

Résumé

Etudes des incertitudes du calcul d'une structure en béton armé au niveau de la résistance du matériau et de la modélisation

Partie I : Evaluation de la résistance à la compression du béton sous conditions réelles de bétonnage

Cette campagne de test en laboratoire a premièrement permis de confirmer l'ordre de grandeur de la variation de résistance à la compression du béton selon la hauteur qui est de l'ordre 15-30% pour les spécimens sans armature avec un béton standard. De même, elle a permis de démontrer une bonne corrélation entre la variation de densité avec la variation de résistance. En outre, nous remarquons que la résistance des cylindres de test est inférieure à la résistance du béton situé en fond d'élément, mais plus élevée que celle du béton provenant des parties supérieures de l'élément.

Dans un deuxième temps, l'influence sur le champ de compression des barres d'armature disposées perpendiculairement à la direction de chargement a pu être confirmée. A ce propos, nous avons pu démontrer que les effets cumulés de la présence de barres d'armature et de la position de l'élément par rapport à la surface de bétonnage sont particulièrement significatifs.

Nous avons constaté la présence de zones de faiblesse (présence de vides) au niveau des barres. Cependant, bien que la présence de zones de faiblesses est évidente dans les parties supérieures des colonnes, elle l'est beaucoup moins pour les parties inférieures. Dans ces dernières, un comportement mixte prédomine. Par ailleurs, un comportement inverse avec uniquement des écrasements locaux au-dessus des barres a été observé sur un spécimen (B1). Aucune réponse pertinente n'a été découverte pour ce comportement spécifique.

En conclusion, la présence de barres d'armature perpendiculaire au champ de compression perturbe bien ce dernier et la réduction de résistance est significative. Toutefois, il faut relever que ces spécimens avec barres d'armature présentent un comportement post-pic relativement plus ductile. Ainsi, pour les spécimens avec des barres dans les deux directions, le comportement charge-déformation présente toujours un plateau plastique post-pic. Ce dernier indique une activation du confinement provoquée par les barres d'armature.

Partie II : Evaluation des incertitudes liées à la modélisation en éléments finis d'un bâtiment en béton armé

L'étude de la littérature nous a permis de découvrir que beaucoup de paramètres de modélisation étaient attentivement pris en considération pour les très grands bâtiments. Toutefois, aucune étude ne démontre clairement à partir de quelle hauteur est-il nécessaire d'effectuer une modélisation suivant une approche plus poussée, et surtout en-dessous de quelle hauteur de telles considérations sont négligeables.

Dans un second temps, les résultats de l'analyse de sensibilité donnent des tendances qui peuvent être utiles lors d'un dimensionnement d'un bâtiment. Ainsi, nous avons notamment pu remarquer que plus la structure était flexible et moins elle était sensible aux modifications de paramètres.

Finalement, l'étude de l'approche considérant les phases de construction de même que l'évolution de certains paramètres du béton (module d'élasticité, coefficient de fluage et retrait) en fonction du temps nous a permis de mieux comprendre le comportement réel d'une structure. De même, avec les comparaisons des différentes approches, nous avons mieux pu observer les écarts entre les deux bornes extrêmes que sont les approches « étage par étage » et « 3D instantané » et le comportement plus proche de la réalité modélisé par le module phase de construction.

D'autre part, avec la conception puis la comparaison des résultats de notre code permettant de modéliser les tassements cumulés des colonnes d'un bâtiment avec ceux obtenus par les programmes aux éléments finis, nous avons pu juger des effets réellement pris en compte par notre modélisation SCIA. Par conséquent, nous relevons de l'importance de pouvoir effectuer des comparaisons simples où tous les paramètres sont sous contrôle, afin de ne pas se fier entièrement à notre compréhension des programmes de calcul de structures utilisés.

Projet de master

Etudes des incertitudes du calcul d'une structure en béton armé au niveau de la résistance du matériau et de la modélisation

Etudiant : Xavier Kubski

Professeur : Aurelio Muttoni

Assistant : Francesco Moccia



EPFL

ENAC Faculté Environnement naturel, architectural et construit
Ecole polytechnique fédérale de Lausanne

Juin 2019

Remerciements

Tout d'abord, je tiens ici à remercier tout particulièrement le Prof. Dr. A. Muttoni pour le suivi de mon travail et les échanges particulièrement enrichissants que nous avons eus tout au long de ce travail. De la même manière, il me faut exprimer ma gratitude à mon assistant F. Moccia pour son soutien primordial et son suivi de mes essais.

D'autre part, j'ai pu échanger énormément avec mes collègues effectuant leur projet dans le même laboratoire. Ces échanges ont été fructueux et ainsi j'aimerais notamment remercier P.-E. Sesques, J. Osterwalder et V. Fürst.

J'aimerais aussi remercier dans le désordre D. Bourqui avec qui j'ai pu avoir quelques aperçus de la réalité de la pratique sur chantier, A. Costarella qui m'a assisté pour tous les opérations au LMC, et tous les collaborateurs du laboratoire des structures, qui m'ont aidé de manière tout à fait remarquable pour la réalisation de mes essais.

Aussi, j'aimerais remercier ma famille et particulièrement mes parents pour leur précieux soutien tout au long de mes études. Finalement, je voudrais remercier ma compagne, M. Robert, pour son incroyable soutien et sa précieuse aide notamment pour la correction de mon travail.

Partie I

Evaluation de la résistance à la compression du béton sous conditions réelles de bétonnage



1. Table des matières

| | | |
|-------|---|----|
| 2. | Introduction | 6 |
| 3. | Analyse de la littérature | 8 |
| 3.1. | Introduction à la variation de résistance à la compression du béton au sein d'un même élément | 8 |
| 3.2. | Variations de résistances à la compression selon la position dans l'élément | 10 |
| 3.3. | Analyse du profil de variation de la résistance à la compression selon la hauteur | 12 |
| 3.4. | Influence de la qualité du béton | 15 |
| 3.5. | Influence de la densité et de la pression hydrostatique | 18 |
| 3.6. | Influence de la ségrégation des granulats et du ressuage | 20 |
| 3.7. | Variation de la résistance en compression selon la position dans la section de la colonne | 22 |
| 3.8. | Variations de résistance pour des bétons auto-plaçants | 24 |
| 3.9. | Influence de la présence de barres d'armature sur le champ de compression | 25 |
| 3.10. | Synthèse de la littérature | 29 |
| 4. | Programme expérimental | 30 |
| 4.1. | Caractéristiques des matériaux | 31 |
| 4.2. | Spécificités de la construction et de la mise en place des spécimens | 32 |
| 4.3. | Caractéristiques de l'essai et des mesures | 35 |
| 5. | Résultats principaux | 37 |
| 6. | Analyse des résultats | 43 |
| 7. | Synthèse | 60 |
| 8. | Discussion | 61 |

9. Bibliographie 63

10. Annexes 67

| | | |
|-------|--|----|
| 10.1. | Annexe 1 : Photos du spécimen A2 post-test | 67 |
| 10.2. | Annexe 2 : Photos du spécimen B4 post-test | 68 |
| 10.3. | Annexe 3 : Photos du spécimen C4 post-test | 69 |
| 10.4. | Annexe 4 : Evolution des déformations principales du spécimen A2 | 70 |
| 10.5. | Annexe 5: Evolution des déformations principales du spécimen B4 | 71 |
| 10.6. | Annexe 6: Evolution des déformations principales du spécimen C4 | 72 |
| 10.7. | Annexe 7: Evolution des déformations secondaires du spécimen B4 | 73 |
| 10.8. | Annexe 8: Evolution des déformations secondaires du spécimen C4 | 74 |

2. Introduction

Le dimensionnement des structures fait certainement partie de l'un des rôles les plus fondamentaux de l'ingénieur civil. Cette tâche implique notamment la connaissance des actions agissant sur la structure ainsi que les comportements des éléments la composant. Dans le domaine des structures en béton, il est usuel d'exiger une sorte de béton en spécifiant notamment la valeur minimale de la résistance caractéristique à la compression. Sur le chantier, des contrôles sont réalisés afin de garantir cette classe de résistance. Les cylindres de test alors utilisés sont standardisés dans leurs dimensions, leur vibration et la vitesse d'application de la charge. Cependant, l'ingénieur, pour se prémunir de tous les cas de figures, prend une marge de sécurité en effectuant ses calculs. Ainsi, il utilise une valeur de dimensionnement, qui, en somme, réduit la valeur caractéristique de résistance à la compression du béton au moyen d'un facteur de sécurité. Cette démarche est réalisée afin de se prévaloir, pour un même béton, de toute divergence entre la valeur de résistance calculée en laboratoire et celle présente effectivement sur le chantier. Les incertitudes devant être couvertes par ce facteur de sécurité comportent toutes les différences entre les cylindres de test et les éléments coulés sur chantier (taille de l'élément, mode de bétonnage et de compactage, conditions météorologiques lors du bétonnage, soin de la cure du béton, âge lors de la mise en charge, vitesse de chargement, etc...).

C'est ainsi que pour connaître les différences entre les résistances provenant du laboratoire et celles de la réalité du chantier, de nombreuses campagnes de recherches ont été menées. Le but était d'obtenir un facteur de sécurité permettant d'utiliser la valeur des tests sur cylindres tout en couvrant les incertitudes préalablement mentionnées. D'autre part, il s'agissait aussi de comprendre quels étaient les facteurs déterminants et dans quelles mesures ils jouaient un rôle dans les variations de résistance entre les essais en laboratoire et ceux sur des structures réelles.

Dans la majorité des études scientifiques réalisées sur ce sujet, les différentes résistances à la compression du béton sur des éléments réels ont été évaluées pour la plupart par des essais de compression sur des carottes (prélevées par forage) et sinon par la méthode non-destructive des ultrasons. Suite à ces essais comparant

les différences entre les caractéristiques effectives dans les structures réelles et les valeurs obtenues sur cylindres de test, un facteur de sécurité a pu être établi. Une des différences majeures entre ces deux valeurs provient de la position du prélèvement des cylindres sur l'élément étudié. Effectivement, il s'avère que la résistance à la compression effective du béton dépend fortement de sa hauteur dans l'élément.

Un autre phénomène intéressant et relativement peu abordé est la perturbation du champ de compression induite par la présence de barres d'armature (disposées de manière perpendiculaire au champ de compression). Ce phénomène a été étudié sur des cylindres de test de même que sur des structures réelles. Des perturbations locales avec des concentrations de contraintes et de déformations ont été constatées aux emplacements des barres. Cependant, les essais à l'échelle d'une structure réelle étudient plus particulièrement l'effort tranchant dans les âmes de pont. Ainsi, ces essais diffèrent dans une certaine mesure avec le sujet préalablement cité puisque les bielles comprimées sont inclinées par rapport aux gaines de précontrainte ou aux barres d'armature.

Etant donné qu'aucune étude n'ait été réalisée sur la combinaison de ces deux effets, il a été décidé de réaliser des essais pour analyser ces phénomènes plus en détails, en gardant la volonté d'effectuer ces derniers à l'échelle d'une structure réelle. Nous avons donc construit et bétonné trois colonnes (dont deux avec présence de barres d'armature) d'une hauteur de 3 mètres. Chaque colonne a été ensuite séparée en quatre parties afin d'en évaluer les différences de comportement en fonction de la hauteur.

En résumé, le béton n'est pas un matériau aux propriétés homogènes et les valeurs données par les cylindres de test ne sont pas représentatives de la réalité de la globalité d'une structure. Ainsi, ces essais visent à renforcer la compréhension du comportement du matériau de même qu'à apporter des précisions quant à la marge de sécurité effective sur la résistance à la compression induite par le facteur de sécurité du béton.

Ce travail comprend, dans un premier temps, une étude de la littérature afin d'être au fait des connaissances actuelles sur les sujets étudiés. Dans un deuxième temps, le programme et les caractéristiques des essais sont énoncés. Puis, les résultats de l'étude expérimentale sont présentés puis analysés. Enfin, une discussion des implications de ces essais dans la pratique de l'ingénieur civile est proposée.

3. Analyse de la littérature

3.1. Introduction à la variation de résistance à la compression du béton au sein d'un même élément

De nombreux chercheurs se sont penchés plus ou moins directement sur le phénomène de la variation de résistance à la compression des éléments en béton selon la hauteur.

Notre recherche s'inscrit tout à fait dans ce cadre. Effectivement, nous nous intéressons particulièrement dans notre travail à la variation de résistance à la compression du béton au sein d'une même colonne. Effectivement, l'état de l'art semble confirmer que les valeurs de résistances effectives varient de manière significative selon la position de la mesure dans un élément, peu importe qu'il s'agisse d'une colonne, d'un mur, d'une poutre ou d'une dalle.

La dernière édition du livre *Testing of concrete structures* de Bungey, Millard & Grantham (2006) [1] évoque les différences entre un béton « typique » et des zones plus faibles dans un même élément : « Tests for material specification compliance must be made on typical concrete, and hence the weaker top zones of members should be avoided »¹. Effectivement, cette publication scientifique relève de l'importance de ce phénomène au sein d'une même structure et par conséquent c'est un paramètre qu'il faut absolument prendre en considération.

La Figure 1 est tirée de *Testing of concrete structures* [1] et a été réalisée par la synthèse de nombreuses études scientifiques et particulièrement celle de Maynard & Davis [2]². Elle démontre la variation tout à fait caractéristique de résistance à la compression du béton au sein d'un même élément. Par conséquent, indépendamment de tous les facteurs tels que la qualité du béton et la taille de l'élément par exemple, la résistance du béton en compression dépend fortement de sa position dans l'élément considéré. Ainsi, les variations de résistance à la compression atteignent jusqu'à 25% entre le haut et le bas d'une colonne.

¹ [1], *Testing of concrete structures*, Bungey, Millard & Grantham, 2006, p.16.

² Cette étude de Maynard & Davis [2] a été réalisée sur des structures existantes aux moyens d'ultrasons « ultrasonic pulse velocity measurements ».

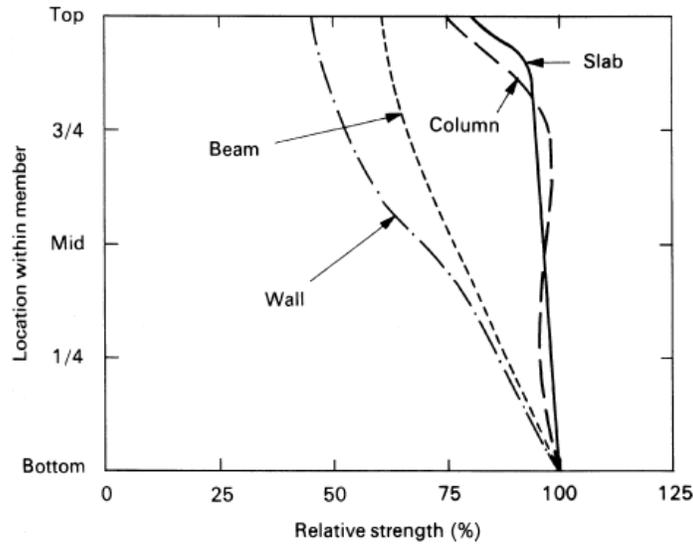


Figure 1: Variations de résistances au sein d'un même élément, en fonction de sa position [1]

A la Figure 1, nous observons que la variation de résistance est très prononcée dans la zone supérieure puis relativement constante jusqu'à la base de la colonne. Cette même publication [1] affirme que la résistance est quasiment uniforme tout au long de la colonne exceptés les 300 premiers millimètres depuis la surface supérieure, ou encore les 20% supérieurs de la hauteur de colonne.

Un exemple des différences entre la valeur caractéristique d'un béton et la résistance effective attendue dans une structure selon sa position est donné à la Figure 2 par Bungey, Millard & Grantham [1]

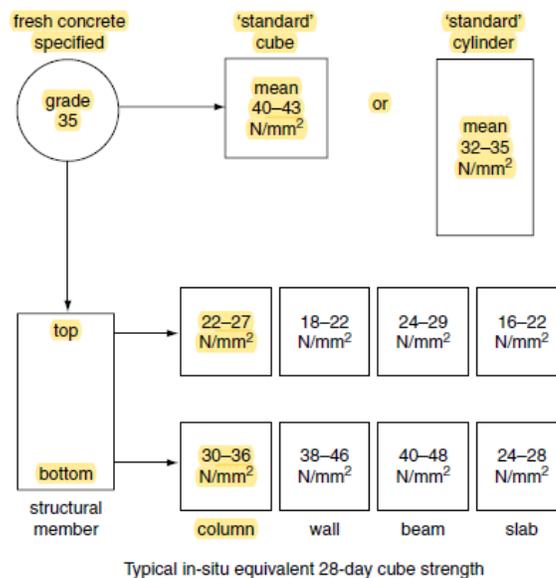


Figure 2: Relations typiques entre les résistances des spécimens standards de test et celles mesurées in-situ [1], p.22

Ces variations de résistance proviennent de tests visant à savoir si l'on pouvait corréler les valeurs de résistance sur cylindre avec les résistances effectives in situ.

La première cause invoquée dans cette publication [1] expliquant ces variations seraient la non-homogénéité du mélange selon la hauteur. Cette non-homogénéité du mélange est expliquée d'une part par la tendance de l'eau à remonter tout au long de l'élément et à s'accumuler à la surface d'un élément en béton dans un phénomène appelé ressuage. D'autre part, elle est expliquée par un phénomène dirigé par la gravitation, qui consiste en la chute graduelle, au sein d'un mélange, des éléments solides du béton frais, tels les granulats, en un processus de sédimentation appelé ségrégation. La deuxième cause serait le différentiel de pression du béton frais selon la hauteur induisant une variation de la densité. Effectivement, cette pression est significativement plus élevée à la base de l'élément, ce qui implique un meilleur compactage et donc un matériau plus homogène et comportant moins de vide. Toutefois, ce document n'étaye pas plus profondément ces affirmations, c'est pourquoi elles seront analysées par la suite au moyen d'autres publications scientifiques.

