déflexion (mm)	Écarts	Déflexion (mm)	Écarts	Déflexion (mm)	Écarts
<b>A</b>	12,22	6%	<b>12,29</b>	<b>5%</b>	12,55	3%	12,90	0%
<b>B</b>	12,98	8%	<b>13,00</b>	<b>7%</b>	13,43	4%	13,96	0%
<b>C</b>	11,57	5%	<b>11,72</b>	<b>4%</b>	11,85	3%	12,19	0%
<b>D</b>	11,70	6%	<b>11,86</b>	<b>4%</b>	12,07	2%	12,37	0%

Tableau-A IV- 2 Déflexions à mi-portée des panneaux de la dalle du niveau 7 du bâtiment de l'étude de cas de Cardington

<b>Panneau</b>	<b>Taille max : 1,00mx1,00m</b>		<b>Taille max : 0,50mx0,50m</b>		<b>Taille max : 0,25mx0,25m</b>		<b>Taille max : 0,10mx0,10m</b>	
	Déflexion (mm)	Écarts	Déflexion (mm)	Écarts	Déflexion (mm)	Écarts	Déflexion (mm)	Écarts
<b>AB23</b>	6,65	2%	<b>6,71</b>	<b>1%</b>	6,73	1%	6,78	0%
<b>BC23</b>	5,79	2%	<b>5,86</b>	<b>1%</b>	5,94	0%	5,92	0%

Tableau-A IV- 3 Déflexions à mi-portée des panneaux de la dalle du niveau 10 du bâtiment de l'étude paramétrique

<b>Panneau</b>	<b>Taille max : 1,00mx1,00m</b>		<b>Taille max : 0,50mx0,50m</b>		<b>Taille max : 0,25mx0,25m</b>		<b>Taille max : 0,10mx0,10m</b>	
	Déflexion (mm)	Écarts	Déflexion (mm)	Écarts	Déflexion (mm)	Écarts	Déflexion (mm)	Écarts
<b>A</b>	8,170	10%	<b>8,44</b>	<b>7%</b>	8,50	6%	9,01	0%
<b>B</b>	8,040	6%	<b>8,10</b>	<b>5%</b>	8,13	5%	8,51	0%
<b>C</b>	7,940	6%	<b>8,01</b>	<b>5%</b>	8,12	3%	8,40	0%
<b>D</b>	7,900	5%	<b>7,93</b>	<b>4%</b>	7,90	5%	8,28	0%

## LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ACI Committee 209. (2008). ACI 209.2R-08 Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete.
- ACI Committee 347. (2017). *Guide for shoring: reshoring of concrete multistory buildings ACI 347.2R-17*. Farmington Hills : American Concrete Institute.
- ACI Committee 435. (2000). *ACI 435R-95 : Control of Deflection in Concrete Structures*. Farmington Hills, Mich : ACI.
- Adam, J. M., Parisi, F., Sagaseta, J., & Lu, X. (2018). Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*, 173, 122-149. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.082>
- Agarwal, R., K., & Gardner, N. J. (1974). Form and Shore Requirements for Multi-Story Flat Slab Type Building. *Journal Proceedings*, 71(11), 559-569. <https://doi.org/10.14359/7086>
- Aguinaga-Zapata, M., & Bazant, Z. P. (1986). Creep Deflections in Slab Buildings and Forces in Shores during Construction. *Journal Proceedings*, 83(5), 719-726. <https://doi.org/10.14359/10664>
- Alvarado, Y. A., Buitrago, M., Gasch, I., Prieto, C. A., & Ardila, Y. A. (2018). Stage of construction: An essential consideration in designing reinforced concrete building structures. *Structural Concrete*, 19(6), 1551-1559. <https://doi.org/10.1002/suco.201700128>
- Alvarado, Y. A., Calderón, P. A., Gasch, I., & Adam, J. M. (2010). A numerical study into the evolution of loads on shores and slabs during construction of multistorey buildings. Comparison of partial striking with other techniques. *Engineering Structures*, 32(10), 3093-3102. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.05.028>
- ASCE/SEI 37-14. (2015). Design Loads on Structures during construction. American Society of Civil Engineers.
- Beeby, A. W. (2001a). Criteria for the loading of slabs during construction. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Forensic Engineering*, (12256), 8.
- Beeby, A. W. (2001b). The force in backprops during construction of structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, (12459).