3.2. Variations de résistances à la compression selon la position dans l'élément

Petersons, l'un des premiers à s'intéresser sur ce phénomène, a mené des campagnes d'essais [3] sur des colonnes et a aussi réalisé une synthèse des tests réalisés par ses collaborateurs [4], voir Figure 3.

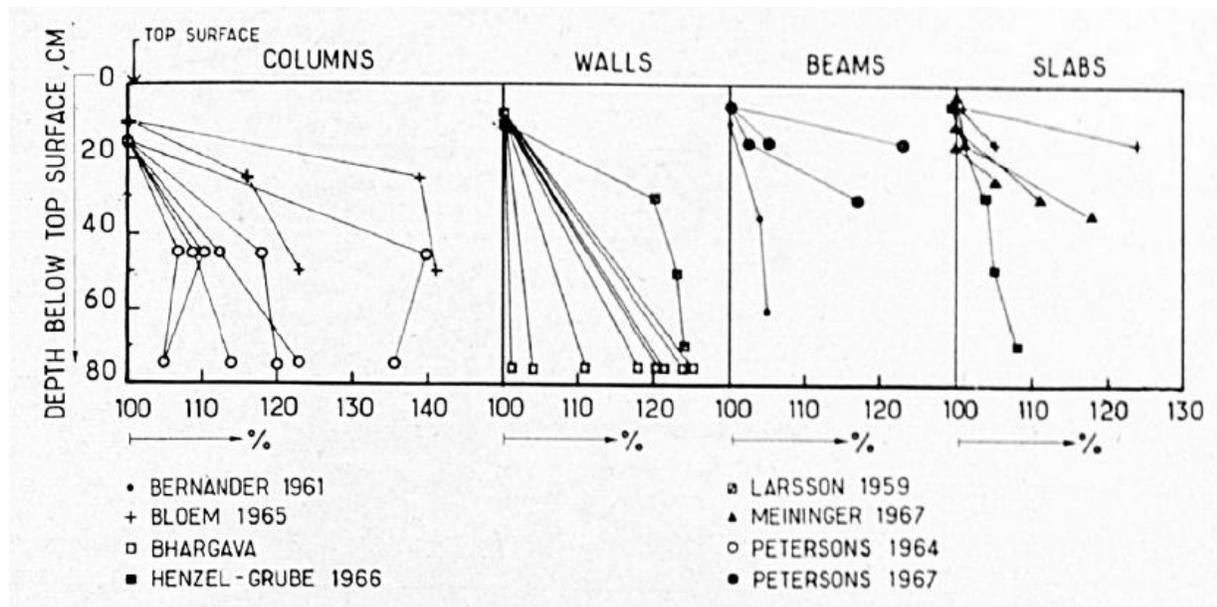


Figure 3: Variations de résistance à la compression du béton en fonction de la hauteur [4]

A la Figure 3, la variation de résistance (la valeur mesurée au sommet servant de référence) selon la position du béton dans l'élément est notable et certains tests font même état d'une variation de l'ordre de 40%. Les profils de variations ne sont pas linéaires. L'essentiel de la variation se situe effectivement dans la partie supérieure.

Petersons [5] observe cependant que la variation de densité ne peut pas être corrélée avec la variation de résistance. Par ailleurs, il note que les variations sont plus grandes pour des qualités de béton croissantes. De même, il trouve que la résistance est plus élevée si une pression a été appliquée pendant la cure. Selon ces résultats, les facteurs primordiaux influençant la résistance se trouvent dans la qualité de béton, la cure, le type et la dimension des éléments, le type de ciment et enfin le compactage.

3.3. Analyse du profil de variation de la résistance à la compression selon la hauteur

Un article de Bartlett & McGregor de 1999 [6] nous propose une synthèse (cf. Figure 4) de nombreux essais ayant pour objectif de créer une méthode qui puisse prédire de manière statistique tant la variation de résistance à la compression que la variation de densité selon la hauteur. Toutefois, la Figure 4 démontre à première vue que les profils de variations de résistance sont plutôt différents.

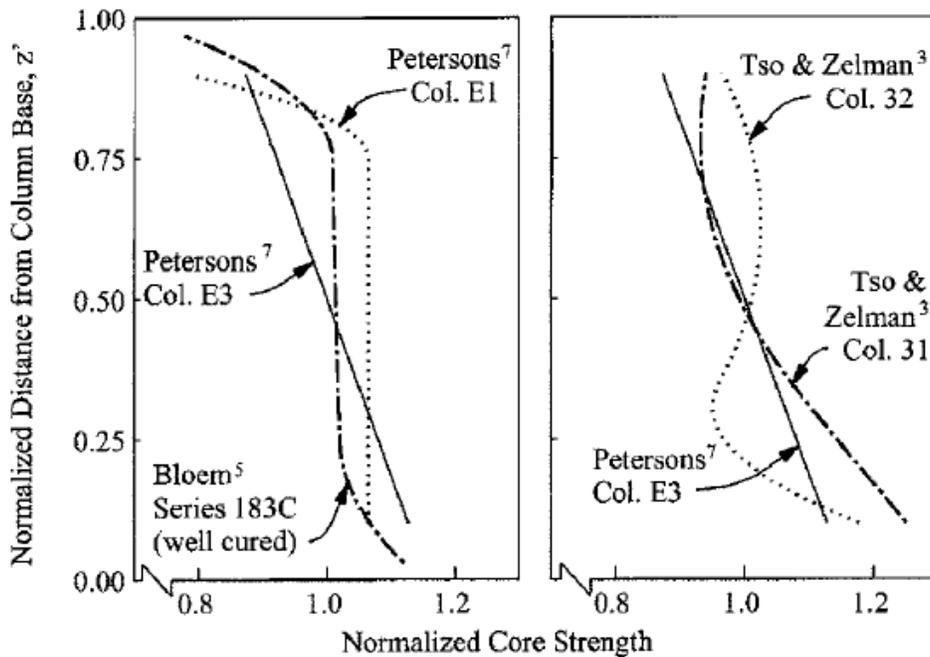


Figure 4: Variation de résistance à la compression du béton selon la hauteur pour différentes colonnes [6], p.265

Cependant, il est nécessaire d'apporter quelques précisions supplémentaires quant aux natures diverses des tests comparés dans cette Figure 4. Petersons a réalisé des colonnes en béton de 3 mètres de hauteur qu'il a ensuite découpées. De ces morceaux, il en a tiré des cylindres standards de test par carottage. On peut noter que le processus conduisant à obtenir ces cylindres est très compliqué, et que la résistance diffère si ces cylindres sont prélevés de manière verticale ou horizontale (variation de résistance de l'ordre de 10% [5]). Bloem a réalisé des essais [7] sur deux colonnes de 3 mètres de hauteur dont les résultats sont représentés à la Figure 5. Il a utilisé un processus identique à celui réalisé par Petersons pour prélever les cylindres sur

une colonne au détail près que les carottages ont été effectués de manière perpendiculaire au sens de bétonnage. Cependant cette différence influence uniquement les valeurs absolues de résistance et non pas leur profil de la variation, c'est pourquoi ces résultats sont tout à fait exploitables pour l'étude du profil de variation.

Enfin, Tso & Zelman [8] ont, quant à eux, voulu vérifier si les résultats obtenus par Petersons correspondaient avec des mesures réalisées in situ. En effet, ils se sont demandés si les résultats provenant des spécimens réalisés dans les conditions parfaites du laboratoire (notamment s'agissant de la cure et du soin accordé à la réalisation des spécimens) sont applicables sur les structures en général.

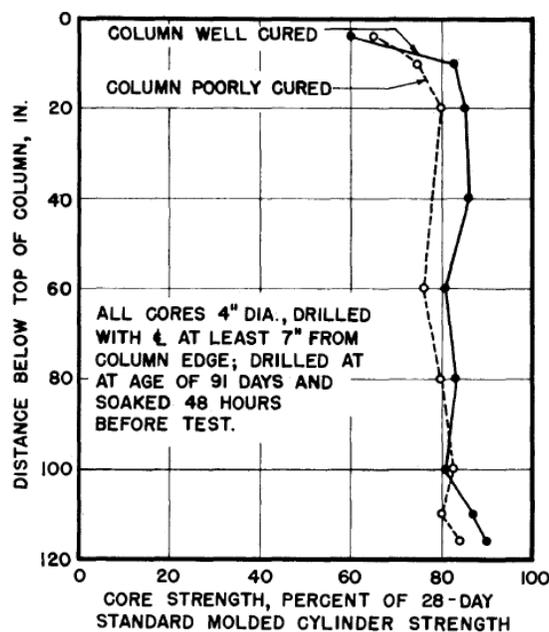


Figure 5: Variations de résistance à la compression du béton dans des colonnes selon la hauteur [8]

C'est pourquoi ils ont réalisé des mesures in situ sur 403 colonnes [8]. Pour cela, il a utilisé une méthode non destructive utilisant les ultrasons.

Avec cette méthode, Tso & Zelman ne prétendent pas à connaître la valeur absolue de résistance de chaque élément mais plutôt de mesurer les écarts entre les caractéristiques des différentes zones d'un même élément.

Ainsi, la méthode des ultrasons mesure la variation de vitesse en fonction de la hauteur dont ils peuvent en déduire une variation de résistance. Cependant, afin de corréliser leur campagne de mesures in-situ, ils réalisent des essais sur 12 colonnes de 3 mètres de hauteur réalisées et testées en laboratoire. Les résultats

n'indiquent pas de corrélation entre les tests in situ et ceux sur les spécimens de test standards. Par ailleurs, leur campagne de mesures in situ révèle de manière générale un non-respect des dimensions géométriques des plans. Ainsi, dans de nombreux cas, le sommet des colonnes est sous dimensionné sur chantier.

En conclusion, les essais comparés à la Figure 4 proviennent tous de colonnes de même hauteur, d'où sont tirés des cylindres par carottage de manière répartie sur la hauteur. Bartlett & McGregor proposent donc un model statistique approchant au plus les résultats des tests, voir Figure 6. Cette distribution des tests démontre une forte variation dans les deux extrémités, alors que la partie centrale reste relativement constante.

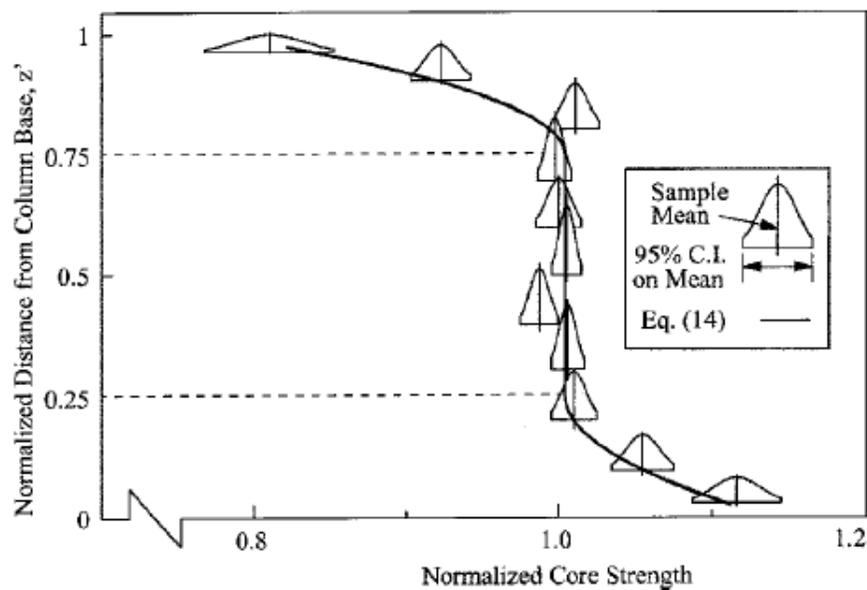


Figure 6: Variations de résistances pour toutes les colonnes étudiées [6]

D'autre part, Bartlett & McGregor [6] recueillent aussi des mesures de densité provenant des mêmes essais afin de comprendre si la ségrégation des granulats joue un rôle prépondérant dans la variation de densité et donc dans la variation de résistance. A la Figure 7, la variation de densité selon la hauteur est faible mais tout de même significative pour les auteurs. Toutefois, selon eux, on ne peut pas affirmer que c'est l'unique cause de cette variation de résistance.

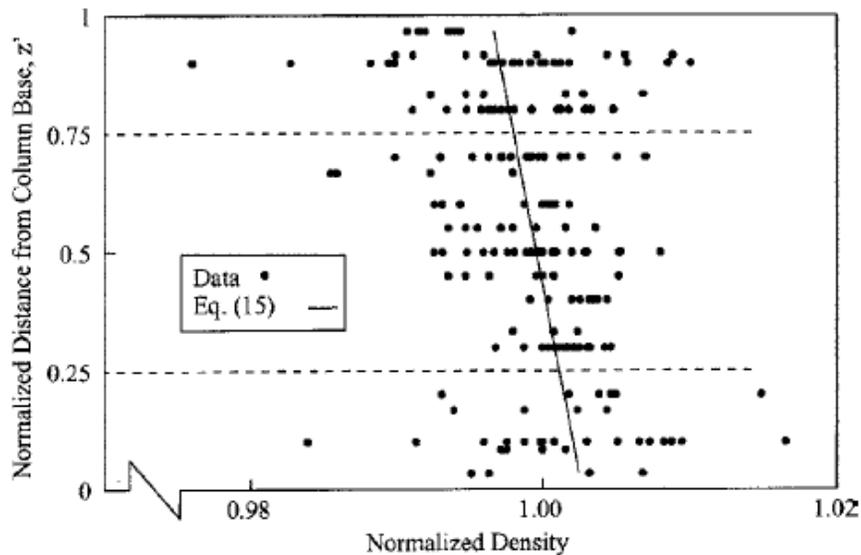


Figure 7: Densité normalisée en fonction de la hauteur dans la colonne [8]

3.4. Influence de la qualité du béton

On retrouve l'analyse du facteur de la qualité de béton dans un article de Miao [9]. Ce dernier teste trois colonnes de 2 mètres de hauteur en utilisant trois différents types de bétons. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau 1.

| Cylindres / Résistance caractéristique du béton | 35 MPa | 90 MPa | 120 MPa |
|---|--------|--------|---------|
| Top interior (TI) | 0.77 | 1.10 | 1.04 |
| Middle interior (MI) | 0.86 | 1.00 | 0.99 |
| Bottom interior (BI) | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Tableau 1: Résistances normalisées par rapport aux cylindres « Bottom interior » [9]

Au Tableau 1, la différence est significative entre les variations selon le type de béton. Le béton de moindre qualité présente la plus grande variation de résistance entre le sommet et la base de la colonne. Prenant

comme valeur de référence la résistance de la base, la résistance du sommet d'un béton classique est ainsi inférieure de 23%. Ces résultats s'opposent aux conclusions de Petersons [4] et Sangha et Dhir [10] concernant l'influence de la qualité de béton.

Il faut noter par ailleurs que le rapport de la valeur moyenne de résistance à la compression des cylindres forés sur les colonnes et les cylindres tests oscille entre 1.01 et 1.06. Ceci indique que les éléments prélevés sur la colonne sont en moyenne de résistance égal ou très légèrement supérieure aux cylindres test. De même, ce résultat diffère des autres études et notamment de Mak [11] qui tendent plutôt à démontrer que les résistances in-situ sont toujours plus faibles que les résistances obtenues avec les tests sur cylindres standards. D'autre part, les essais de Mak [11] témoignent de variations de résistance allant jusqu'à 15% entre le sommet et la base de colonnes avec des bétons ultra-performant (HSC).

Miao, dans sa publication [9], met en évidence qu'une qualité de béton plus faible engendre une variation de résistance plus grande et corrèle ce phénomène avec l'absence de super fluidifiant, un plus faible rapport eau sur ciment et la présence d'un agent d'entraînement d'air pour des bétons de moindre qualité. En effet, selon son analyse, ces facteurs semblent être les causes du plus grand degré de non-uniformité du béton de moindre qualité et par conséquent d'une plus grande variation de résistance que pour des bétons de meilleure qualité.

Sioulas et Sanjayan réalisent de nouveaux essais [12] pour examiner l'influence de la qualité du béton sur la variation de résistance à la compression et établissent une synthèse des causes probables de ce phénomène. Ils réalisent quatre colonnes de 1,20 mètres de haut dont l'unique paramètre variant est la qualité de béton. Ces colonnes sont divisées en trois parties par des séparations au moment du bétonnage déjà, pour des questions pratiques. Cette méthode, n'a pas d'effet sur la résistance en compression du béton. Effectivement, Mak [11] a démontré lors de ses essais que ces séparations peuvent transmettre la pression hydrostatique et n'ont qu'un effet minime sur le transfert de chaleur.

Une interrogation est toutefois permise quant à la pertinence de cette méthode puisque cette dernière empêche localement le développement de deux phénomènes constamment cités comme causes probables de la variation verticale de résistance, à savoir la ségrégation des granulats et le ressuage. Malgré cette réserve, les résultats sont présentés dans le Tableau 2.

| Column height [mm] / concrete strength [MPa] | 40 | 60 | 80 | 100 |
|--|------|------|------|------|
| 1000 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 600 | 1.16 | 1.04 | 1.02 | 0.97 |
| 200 | 1.28 | 1.10 | 1.01 | 0.93 |

Tableau 2: Résistance en compression relative à la résistance de la partie supérieure de la colonne

Dans le Tableau 2, une très claire corrélation entre l'ampleur de la variation de résistance et la qualité du béton est démontrée. Cette étude tend à prouver les conclusions des études de Miao [9] discutées auparavant. D'autre part, elle montre aussi une certaine indépendance entre le taux de variation et l'âge du béton. Effectivement, des tests ont été effectués à 28 jours, 56 et 91 jours et les différences sont négligeables, voir Figure 8. Ces résultats vont à l'encontre des conclusions de Akers & Miller [13] mais tout à fait en adéquation avec celles de Takahashi et Nakane [14]. Dans ces tests, les profils de variations sont plutôt linéaires. Cependant, ces profils proviennent uniquement de trois prises de mesures sur chaque colonne. Il est alors évident qu'il est difficile d'établir un profil représentatif avec si peu de mesure.

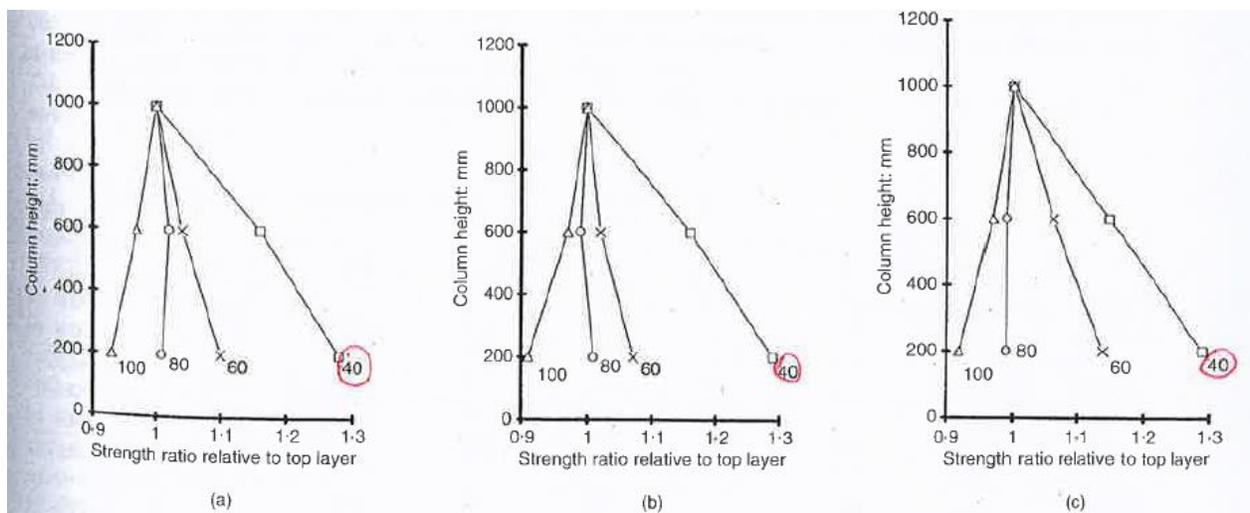


Figure 8: Distribution de la résistance à la compression en fonction de la qualité de béton évaluée à (a) 28 jours, (b) 56 jours et (c) 91 jours [12]

3.5. Influence de la densité et de la pression hydrostatique

Sioulas et Sanjayan [12] évoquent aussi la question de la variation de la densité au sein d'un même élément. Comme l'avaient déjà relevé notamment Takahashi et Nakane [14], qui ont pu démontrer une très bonne corrélation entre la pression de consolidation et la résistance, la partie inférieure plus résistante est associée à une pression de consolidation plus élevée et donc une densité plus grande. En effet, la pression hydrostatique augmente avec la hauteur ce qui induit un meilleur compactage dans les parties inférieures des colonnes.

Ces conclusions sont corrélées avec leurs essais, excepté pour une colonne pour laquelle l'augmentation de densité ne correspond pas avec l'augmentation de résistance. Toutefois, les variations dans les mesures de densité sont relativement faibles par rapport aux potentielles erreurs de mesure, c'est pourquoi les interprétations de ces mesures doivent être prises en compte avec une certaine réserve. Sioulas et Sanjayan en concluent tout de même que la variation de densité est corrélée avec la position dans l'élément ainsi qu'avec la qualité de béton. En effet, des variations plus importantes se produisent lorsque la qualité du béton est moindre.

Cette conclusion est soutenue par la tendance d'un béton avec un faible rapport eau sur ciment d'être plus susceptible à la ségrégation et donc engendrer un mélange moins homogène. D'autre part, la variation de résistance corrélée avec la variation de densité est claire pour des qualités « médiocres » de béton, tandis que pour les bétons de haute qualité, une même variation de densité engendre une beaucoup plus faible augmentation de résistance. Cette observation se rapproche des conclusions de Petersons [3] qui ne pouvait tirer de conclusion générale sur la corrélation entre variations de résistance et de densité.

Le rôle de la pression hydrostatique est donc déterminant selon Sioulas et Sanjayan [12]. La relation entre la pression hydrostatique du béton frais et la résistance en compression a été démontrée par Petersons [3] et Mak [11]. De plus, Toosi et Houde ont mené des campagnes d'essais [15] pour vérifier cette relation et mieux la comprendre.

Il faut tout d'abord comprendre que la ségrégation et le ressuage sont responsables de nombreux vides et fissures se trouvant sous les granulats. Ce phénomène affaiblit considérablement l'adhérence entre la pâte de ciment et les granulats. Les recherches de Toosi et Houde [15] ont prouvé que l'application d'une pression sur le béton frais réduit de manière significative la présence de ces vides et de ces fissures, d'où une augmentation de la résistance. De plus, plus la pression est grande et appliquée de manière prolongée dans le temps, plus l'augmentation de résistance est notable, voir le Tableau 3.

La pression aide à expulser l'air du mélange, et par conséquent elle améliore le lien entre les granulats et la pâte de ciment en réduisant les fissures et les vides présents sous ces mêmes granulats. Ainsi, plus la pression est grande, plus la porosité est faible et donc plus la résistance est grande.

| DURATION D_j , IN MINUTES | j | PRESSURE, P_i IN kPa | | 26.8 | 67 | 134 | 268 | 536 |
|-----------------------------------|---|---------------------------|--------|------|------|------|------|------|
| | | AGE, A_k IN DAYS | i k | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 30 | 1 | 3 | 1 | 1.23 | 1.35 | 1.33 | 1.43 | 1.58 |
| | | 7 | 2 | 1.25 | 1.34 | 1.32 | 1.31 | 1.50 |
| | | 28 | 3 | 1.12 | 1.25 | 1.20 | 1.31 | 1.38 |
| 120 | 2 | 3 | 1 | 1.30 | 1.39 | 1.51 | 1.63 | 1.75 |
| | | 7 | 2 | 1.23 | 1.45 | 1.43 | 1.57 | 1.66 |
| | | 28 | 3 | 1.16 | 1.32 | 1.35 | 1.43 | 1.47 |
| 300 | 3 | 3 | 1 | 1.32 | 1.50 | 1.68 | 1.66 | 1.85 |
| | | 7 | 2 | 1.32 | 1.48 | 1.50 | 1.56 | 1.69 |
| | | 28 | 3 | 1.19 | 1.40 | 1.45 | 1.47 | 1.54 |

Tableau 3: Résistance relatives en compression (par rapport aux spécimens de test standard) en fonction de la durée et de l'intensité des pressions appliquées [15]

D'autre part, l'effet de la pression hydrostatique aide à comprendre les différences significatives entre les diverses variations de résistance selon les qualités de béton. En effet, une meilleure qualité de béton implique un rapport eau sur ciment plus faible. Ce rapport plus faible implique que la quantité de ciment est plus grande et donc une vitesse d'hydratation beaucoup plus grande. Par ailleurs, plus long est le temps nécessaire à l'hydratation de la pâte de ciment, plus long sera le maintien de la pression hydrostatique. Effectivement, l'hydratation de la pâte induit notamment le développement d'une résistance au cisaillement. Ainsi avec le

durcissement du mélange, il en résulte que la charge verticale reste toujours constante alors que la pression hydrostatique impliquant un état de contrainte de compression triaxial disparaît. Dès lors, les bétons avec de grands rapports eau sur ciment vont subir une pression hydrostatique pendant un plus long laps de temps. Par conséquent, la variation de résistance selon la hauteur des colonnes avec des bétons de moindre qualité est proportionnellement plus grande que celle avec des bétons de meilleure qualité. On explique ainsi les différences d'ampleur de variations entre des bétons de qualité différente.

3.6. Influence de la ségrégation des granulats et du ressuage

Les phénomènes du ressuage et de la ségrégation se déroulent pendant le durcissement du béton. La ségrégation des granulats est probablement l'une des causes du ressuage, qui s'établirait pour donc compenser cette ségrégation, selon une étude de Josserand, Coussy et de Larrard [16]. Le ressuage s'établit soit de façon uniforme ou soit au travers de canaux verticaux dans des cas extrêmes (jusqu'à 1 centimètre de diamètre et 35 centimètres de long selon Giaccio et Giovambattista [17]).

Ces phénomènes induisent évidemment une non-homogénéité dans le matériau. De plus, ces mêmes phénomènes sont à l'origine des vides sous les granulats où s'accumule notamment de l'eau, créant ainsi un plan préférentiel horizontal de fissuration. Giaccio et Giovambattista ont réalisé des essais [17] pour démontrer la corrélation entre le ressuage et les variations de résistance à la compression. On peut observer à la Figure 9 et à la Figure 10 que les colonnes dont le béton est particulièrement sujet au ressuage auront une plus grande déformabilité. Une conclusion similaire s'applique à la variation de résistance. Cette variation est beaucoup plus importante pour les colonnes avec des bétons sensibles au ressuage et par conséquent présentant un mélange beaucoup moins uniforme.

Ainsi, pour la colonne avec le mélange le plus sujet au ressuage, la résistance à la compression est de l'ordre de 30% inférieure au sommet par rapport à la base. Cette différence est de l'ordre de 25% pour un mélange intermédiaire et nulle pour un mélange ne démontrant pratiquement pas de phénomène de ressuage. De plus, Giaccio et Giovambattista ont procédé à des tests de flexion sur colonnes et ont en observé les surfaces de ruptures. A chaque fois, la surface inférieure de rupture comportait beaucoup moins de granulats visibles

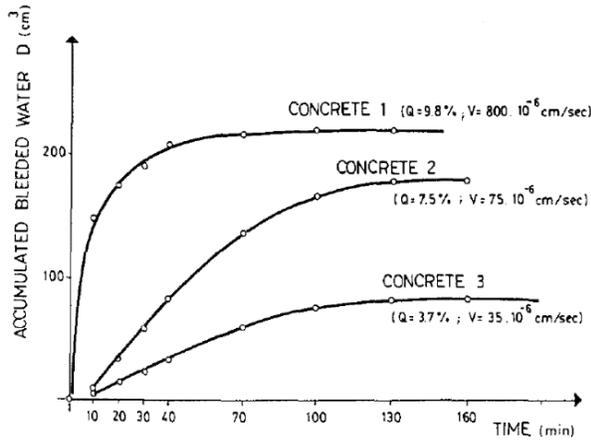


Figure 10: Courbes de ressuage en fonction des types de béton utilisés [17]

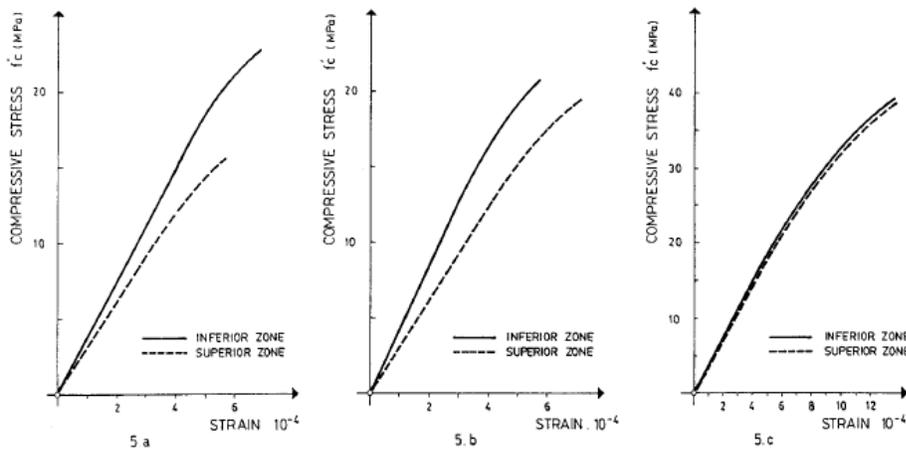


Figure 9: Courbes contraintes-déformation provenant de cylindres des parties hautes et basses des trois différents bétons de la Figure 10

que la surface supérieure. Ceci tend à démontrer que les fissures sont bien majoritairement présentes en-dessous des granulats. Ce phénomène est plus prononcé au sommet de la colonne qu'à sa base, ce qui est logiquement expliqué par la variation de la densité vu au §3.5

A noter que dans les tests de Giaccio et Giovambattista, la résistance au sommet de la colonne est inférieure à la valeur de résistance des cylindres de test, alors que la résistance au fond de la colonne est supérieure ou égale à celle des cylindres standards de test.

Hoshino a réalisé des essais similaires en 1989 [18] et en a déduit que la résistance dans la partie supérieure des colonnes est inversement proportionnelle à la quantité de d'eau de ressuage comme le montre la Figure 11 ci- dessous.

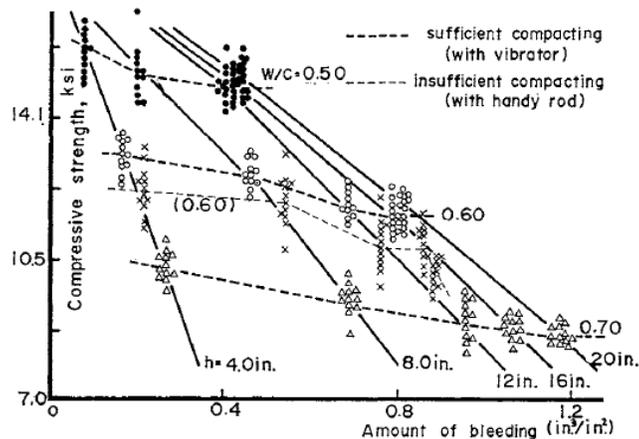


Figure 11: Relation entre la résistance à la compression dans les parties supérieures des colonnes en fonction de la quantité de ressuage [19]

Par ailleurs, Kanda et Yoshida [19] ont démontré que le rapport eau sur ciment augmentait avec la hauteur, ce qui est logique compte tenu du phénomène de ressuage. Ceci vient confirmer l'influence du ressuage pour expliquer la variation de résistance à la compression. En effet, plus le rapport eau sur ciment est élevé, plus faible est la résistance.

Ces diverses études confirment ainsi que le ressuage et la ségrégation des granulats constituent deux phénomènes majeurs participant de manière importante à la variation de résistance à la compression des éléments en béton.

3.7. Variation de la résistance en compression selon la position dans la section de la colonne

Mak [20] a étudié les variations de résistance au niveau de la section transversale. La résistance la plus haute se trouve au centre, et la plus faible dans les coins comme le montre le profil de ses essais à la Figure 12. Ainsi, de manière quantitative, la différence entre le centre et les bords extérieurs se situe aux

alentours de 5-10%. Ce résultat démontrant une plus porosité et donc une moins grande densité aux bords peut avoir son importance pour la résistance à la flexion, la résistance au feu ou encore la durabilité.

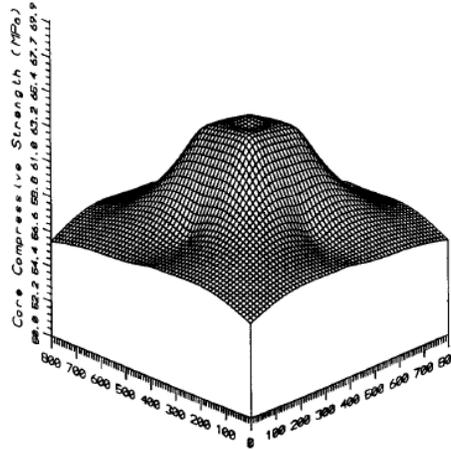


Figure 12: Résistance à compression en fonction de la position dans la section d'une colonne de section 800x800mm [20]

Cependant, ce phénomène peut être fortement réduit en effectuant une bonne cure.

Mak a aussi étudié les variations de résistances entre les cylindres prélevés sur colonnes et les cylindres de tests. Il a d'abord testé la réduction de résistance des cylindres prélevés par carottage dans les colonnes. Il en résulte que les dommages infligés aux cylindres par forage sont négligeables [11].