- Buitrago, M., Adam, J. M., Moragues, J. J., & Calderón, P. A. (2018). Load transmission between slabs and shores during the construction of RC building structures – A review. *Engineering Structures*, 173, 951-959. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.046>
- Buitrago, M., Sagaseta, J., & Adam, J. M. (2018). Effects of sudden failure of shoring elements in concrete building structures under construction. *Engineering Structures*, 172, 508-522. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.06.052>
- Buitrago, M., Sagaseta, J., & Adam, J. M. (2020). Avoiding failures during building construction using structural fuses as load limiters on temporary shoring structures. *Engineering Structures*, 204, 109906. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109906>
- Calderón, P. A., Alvarado, Y. A., & Adam, J. M. (2011). A new simplified procedure to estimate loads on slabs and shoring during the construction of multistorey buildings. *Engineering Structures*, 33(5), 1565-1575. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.01.027>
- Chin, J. C. (1984). *Shoring Schedule for High-Rise Concrete Flat Slab Structure* (Thèse de doctorat). The university of Texas at Arlington, USA.
- CSA GROUP. (2016). S269.1-16 (R2021) : Falsework and formwork. Toronto, Canada : Canadian Standards Association.
- CSA GROUP. (2019). CSA A23.3-19 : Design of concrete structures. Toronto, Canada : Canadian Standards Association.
- De Almeida Prado, J. F. M., Silva Correa, M. R., & Ramalho, M. A. (2003). New Procedure for the Analysis of Construction Loads in Multistory Reinforced Concrete Structures. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 12(4), 293-315.
- Doka. (2014). Etais Eurex top - Information à l'attention de l'utilisateur. Repéré à <https://www.doka.com/fr/system-groups/doka-system-components/floor-props/index>
- Doka. (2022). Coffrage modulaire de dalle Dokadek 30 - Informations à l'attention de l'utilisateur. Repéré à <https://www.doka.com/fr/system-groups/doka-floor-systems/element-floor-systems/dokadek-30/index>
- ECBP. (2001). *Early striking and improved backpropping for efficient flat slab construction*. Crowthorne, Berkshire : British Cement Association.
- Epaarachchi, D. C., Stewart, M. G., & Rosowsky, D. V. (2002). Structural Reliability of Multistory Buildings during Construction. *Journal of Structural Engineering*, 128(2), 205-213. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:2\(205\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:2(205))
- Graham, C. J., & Scanlon, A. (1984). *Deflection of reinforced concrete slabs under construction loading* (Rapport No. Structural engineering report SER 117).

- Grundy, P., & Kabaila, A. (1963). Construction Loads on Slabs with Shored Formwork in Multistory Buildings. *ACI Journal Proceedings*, 60(12). <https://doi.org/10.14359/7911>
- Jokinen, E. P., & Scanlon, A. (1987). Field measured two-way slab deflections. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 14(6), 807-819. <https://doi.org/10.1139/l87-119>
- Liu, X., Chen, W., & Bowman, M. D. (1985). Construction Load Analysis for Concrete Structures. *Journal of Structural Engineering*, 111(5), 1019-1036. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:5\(1019\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:5(1019))
- Monette, L. J.-G. (2007). *Shore and Re-shore Sequences including Age of Concrete and Reshore Stiffnesses*. Université d'Ottawa, Canada.
- Motter, C. J. (2009). *SERVICEABILITY ANALYSIS FOR DEFLECTION OF REINFORCED CONCRETE FLOOR SLABS IN MULTI-STORY HIGH-RISE BUILDINGS*. The Pennsylvania State University.
- Motter, C. J., & Scanlon, A. (2018). Modeling of Reinforced Concrete Two-Way Floor Slab Deflections due to Construction Loading. *Journal of Structural Engineering*, 144(6), 04018060. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002052](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002052)
- Paultre, P. (2019). *Structure en béton armé : Analyse et dimensionnement*. Canada : Presses Internationales Polytechnique.
- Picard, A. (2001). *Béton précontraint* (2e éd). Boucheville, Québec : G. Morin.
- Sabnis, G. M. (1985). *DEFLECTIONS OF CONCRETE STRUCTURES*. (S.l.) : American Concrete Institute.
- Sahu, A., & S, S. (2023). A genetic algorithm framework for time-efficient reinforced concrete work in multi-story building construction with partial striking technique. *Journal of Building Engineering*, 73, 106818. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.106818>
- Scanlon, A., & Ho, E. (1984). *Analysis of field mesured deflections Scotia Place Office Complex South Tower* (Rapport No. 125). Canada : University of Alberta. Repéré à <https://era.library.ualberta.ca/items/708a8603-1494-4e71-9f32-7f69339254e6/view/8cce4912-8baa-4ac6-9f24-71a5e3fb142b/SER125.pdf>
- Scanlon, A., & Suprenant, B. A. (2011). Estimating Two-Way Slab Deflections. Repéré à <https://www.concrete.org/publications/internationalconcreteabstractsportal.aspx?m=details&i=51682977>
- Stivaros, P. C., & Halvorsen, G. T. (1991). Equivalent Frame Analysis of Concrete Buildings during Construction. *Concrete International: Design and Construction*, 13(8), 57-62.

Stivaros, P. C., & Halvorsen, G. T. (1992). Construction Load Analysis of Slabs and Shores Using Microcomputers. *Concrete International: Design and Construction*, 14(8), 27-32.

Zhang, H., Reynolds, J., Rasmussen, K. J. R., & Ellingwood, B. R. (2016). Reliability-Based Load Requirements for Formwork Shores during Concrete Placement. *Journal of Structural Engineering*, 142(1), 04015094. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001362](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001362)