On observe à la Figure 13 que la résistance issue de structures réelles est en général entre 70 et 90 % plus faible que les résistances issues des spécimens de test.

| | | P70C | | P100C ^b | | P100S | | P120S | |
|-------------------|--------|------|------|--------------------|------|-------|------|-------|------|
| | | 400 | 800 | 400 | 800 | 400 | 800 | 400 | 800 |
| f_{cen}/f_{100} | 28 | 0.89 | 0.83 | 0.94 | 0.88 | 0.83 | 0.72 | 0.91 | 0.83 |
| | 91 | 0.87 | 0.81 | 0.94 | 0.88 | 0.85 | 0.75 | 0.87 | 0.81 |
| | 450 | 0.88 | 0.87 | 0.95 | 0.89 | 0.83 | 0.72 | 0.98 | 0.85 |
| | Range | 0.02 | 0.06 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.11 | 0.04 |
| | Median | 0.88 | 0.83 | 0.94 | 0.88 | 0.83 | 0.72 | 0.91 | 0.83 |
| f_{cen}/f_{150} | 28 | 0.92 | 0.86 | 0.94 | 0.89 | 0.86 | 0.74 | 0.91 | 0.83 |
| | 91 | 0.84 | 0.78 | 0.95 | 0.89 | 0.87 | 0.77 | 0.89 | 0.82 |
| | 450 | 0.83 | 0.82 | 0.95 | 0.89 | 0.85 | 0.74 | 0.97 | 0.84 |
| | Range | 0.09 | 0.08 | 0.01 | 0.00 | 0.02 | 0.03 | 0.08 | 0.02 |
| | Median | 0.84 | 0.82 | 0.95 | 0.89 | 0.86 | 0.74 | 0.91 | 0.83 |
| f_{eff}/f_{100} | 28 | 0.84 | 0.74 | 0.88 | 0.84 | 0.79 | 0.65 | 0.86 | 0.74 |
| | 91 | 0.79 | 0.75 | 0.90 | 0.85 | 0.83 | 0.69 | 0.84 | 0.78 |
| | 450 | 0.83 | 0.75 | 0.88 | 0.82 | 0.81 | 0.71 | 0.96 | 0.85 |
| | Range | 0.05 | 0.01 | 0.02 | 0.03 | 0.04 | 0.06 | 0.12 | 0.11 |
| | Median | 0.83 | 0.75 | 0.88 | 0.84 | 0.81 | 0.69 | 0.86 | 0.78 |
| f_{eff}/f_{150} | 28 | 0.87 | 0.77 | 0.89 | 0.84 | 0.82 | 0.67 | 0.86 | 0.74 |
| | 91 | 0.76 | 0.73 | 0.91 | 0.86 | 0.84 | 0.70 | 0.85 | 0.80 |
| | 450 | 0.79 | 0.71 | 0.89 | 0.83 | 0.83 | 0.73 | 0.95 | 0.84 |
| | Range | 0.11 | 0.06 | 0.02 | 0.03 | 0.02 | 0.06 | 0.10 | 0.10 |
| | Median | 0.78 | 0.73 | 0.89 | 0.84 | 0.83 | 0.70 | 0.86 | 0.80 |

Figure 13: Rapport entre les résistances de cylindres de test et ceux provenant des colonnes [11]

De la littérature à cette époque [21] & [22], on observe que la valeur de 0,85 est communément acceptée pour représenter le rapport résistance de la structure sur la résistance du cylindre test. A la même période, le code norvégien faisait cependant déjà varier ce rapport en fonction de la qualité de béton. Toutefois, il nous faut garder à l'idée que tant Giaccio & Giovambattista [17] que Miao [9] ont obtenu des résultats démontrant que la partie inférieure de la colonne peut être plus résistante que la résistance des cylindres de test.

3.8. Variations de résistance pour des bétons auto-plaçants

Zhu, Gibbs et Bartos [23] ont effectué des essais avec des bétons auto-plaçants visant à comparer la variation de résistance selon la hauteur avec celle de bétons standards. Les résultats des essais démontrent que le profil de variation de la résistance selon la hauteur est très similaire entre ces deux types de béton, voir Figure 14.

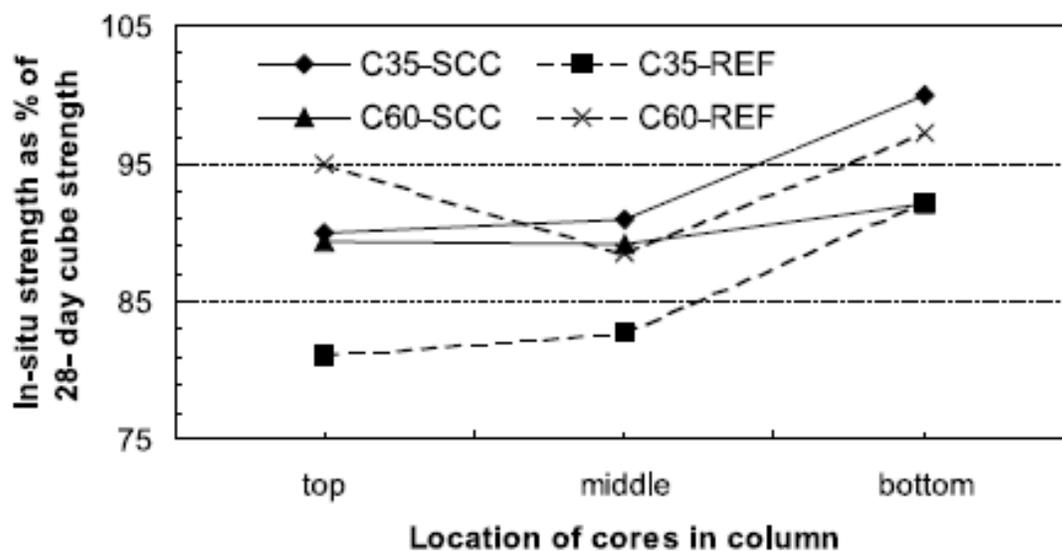


Figure 14: Résistance en compression des colonnes relativement à la résistance des spécimens standards de test à 28 jour [23]

Selon la Figure 14, les valeurs de résistance des échantillons prélevés sur colonnes sont jusqu'à 20% plus faible que les résistances des cylindres de tests. D'autre part, les colonnes avec un béton auto-compactant, bien que démontrant une variation de résistance selon la hauteur, ont des résistances beaucoup plus élevées en termes de valeurs absolues que des bétons standards comme le montre la Figure 15.

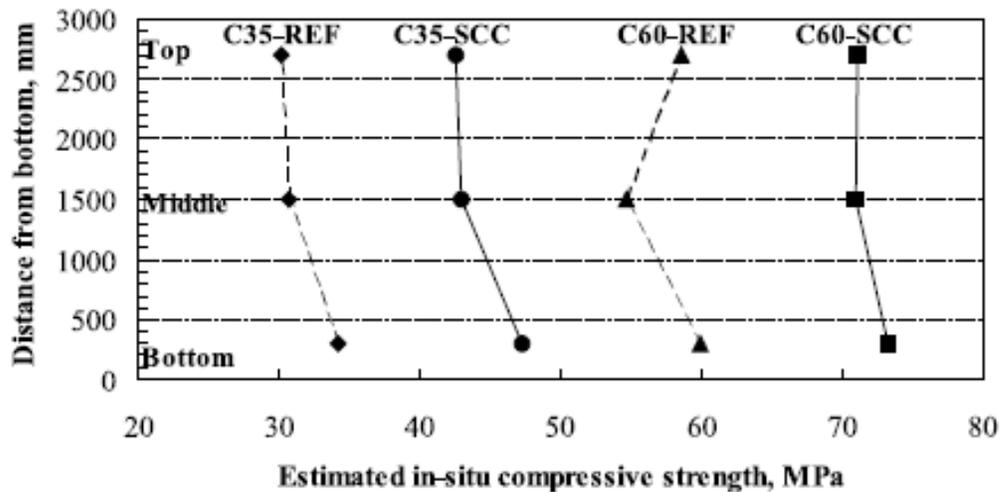


Figure 15: Variation de la résistance à la compression des colonnes en béton selon la hauteur [23]

3.9. Influence de la présence de barres d'armature sur le champ de compression

La principale différence entre nos trois échantillons de laboratoire est la présence de différentes dispositions d'armatures disposées de manière perpendiculaire à la direction de l'effort normal. Ainsi nous étudions dans ce chapitre les effets des barres d'armature sur le champ de compression.

R. Gaynor en 1965 [24] effectue une étude analysant l'effet des barres d'armatures sur la résistance à la compression des cylindres. Le contexte de sa recherche se place dans la vérification de la résistance du béton prélevé sur des structures existantes, la méthode alors utilisée était le carottage. Ainsi la présence de barres d'armature était très courante et il se posait alors la question de l'influence de ces barres d'armature sur les tests de compression des cylindres carottés. On peut voir à la Figure 16 la disposition des barres perpendiculaires au sens de coulage du béton. Cette disposition représente des carottages typiques sur des dalles par exemple.

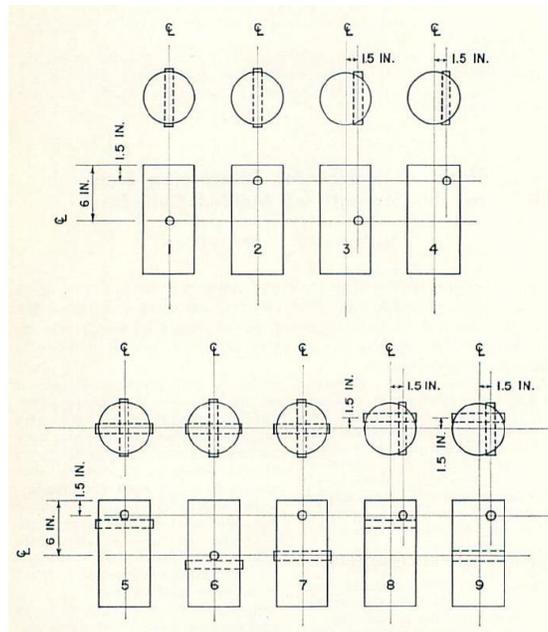


Figure 16: Localisations des barres d'armature dans les tests de Gaynor [24]

Les résultats de ses essais témoignent d'une réduction de la résistance en moyenne de 8.3% et 12.3% respectivement pour les spécimens avec une et deux barres d'armature.

Loo, Tan et Tam [25] résument la littérature scientifique en évoquant tout d'abord les essais de Gaynor [24] corroborés par ceux de Plowman [26]. Les résultats de ces deux études évoquent une réduction de résistance variant dans un ordre de grandeur de 4-18%. Puis, ils évoquent les essais de Petersons [5] et ceux de Lewandowski [27] qui s'opposent aux précédentes études puisqu'ils concluent que ce phénomène est négligeable, obtenant des variations inférieures à 4%.

Loo, Tan et Tam réalisent leurs propres essais et en tirent deux conclusions. La première est que le mode de rupture est dirigé par une dilatation latérale du béton dans la partie centrale. Cette dilatation résulte du fait qu'une barre d'armature est caractérisée par un module d'élasticité beaucoup plus élevé que celui du béton qui l'entoure, induisant une concentration de contraintes localisée autour de la barre. Deuxièmement, la présence de barres d'armature ne provoque pas de réduction de résistance significative sur des cylindres dont le ratio hauteur sur diamètre est égal à 1,0, cependant elle induit bien une réduction sur des cylindres avec un ratio de 2,0.

Une recherche récente a été menée par Hune-Bum Ko en 2016 [28] qui a obtenu des résistances pour des cylindres avec des barres d'armature d'au minimum 80% de la résistance sur cylindres standards.

Bochmann et al. [29] établissent aussi une revue de la littérature et le titre de leur article est très parlant : « Influence of artificial discontinuities in concrete under compression load ». Ils assimilent ainsi une barre d'armature à une discontinuité artificielle. Ainsi, ils évoquent notamment les essais de Leonhardt sur des prismes avec soit des gaines de précontrainte soit des barres d'armature. Ces résultats sont présentés à la Figure 17.

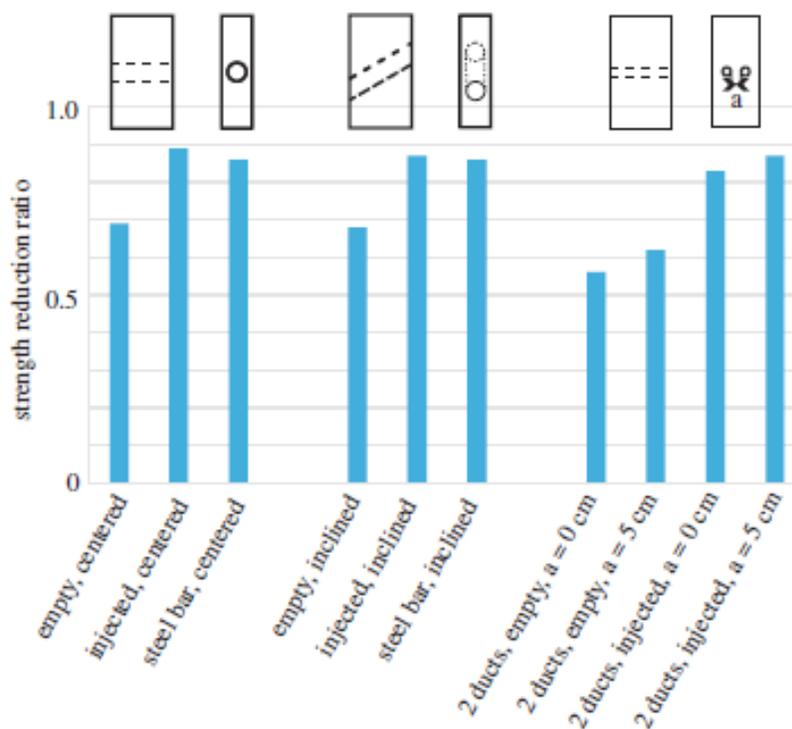


Figure 17: Réduction de la résistance des prismes causée par la présence de gaines ou de barres d'armature [29]

Pour les prismes avec barres d'armature ou gaines injectées, la réduction de résistance à la compression se situe entre 0,89 et 0,86.

On comprend avec la Figure 18 que la rigidité des barre ou son absence, soit attire les bielles de compression ou respectivement les dévie de sorte que chacune de ces déviations doit être équilibrée avec des tractions transversales.

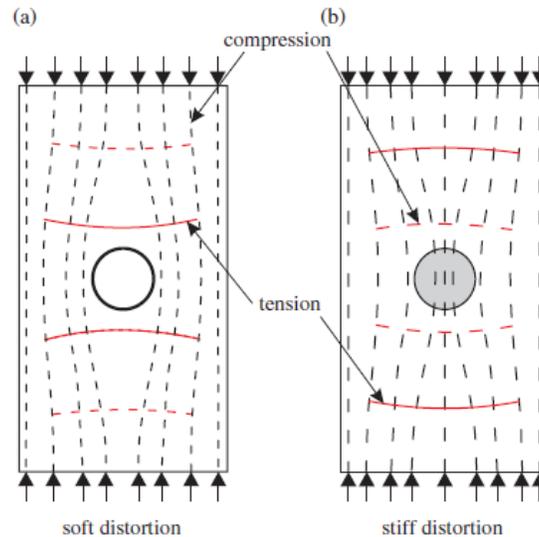


Figure 18: Champs de compression dérangés par (a) une gaine vide et (b) une gaine injectée ou une barre d'armature [29]

Dans un article de Fernandez Ruiz, Hars et Muttoni [30], on observe des résultats similaires sur l'influence des gaines sur le champ de compression.

L'effet de la présence des barres d'armature comme éléments perturbateurs est encore démontré dans le document Background pour la révision de l'Eurocode 2 [31] et est représenté graphiquement ici avec la Figure 19. On observe clairement sur l'image (b) que le développement des fissures se fait autour des barres, confirmant tout à fait l'effet des gaines ou barres d'armature sur le champ de compression évoqué auparavant.

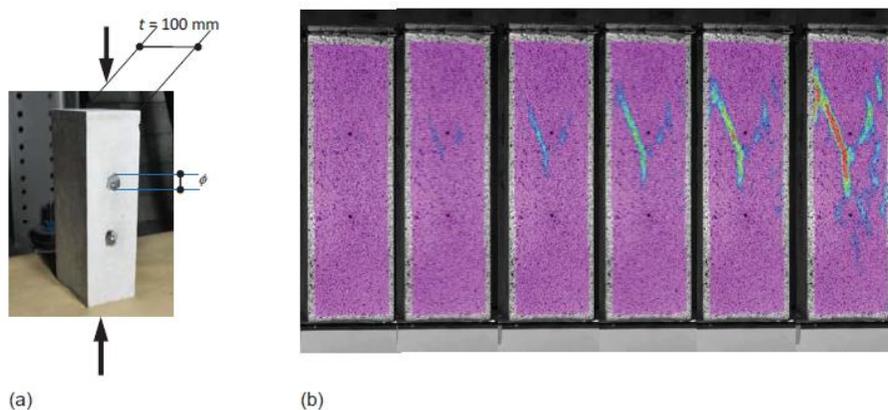


Figure 19: Perturbation de la bielle de compression due à la présence de barres d'armature transversales, (a) géométrie du spécimen et (b) développement des fissures dû aux concentrations de contraintes [31]

3.10. Synthèse de la littérature

La variation de résistance à la compression du béton en fonction de la hauteur est significative, jusqu'à 30% pour les bétons standards et jusqu'à 15% pour les bétons ultra-performants. Cette variation est expliquée à l'aide plusieurs phénomènes clés. Ces derniers sont la ségrégation des granulats, le ressuage et la pression hydrostatique en vigueur. Ces paramètres ont tous été l'étude d'essais spécifiques réalisés afin de prouver leur influence sur la variation de résistance.

Par conséquent, la cure, le mode de compactage, la qualité de béton et sa consistance, la taille, le type d'éléments et le mode de coulage sont tous des paramètres affectant ces phénomènes et donc la variation de résistance. D'autre part, il faut noter que la variation de résistance est aussi à prendre en compte au niveau transversale. On y retrouve des variations entre 5 à 10% entre les résistances des échantillons du cœur et des bords.

On peut aussi étudier les variations de résistances entre les essais provenant des colonnes et les spécimens standards de test. On remarque que les échantillons provenant des éléments in situ sont généralement dans une fourchette entre 10 et 30% plus faible que les cylindres de test. Toutefois, il n'est pas rare que la résistance au niveau de la base de la colonne soit supérieure à la résistance des cylindres de test.

Concernant l'influence de la présence de barres d'armature de manière perpendiculaire au champ de compression, les conclusions sont plus nuancées. L'existence d'une perturbation du champ de compression ainsi que des concentrations de contraintes et de déformations aux niveaux barres sont bien acceptées. Cependant, c'est plutôt sur la quantification de ce phénomène qu'interviennent les nuances suivant les différents chercheurs. L'étude qui montre le plus grand taux de diminution de résistance est celle de Gaynor [24] et propose environ 10% de réduction de résistance à la compression par rapport à la valeur d'un cylindre standard de test.

4. Programme expérimental

Trois spécimens représentant des colonnes ont été bétonnés puis testés. Leurs dimensions étaient 3000 mm de hauteur pour une section de 250 x 250 mm. La hauteur des colonnes a été voulue de telle manière à représenter au mieux la hauteur standard de colonnes d'un bâtiment à plusieurs étages. Un dernier spécimen de 750 mm de longueur pour une section 250 x 250 mm a aussi été réalisé. Les différents spécimens sont représentés à la Figure 20.

Parmi ces trois colonnes de même dimensions, seule l'armature change d'un spécimen à l'autre. Deux spécimens (NOMS A & D) n'avaient aucune armature alors que les deux autres (NOMS B & C) avaient des barres d'armature de diamètre 30 mm fixées à des endroits spécifiques selon la Figure 20. Le spécimen C avait des barres de diamètre 30 mm espacées de 130 mm dans une seule direction, alors que le spécimen D avait des barres de diamètre 30 mm espacées de 130 mm dans deux directions, voir Figure 20.

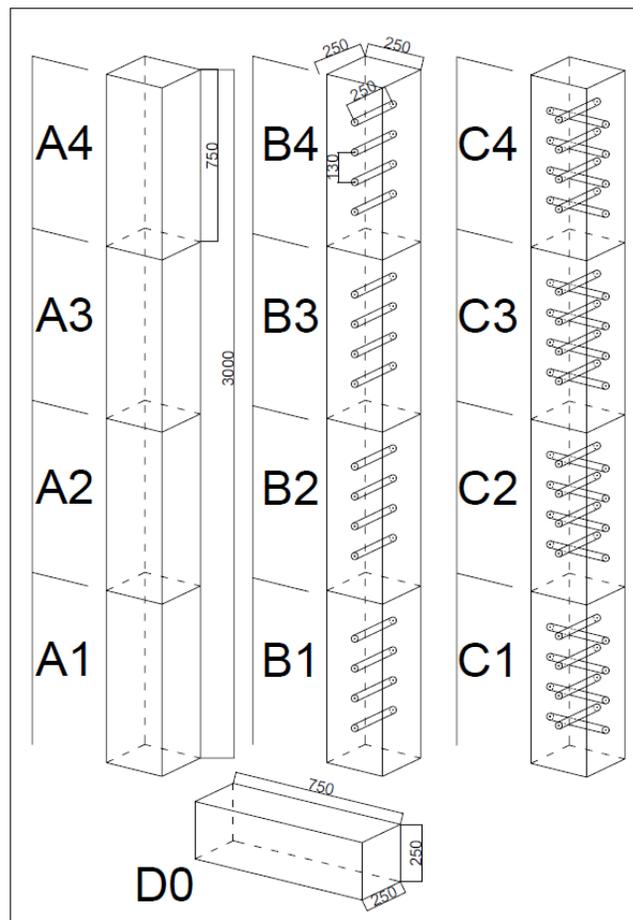


Figure 20: Quatre types de colonnes coulées pour les tests de résistance à la compression du béton

Les spécimens A, B & C ont été bétonnés dans la direction verticale alors que le spécimen D a été bétonné couché. Le béton a été coulé en couches successives de hauteur maximales de 600 mm et elles ont été vibrées avant chaque nouvelle étape. Après une cure d'environ 35 jours, les spécimens ont été décoffrés puis découpés en quatre pièces (750 mm de hauteur voir Figure 20) afin de pouvoir les tester.

4.1. Caractéristiques des matériaux

Un béton ordinaire a été demandé pour le coulage de l'élément. Les spécifications demandées étaient une classe de résistance C25/30, une classe de consistance F4 et un diamètre maximum de granulat de 16 mm. Pour des raisons dues à un bétonnage simultané de multiples éléments au laboratoire, il a aussi été nécessaire d'ajouter un retardateur de prise de l'ordre de 3 heures. Le choix de la classe de résistance C25/30 peut être questionnable alors qu'actuellement la majorité des colonnes est réalisée avec des bétons de hautes performances. Cependant, le facteur déterminant pour le choix de la qualité de béton était la capacité maximum de la machine de compression (10 MN avec des capteurs de force limités à 3 MN). De plus, le fabricant du béton ne garantit qu'une résistance minimale, ainsi le béton livré peut s'avérer être de bien meilleure qualité. C'est pourquoi il a fallu compter avec ce paramètre afin de prendre une marge de sécurité pour être sûr de pouvoir tester nos éléments avec les presses à disposition dans le laboratoire des structures. Les essais de résistance en compression du béton ont été exécutés sur des cylindres standards (diamètre de 160 mm et hauteur de 320 mm pour une durée d'essai typique de 60 secondes). Des tests ont été réalisés à 7, 14, 28 jours et lors des périodes d'essais, voir Figure 21.

L'acier d'armature est un acier conventionnel du type B500B. La limite caractéristique d'écoulement est de $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ (mesuré à 0,2‰ de la résistance plastique résiduelle). Le type B concerne la classe de ductilité de la norme suisse et il s'agit de barres de diamètre de 30 mm.

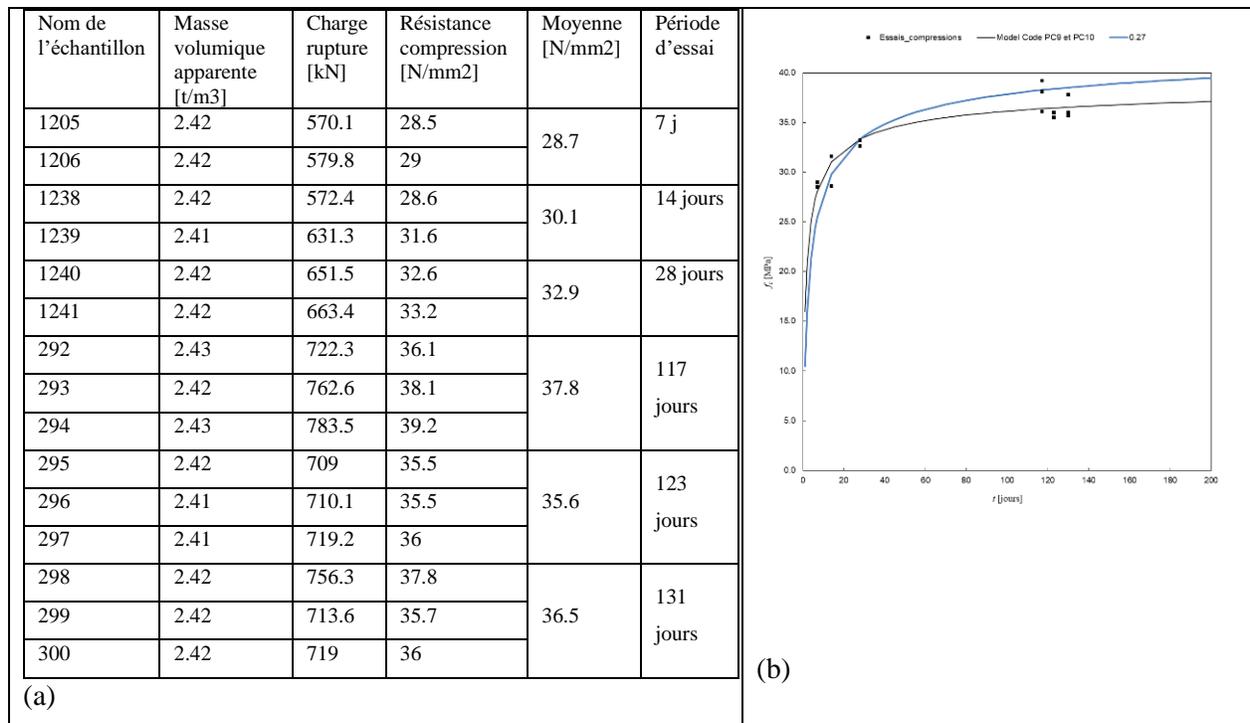


Figure 21:(a) Test de compression des cylindres de standards, (b) prévision de la courbe de résistance du béton

4.2. Spécificités de la construction et de la mise en place des spécimens

Dans le cas de la colonne B, les barres d'armature ont été coupées précisément afin d'avoir l'exacte longueur des bords internes des panneaux de coffrages. Leurs extrémités ont été taraudées afin de pouvoir les visser directement depuis l'extérieur des panneaux de coffrage. Ne pouvant pas réaliser la même manœuvre pour les barres dans l'autre direction pour le spécimen C pour des questions constructives d'assemblage, ces dernières ont été coupées afin d'avoir la longueur des bords externes des panneaux de coffrage. Les trous dans le coffrage ont été rebouchés par de la mousse et du silicone.

La conception et la réalisation de l'échafaudage des colonnes ont été effectuées par des maçons professionnels engagés pour l'occasion, voir Figure 22. La pression du béton frais engendrée par la hauteur des éléments n'est effectivement pas un phénomène à négliger.

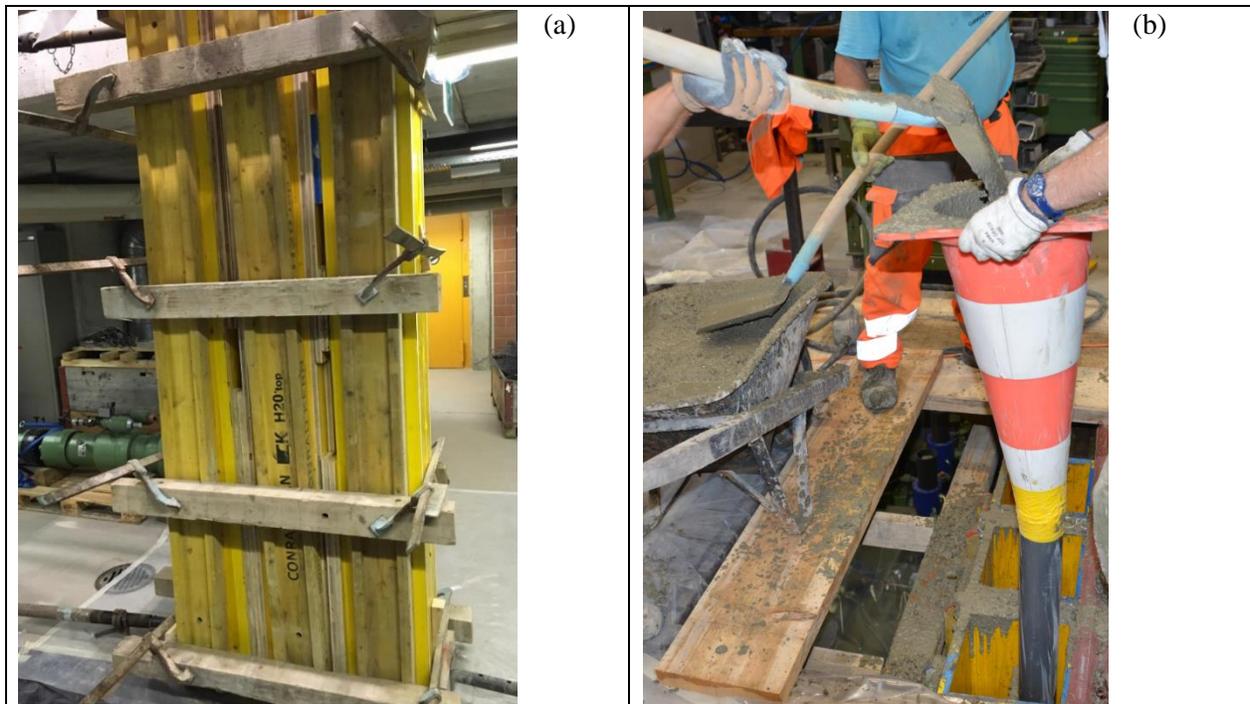


Figure 22: (a) Etayage des coffrages et (b) mode de bétonnage © X. Kubski

D'autre part, deux tuyaux de bétonnage ont été conçus (voir Figure 22) afin de pouvoir bétonner depuis le fond de la colonne en remontant au fur et à mesure, ceci en vue de limiter la hauteur de chute et ainsi une ségrégation du matériau dû à la chute.

Le bétonnage s'est bien déroulé exceptée une déformation des coffrages dans les parties inférieures des bord des deux colonnes externes, voir Figure 23 (a). Ainsi on a obtenu respectivement environ 6 et 3 mm de déformation transversale.

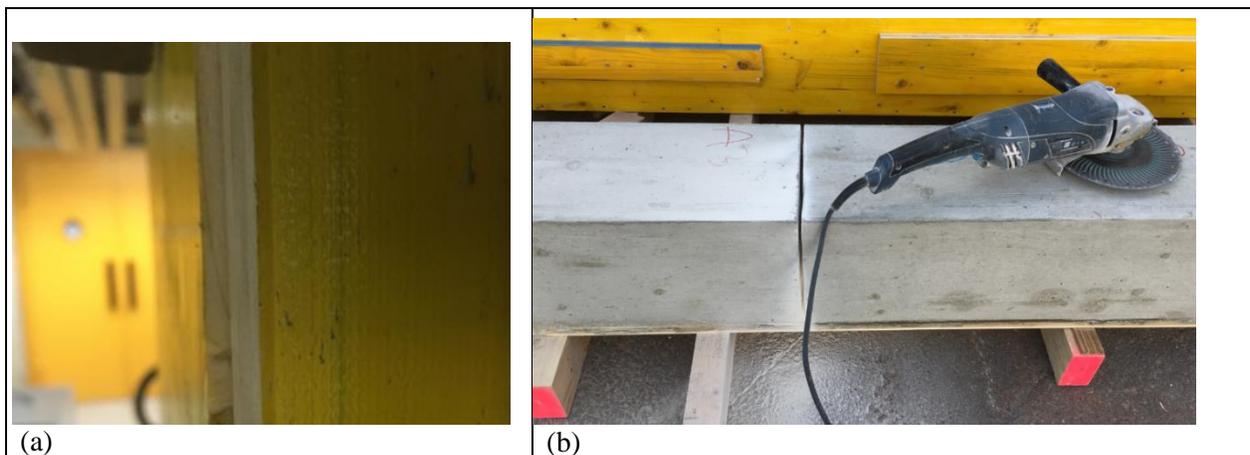


Figure 23: (a) Déformation du coffrage dans la partie inférieure d'une colonne, (b) prédécoupe circconférentielle © X. Kubski

Par ailleurs, comme les colonnes n'avaient pas de barres d'armature longitudinales et de par leur longueur, elles ont dû être coupées en deux sur le lieu de bétonnage avant de pouvoir les scier précisément en quatre morceaux au laboratoire des matériaux de construction (voir Figure 24 (c)). Pour ce faire, une coupe circonférentielle de 6 mm a été effectuée au préalable à mi-hauteur, afin de créer une zone de faiblesse (voir Figure 23 (b)). Ensuite, à l'aide d'un élévateur, les colonnes ont été séparées grâce à leur propre poids et à la zone de faiblesse précédemment réalisée (voir Figure 24 (a)).

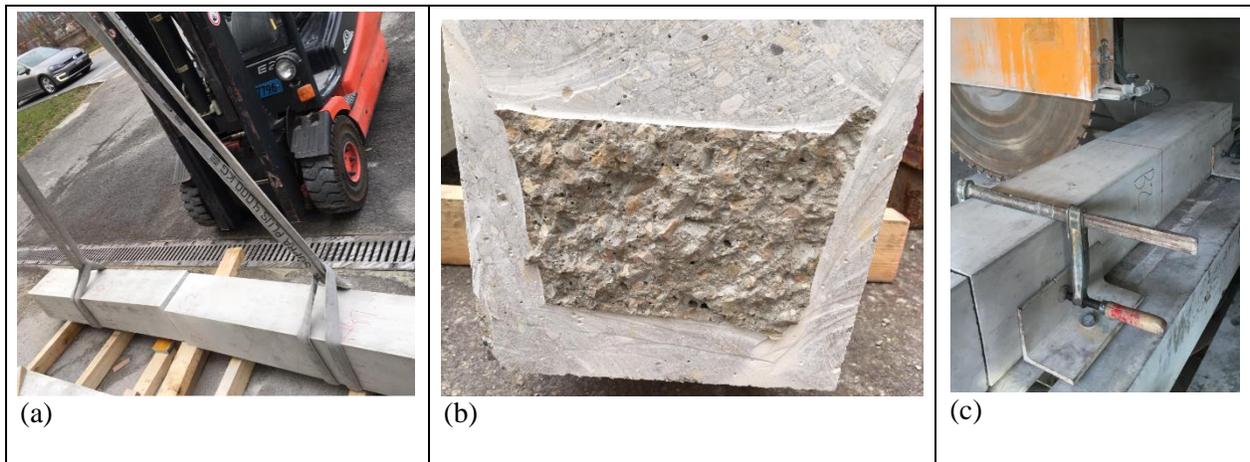


Figure 24: (a) Procédé pour séparer les colonnes en deux, (b) section typique à l'endroit de la découpe et (c) découpage net et rectification des surfaces au LMC

Au cours de la manutention inhérente à ce procédé, une colonne s'est fissurée et s'est brisée dans un plan différent de celui prévu initialement (voir Figure 25 (a)). En effet, une fissure est apparue au niveau inférieur d'une barre d'armature (voir Figure 25 (b)). Cet échantillon a donc été recollé avec une résine. C'est pourquoi les résultats de ce test spécifique ne représentent pas tout à fait la réalité et ne seront pas représentés.

Cet épisode nous confirme que les barres sont des discontinuités dans le mélange et par conséquent que les zones autour des barres sont potentiellement des points de faiblesses.

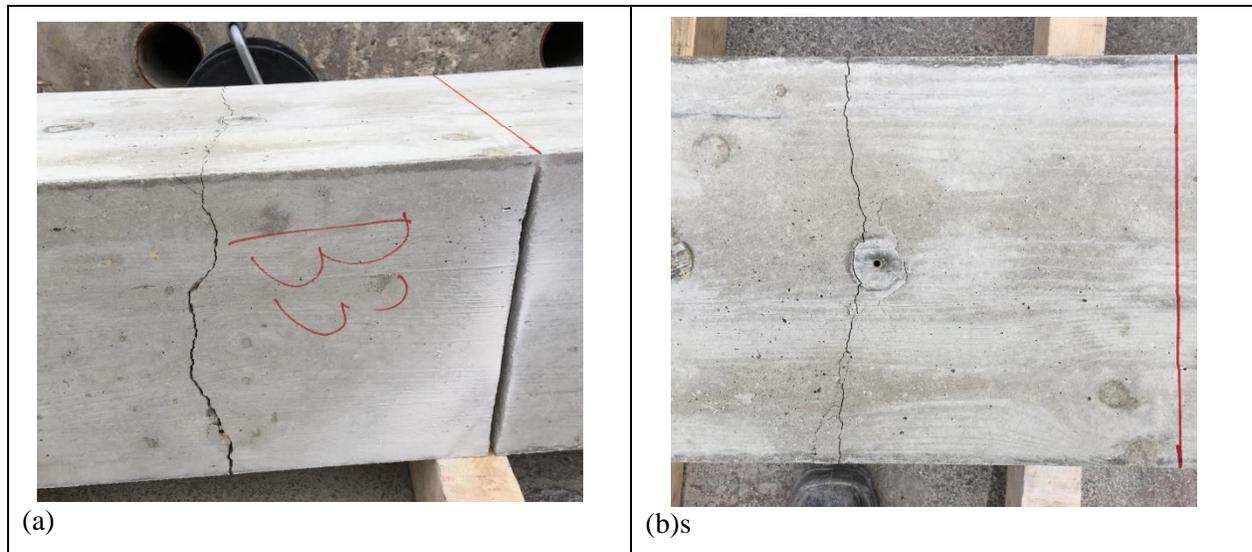


Figure 25: (a) Fissure en B3 apparue lors de la manutention, (b) fissure traversant la zone de faiblesse au-dessus de la barre d'armature

4.3. Caractéristiques de l'essai et des mesures

Les spécimens ont été testés dans une presse hydraulique du modèle Schenk-Trebel dont la capacité maximum en compression est de 10 MN, voir Figure 26. Les spécimens ont été chargés avec les conditions d'un contrôle en déplacement avec une vitesse de chargement de 0.12 mm/min. La durée typique des tests était d'environ 40 minutes pour les spécimens sans barre (A) et les spécimens avec barres dans une seule direction (B) et respectivement d'environ 60 minutes pour les spécimens avec des barres d'armature dans les deux directions.

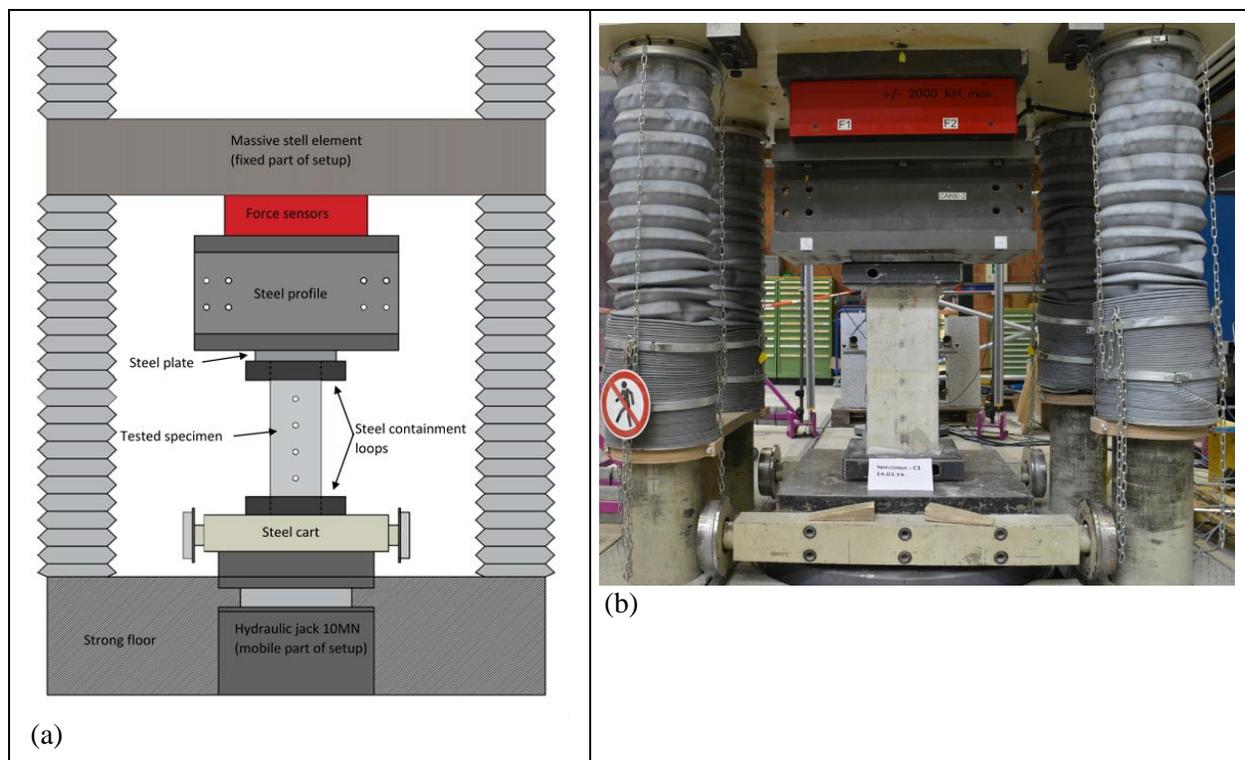


Figure 26: (a) Schéma du spécimen dans le setup de test dans la Schenk-Trebel, (b) photo du setup.

Durant les essais, les mesures de charge et de déplacement du vérin hydraulique ont été enregistrées de manière continue. De plus, des images de Digital Image Correlation (DIC) ont été prises régulièrement à une fréquence de 0.1 Hz, qui a été augmentée à 0.5 Hz dès que l'on s'approchait du pic de charge. Le DIC était orienté sur les surfaces pourvues de barres d'armature afin de pouvoir obtenir une description précise des déformations et des déplacements engendrés par les perturbations de ces armatures. Deux appareils photo à haute résolution ont été utilisés (MANTA G504B 5 Mpix). Les photos ont ensuite été traitées au moyen du programme VIC3D (Correlated Solutions 2010) pourvoyant le champ de déplacement complet pour toute la durée du test.

5. Résultats principaux

Un résumé des principaux résultats et notamment des charges de rupture est présenté dans le Tableau 4 et à la Figure 27. Par ailleurs, les photos d'un spécimen représentatif pour chacun des différents types au stade post-essai de mêmes que l'évolution de leurs déformations principales et secondaires au cours des essais sont disposées dans les annexes.

Une corrélation très nette peut être observée entre la distance depuis la surface supérieure et la résistance à la compression. Lorsque l'on compare les résistances des spécimens d'essais avec les résistances des cylindres de test réalisés pour caractériser le matériau, la résistance des spécimens (pression moyenne mesurée comme la force appliquée sur la surface du spécimen) est plus grande pour les éléments proches du fond et plus faible pour les éléments proches de la surface supérieure (voir détails dans le Tableau 4).

| Specimen name | Depth with respect to upper surface [m] | Density ρ [kg/m ³] | $\Delta\rho$ [%] | f_c [N/mm ²] | f_R [N/mm ²] | f_R/f_c [-] | Δf_R [%] |
|---------------|---|-------------------------------------|------------------|----------------------------|----------------------------|---------------|------------------|
| A1 | 2.63 | 2384.5 | 0.0 | 36.6 | 42.1 | 1.15 | 0.0 |
| A2 | 1.88 | 2365.7 | 0.8 | 36.6 | 39.6 | 1.08 | 4.5 |
| A3 | 1.13 | 2352.0 | 1.4 | 36.6 | 38.4 | 1.05 | 8.8 |
| A4 | 0.38 | 2312.5 | 3.0 | 36.6 | 34.9 | 0.95 | 17.1 |
| B1 | 2.63 | 2375.9 | 0.0 | 36.6 | 40.3 | 1.10 | 0.0 |
| B2 | 1.88 | 2340.3 | 1.5 | 36.6 | 33.7 | 0.92 | 16.1 |
| B3 | 1.13 | 2325.0 | 2.1 | 36.6 | 25.7 | 0.70 | 36.5 |
| B4 | 0.38 | 2315.7 | 2.5 | 36.6 | 25.5 | 0.70 | 36.9 |
| C1 | 2.63 | 2400.6 | 0.0 | 36.6 | 41.3 | 1.13 | 0.0 |
| C2 | 1.88 | 2358.0 | 1.8 | 36.6 | 37.5 | 1.02 | 8.3 |
| C3 | 1.13 | 2339.2 | 2.6 | 36.6 | 31.2 | 0.85 | 24.2 |
| C4 | 0.38 | 2322.8 | 3.2 | 36.6 | 24.2 | 0.66 | 41.5 |
| D0 | 0.1250 | 2348.9 | - | 36.6 | 35.9 | 0.98 | 0.0 |

Tableau 4: Résultats principaux des essais

Ces résultats confirment clairement la dépendance de la résistance structurelle en compression à la distance jusqu'à la surface.

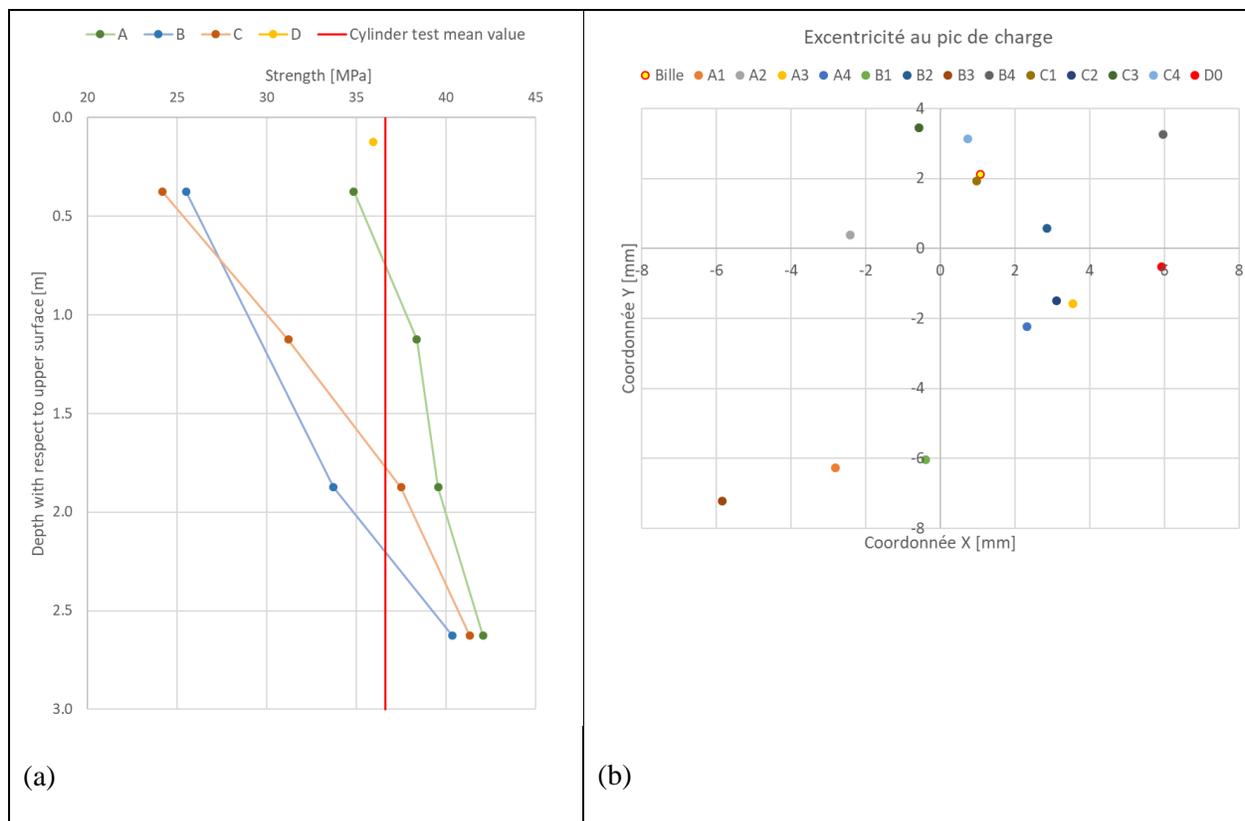


Figure 27:(a) Résistance des différents éléments, (b) excentricité de la résultante au pic de charge

La Figure 27 (a) nous indique les différents profils de variation de résistance selon les diverses colonnes. On remarque aussi les résistances inférieures à la valeur moyenne de résistance des cylindres de test (représentée par une ligne rouge à la Figure 27). A la Figure 27 (b) sont représentées les différentes excentricités de la force appliquée par le vérin hydraulique au moment de la charge de rupture. Elles ont été calculées aisément puisque la machine possède quatre capteurs de force dont les distances y relatives sont connues. Nous avons aussi procédé à un essai de bille pour connaître l'excentricité de base. Pour ce faire, nous avons centré une bille d'acier sur deux supports, puis nous avons procédé à un chargement. On observe que l'excentricité de l'essai de bille est de l'ordre de grandeur de 1-2 mm alors que pour les colonnes les excentricités atteignent des valeurs allant jusqu'à 8 mm pour le maximum. Ces valeurs sont conséquentes mais elles nous semblent toutefois raisonnables sachant que les colonnes ont été centrées à la main avec une précision au millimètre.

Nous avons comparé les profils de variation de résistance avec les essais provenant soit de carottages soit de mesures prises par ultrasons issus des études similaires les plus pertinentes. A la Figure 28, nous comparons les variations de résistance (normalisées avec la résistance à mi-hauteur) en (a) avec des essais de colonnes de 3 mètres de hauteur, et en (b) avec des essais de 4 mètres de hauteur. Nous pouvons y observer que les profils de variation de résistance sont relativement semblables dans l'ensemble. Notons que les profils courbes proviennent de mesures obtenues avec la méthode des ultrasons. En outre, des variations entre le sommet et la base de la colonne de l'ordre de 15-30% sont communément admises dans la littérature scientifique.

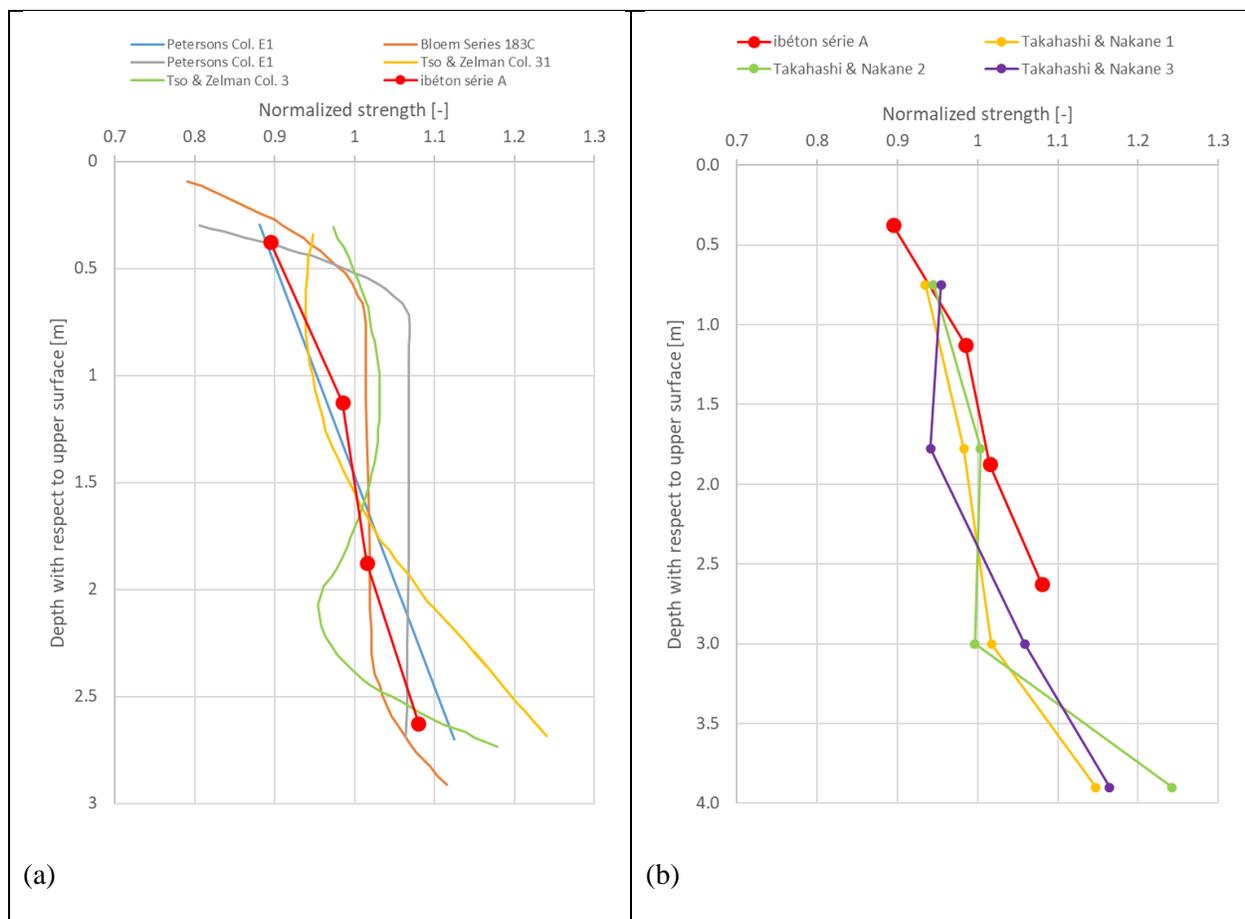


Figure 28:(a) Comparaison de profil de variation de résistance avec [6], (b) et avec [13]

La variation de résistance est en soi un phénomène très intéressant mais la question de la pertinence de l'étude peut être posée. Dans l'absolu, c'est effectivement plutôt la variation de résistance avec les résistances des cylindres test qui nous importe. On cherche ainsi à répondre à la question dans quelle mesure

la valeur de résistance à la compression donnée par les tests sur cylindres standards est-elle corrélable avec la résistance in-situ dans les éléments.

Nous avons donc regroupé tous les essais dont les valeurs de cylindres test étaient disponibles afin de pouvoir les comparer avec les résistances des différentes parties de colonnes. On peut voir cette comparaison à la Figure 29 (b), tandis qu'en (a) de cette même figure, nos essais normalisés avec la valeur moyenne des cylindres standards de test sont représentés.

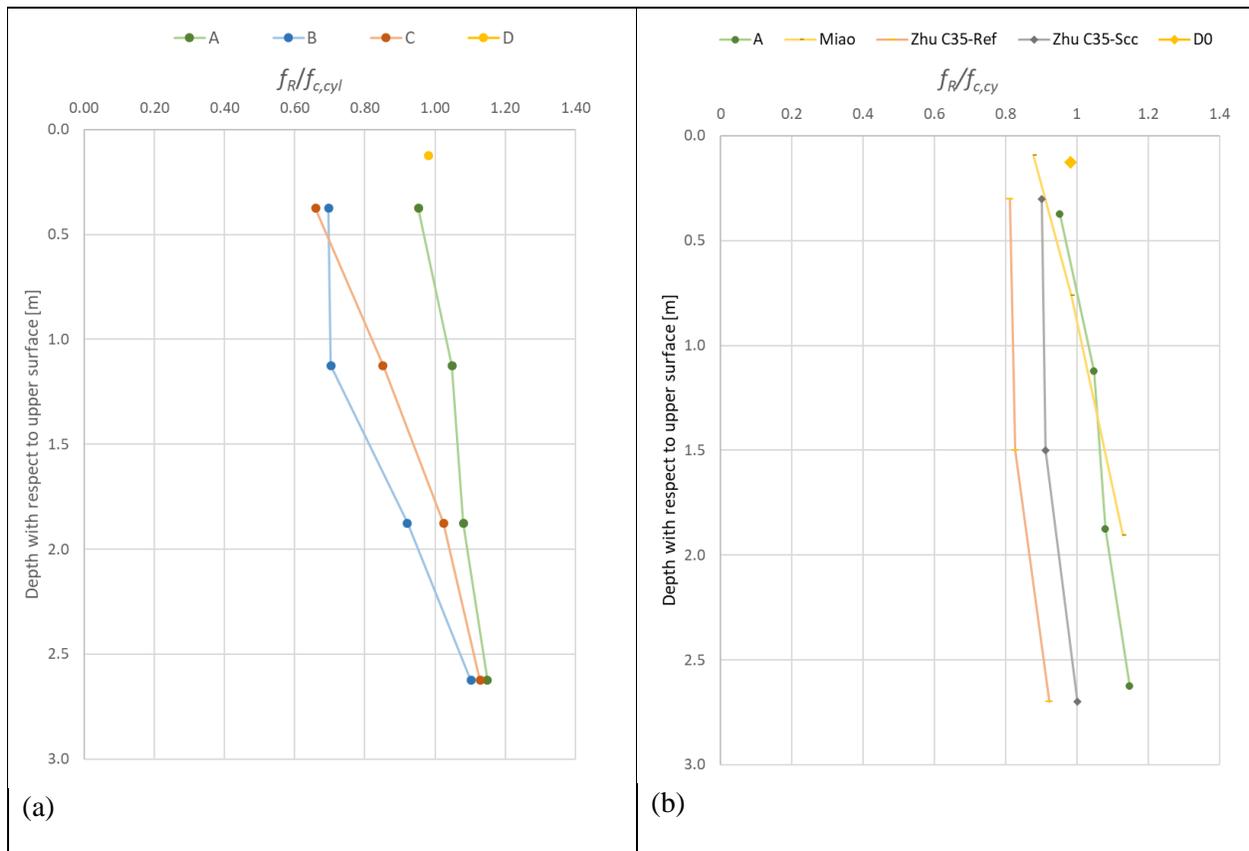


Figure 29: (a) Spécimens d'essais normalisés avec la résistance moyenne des cylindres standards de test, (b) comparaison avec les tests de la littérature

On remarque que les valeurs du fond de la colonne sont soit également, soit plus résistantes que les cylindres de test. De même, les parties proches de la surface de bétonnage sont dans tous les cas moins résistantes que les cylindres de test. Ces variations ne sont donc absolument pas à négliger.

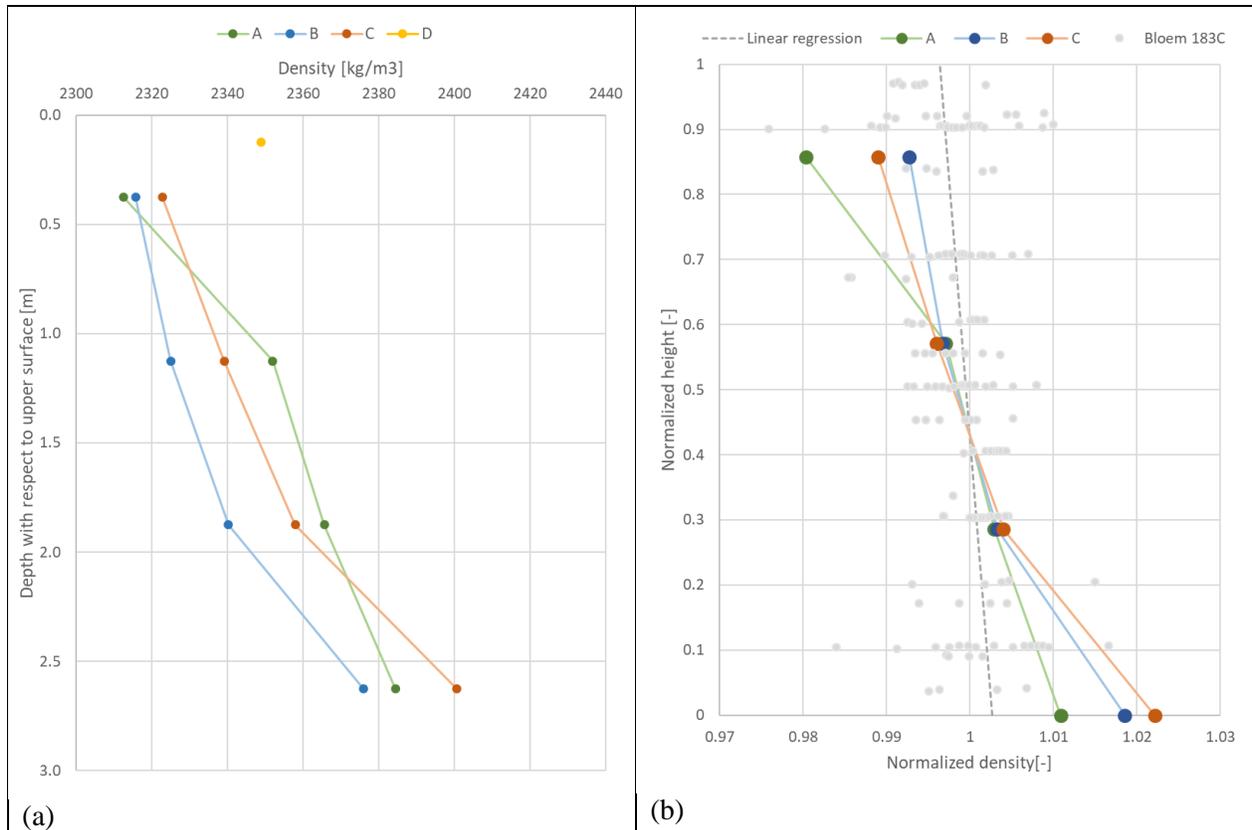


Figure 30: (a) Variation de densité selon la profondeur, (b) Comparaisons entre les densité selon la hauteur de nos essais et des essais issus de [6]

La Figure 30 (a) démontre une bonne corrélation entre l'augmentation de la densité avec l'augmentation de la distance à la surface supérieure. La Figure 30 (b) nous montre que nos essais témoignent d'une plus forte variation de densité que les essais classiques provenant de la littérature scientifique [6]. La comparaison est établie sur des colonnes de même grandeur. Ainsi, la pression du béton frais devrait être la même. Cependant, le béton utilisé pour nos essais comportait un retardateur de 3 heures. Selon Sioulas & Sanjayan [12], une prise plus lente du béton induit une pression triaxiale du béton frais présente dans la colonne pendant un plus long laps de temps. Ce phénomène provoque ainsi un compactage et donc une densité plus grande. Cette explication permet d'illustrer la différence dans la proportion de la variation de densité.

La Figure 31 (a) représente la densité par rapport à la résistance des spécimens testés comparés avec les cylindres de test testés avec le même béton et également d'autres cylindres réalisés pour d'autres essais du laboratoire. On aurait attendu globalement des résistances plus faibles pour les éléments issus de la colonne que pour les cylindres tests. La Figure 31 montre que ce sont uniquement les parties inférieures de la colonne

qui sont plus faibles que la moyenne des cylindres de test. De même, nos valeurs se situent en dessus du nuage de points que constituent tous les autres essais effectués par l'ibéton récemment. Ceci est difficilement explicable, cependant une explication possible est la mauvaise et non-uniforme vibration des cylindres de test. Ceci pourrait s'avérer plausible dans le sens que les colonnes ont été coulées par des maçons professionnels, alors que le remplissage et le vibrage des cylindres sont généralement effectués par des étudiants en master. La Figure 31 (b) tend à montrer que l'augmentation de densité correspond relativement bien avec l'augmentation de résistance.

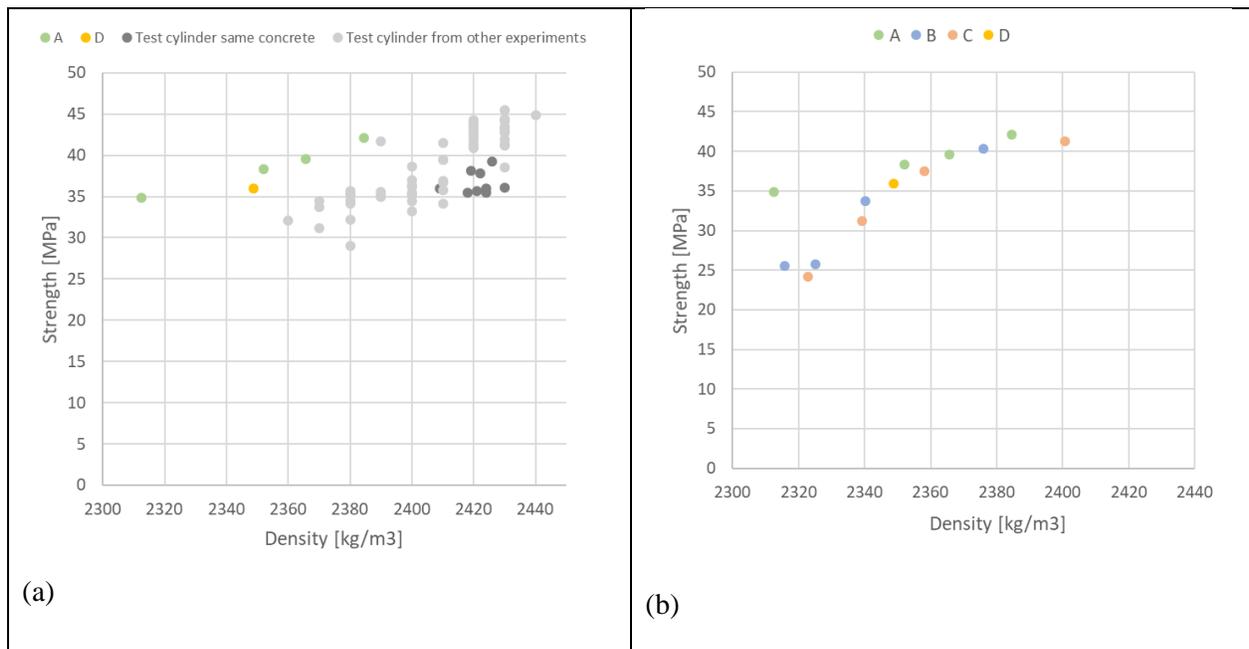


Figure 31 : (a) Comparaisons entre spécimens et cylindres test, (b) corrélation entre augmentation de densité et de résistance

Les graphiques de la Figure 31 témoignent d'une assez bonne corrélation entre l'augmentation de résistance et l'augmentation de densité. Bien que la variation de densité ne soit pas l'unique facteur expliquant la variation de résistance, elle joue cependant un rôle très prononcé dans ce phénomène. On représente côte à côte à la Figure 32 les variations selon la profondeur de la résistance (a) et de la densité (b). On remarque une relativement grande similarité dans les profils de variation.

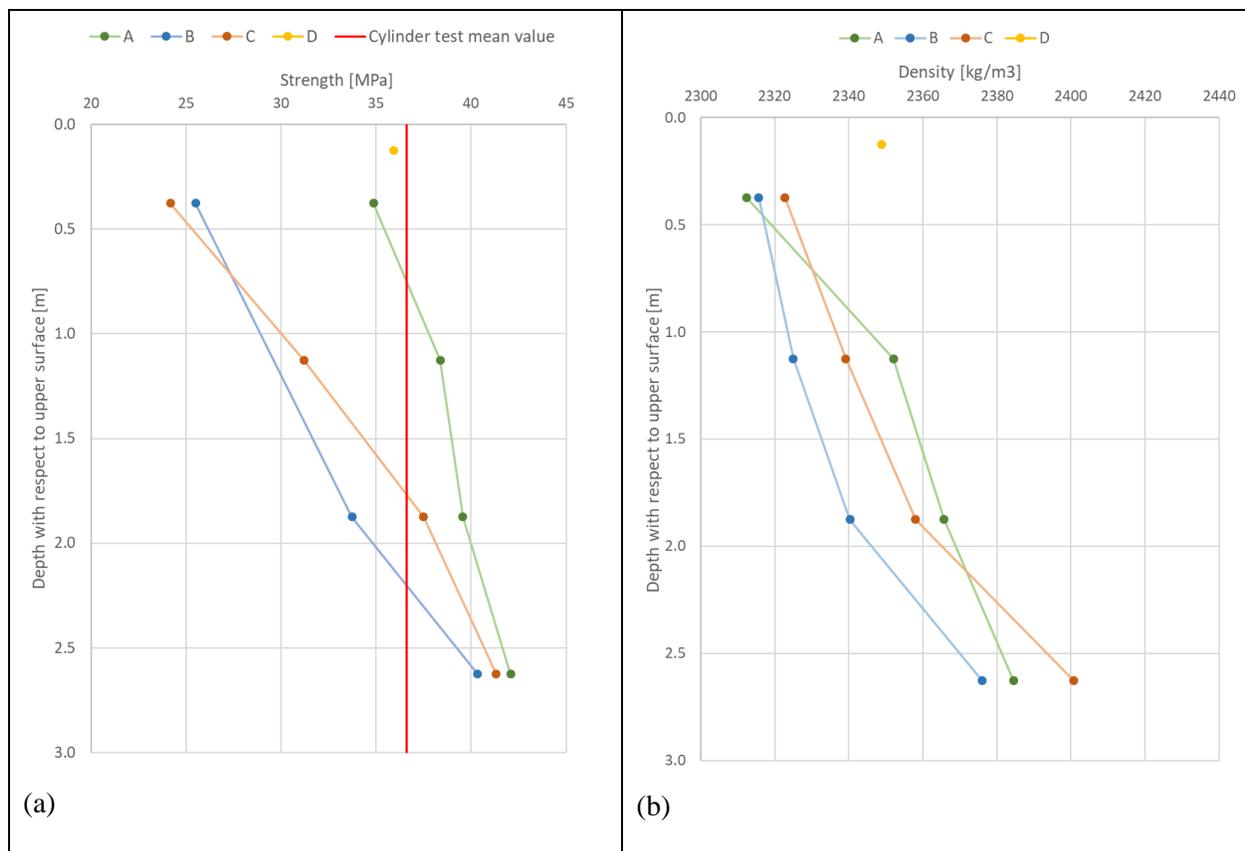


Figure 32: (a) Profil de résistance des spécimens et (b) profil de l'évolution de la densité selon la hauteur

6. Analyse des résultats

Nous avons vu au préalable que les deux effets étudiés, à savoir la variation de hauteur et la présence de barres d'armature perpendiculairement au sens de bétonnage, ont une influence significative sur les variations de résistance. Les effets liés à la hauteur de l'élément ont suffisamment été étudiés dans la littérature. Dans le cas de notre étude, il s'agit de comprendre si la perturbation du champ de compression induit par les barres d'armature est variable selon la hauteur ou non.

Rappelons tout d'abord que les barres d'armature étaient tenues par le coffrage limitant quasi totalement tout déplacement. On peut noter que c'est une des différences principales de nos essais avec la réalité puisque dans la réalité, les armatures sont principalement fixées entre elles. Ceci implique une certaine flexibilité et permet des mouvements relatifs lors du bétonnage et de la prise du béton, ce que ne permet pas nos spécimens. L'autre grande différence entre nos essais et des colonnes réelles sont les absences

conjuguées d'étrier et de barre longitudinale. Ces deux sortes de barres jouent un rôle important pour le confinement du béton.

Cependant ces essais ont été réalisés afin de comprendre les phénomènes de bases. C'est pourquoi, ces simplifications permettant d'analyser plus clairement les phénomènes étudiés ont été décidées.

Il s'agit dans un premier temps de comprendre ce qui diffère entre les colonnes dans leur réponse charge-déplacement. Pour ce faire, nous représentons la moyenne des valeurs obtenues sur trois faces par les capteurs LVDT, et sur la dernière par un extensomètre fictif avec les images du DIC.

Plusieurs observations sont à faire à la Figure 34 où les graphiques sont créés à partir de la contrainte de la déformation dans la direction longitudinale (les déformations sont déterminées avec les mesures DIC, elles sont établies sur une longueur virtuelle de 470 mm dans la direction longitudinale voir Figure 33).

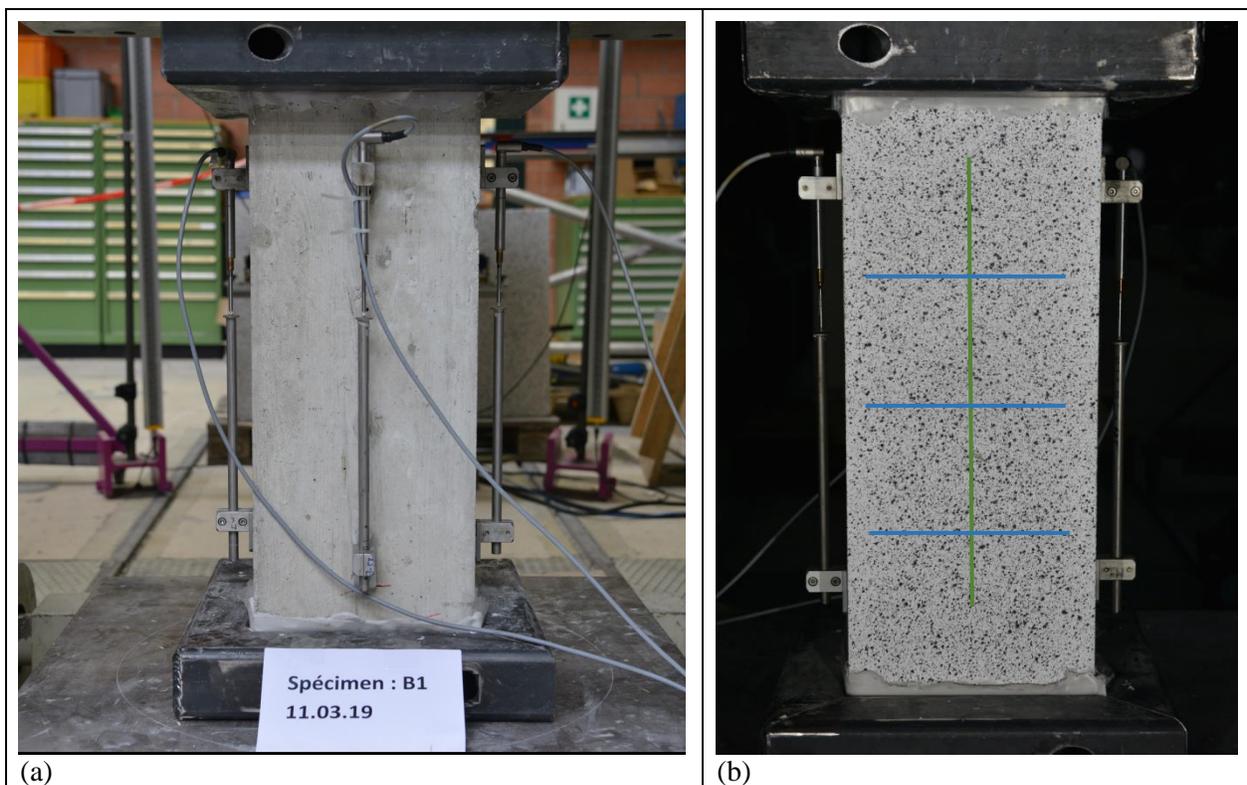


Figure 33: (a) Positions des LVDT sur trois faces et (b) positions des extensomètres fictifs réalisés avec le système DIC

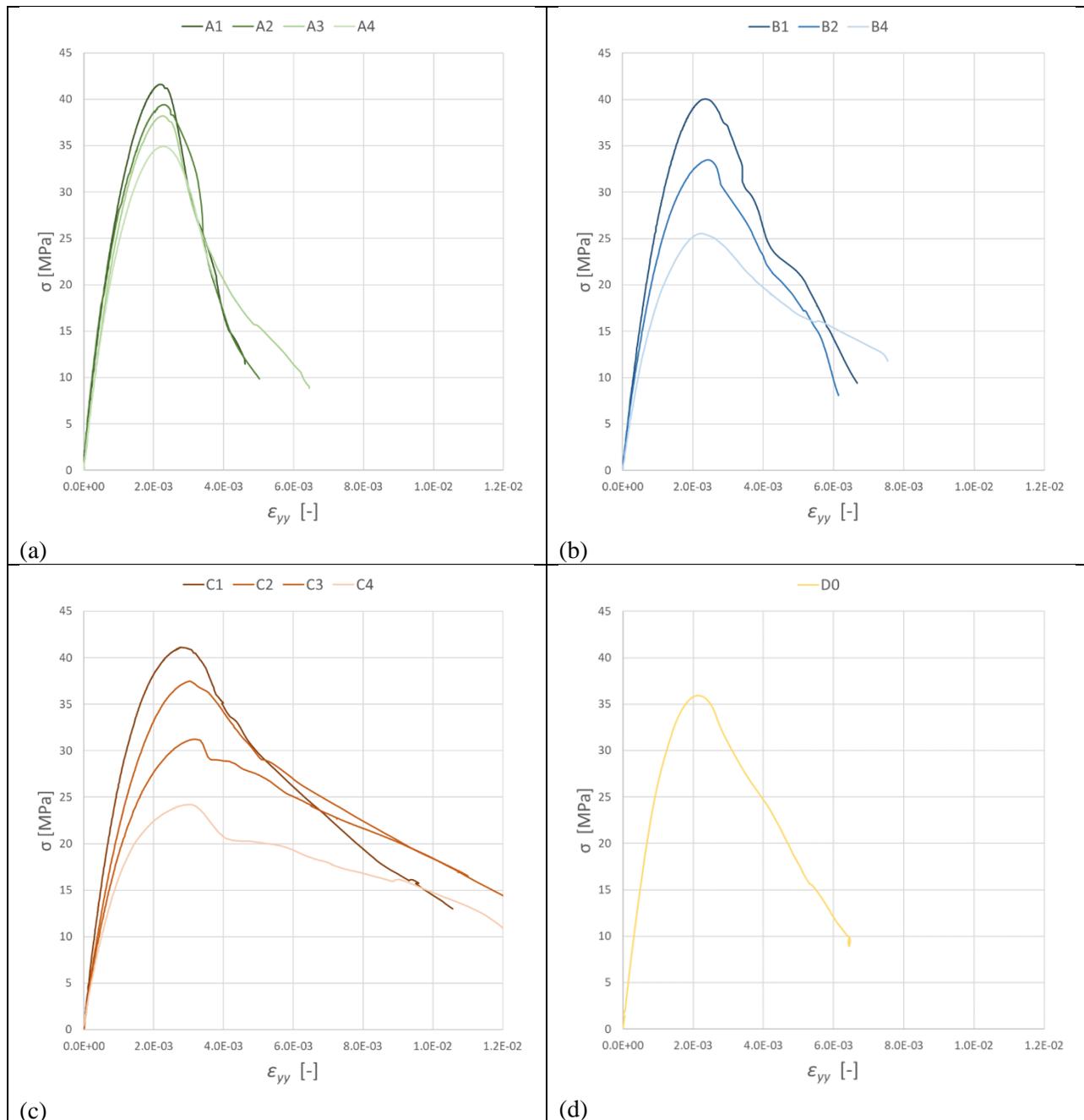


Figure 34: Courbes contraintes-déformations longitudinales pour les spécimens (a) A, (b) B, (c) C et (d) D

La résistance augmente effectivement plus la distance avec la surface supérieure augmente comme nous avons déjà pu le constater auparavant. Ensuite, nous observons que les éléments de la colonne sans armature sont à chaque fois plus résistants que les éléments de hauteur correspondante dans les éléments avec barres d'armature. Ainsi, la présence de barres d'armature dans le sens perpendiculaire au bétonnage réduit

considérablement la résistance ultime. Les éléments avec barres d'armature (b) et (c) présentent toutefois un comportement relativement plus ductile ou adoucissant.

La présence de barres d'armature dans une seule direction induit un plan préférentiel de faiblesse et respectivement un confinement dans une direction. Les spécimens avec des barres dans les deux directions présentent des faiblesses dans les deux directions mais aussi un confinement dans ces deux directions.

En (c) de la Figure 34, le spécimen avec des barres dans les deux directions comporte un plateau plastique post-pic. L'endroit de ce plateau peut être compris de la manière suivante (voir la Figure 35). Après le pic de résistance, les coins vont céder ce qui provoque une chute rapide de la résistance (1). Cependant, celle-ci est rapidement compensée par le confinement ainsi activé par les barres dans les deux directions, ce qui donne ce plateau (2). La question de savoir comment des barres de diamètres 30 mm peuvent s'activer avec une si petite longueur d'ancrage est pertinente. Toutefois, les rainures des barres de diamètres 30 sont de taille conséquente au point que leur capacité d'entrave au mouvement doit être suffisante pour développer du confinement.

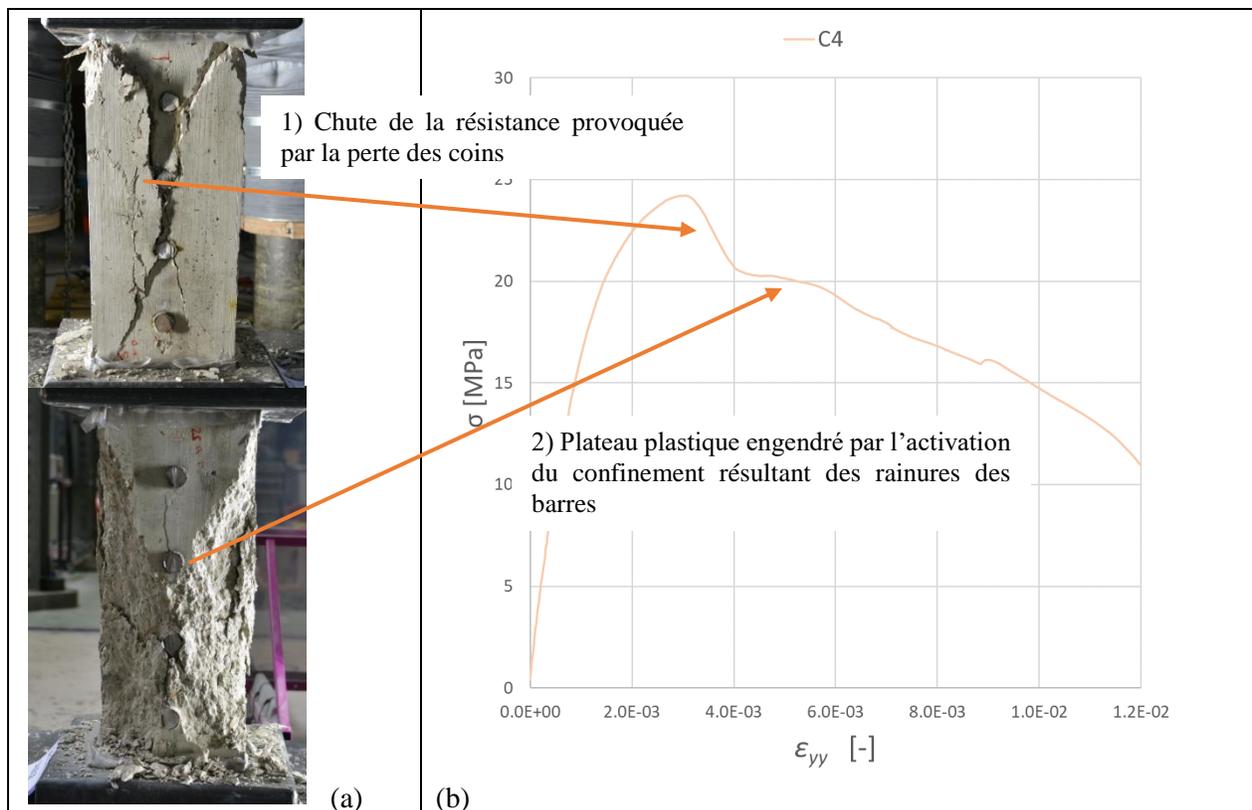


Figure 35: (a) Photos du spécimen C4, (b) courbe contrainte/déformation du spécimen C4

On représente à la Figure 36 les différentes courbes contraintes-déformations pour tous les spécimens (les déformations sont déterminées avec la moyenne entre les mesures LVDT et les mesures DIC, elles sont établies sur une longueur virtuelle de 470 mm dans la direction longitudinale et elle sont uniquement déterminées avec les mesures DIC pour la direction transversale, sur une base de 215 mm, se référer à la Figure 33). A noter que les déformations horizontales ont des valeurs de déformations négatives et sont donc les courbes à gauche de l'axe de référence, alors que les déformations verticales sont les courbes avec des valeurs positives à droite de l'axe.

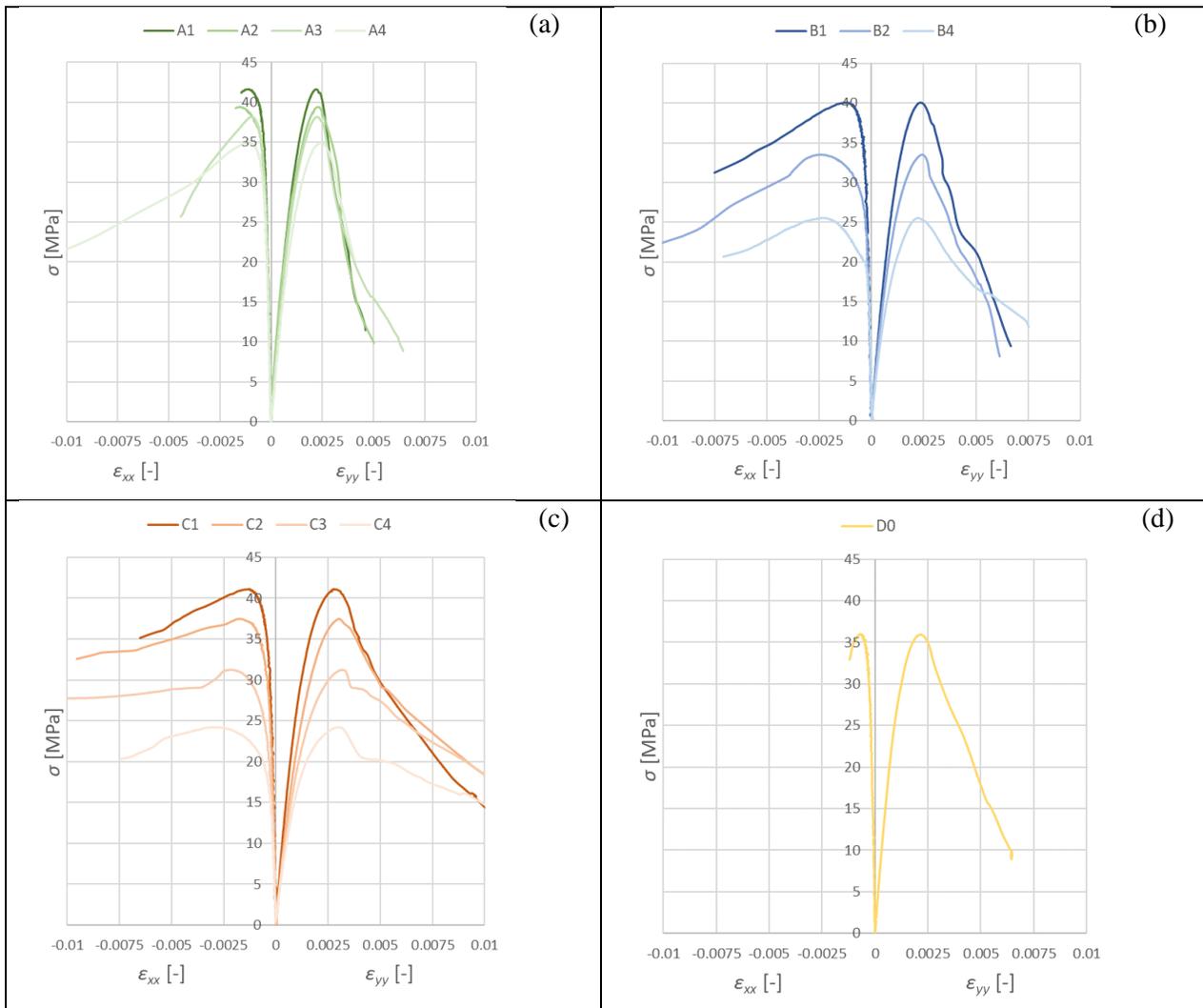


Figure 36: Courbes contraintes-déformations avec les déformations transversales en valeurs négatives et les verticales en valeurs positives pour les spécimens (a) A, (b) B, (c) C et (d) D.

On remarque aussi que la pente est beaucoup plus prononcée pour les déformations horizontales que pour les déformations verticales. La réponse plus ductile pour les spécimens avec barres d'armature est confirmée

avec l'étude du coefficient de Poisson (calculé comme $\nu = -\varepsilon_{tra}/\varepsilon_{long}$) dont les courbes sont représentées à la Figure 38.

Concernant les déformations horizontales, n'ayant pas disposé de LVDT dans cette direction, nous avons placé des extensomètres fictifs avec l'aide du programme de traitement DIC comme vu précédemment. Afin de représenter une réponse globale comme à la Figure 36, on devait d'abord s'assurer que les comportements entre les barres et à leur niveau n'étaient pas fondamentalement différents. A la Figure 37 (a) sont présentées les positions des capteurs et fictifs et en fond est représenté le déplacement horizontal. En (b) de cette même figure l'évolution des déplacements horizontaux selon les contraintes est représentée. Ainsi, il est démontré que les comportements entre et au niveau les barres sont très similaires. C'est pourquoi, quand une déformation horizontale est représentée dans un diagramme, elle provient toujours de la moyenne de plusieurs extensomètres dispersés uniformément sur la surface.

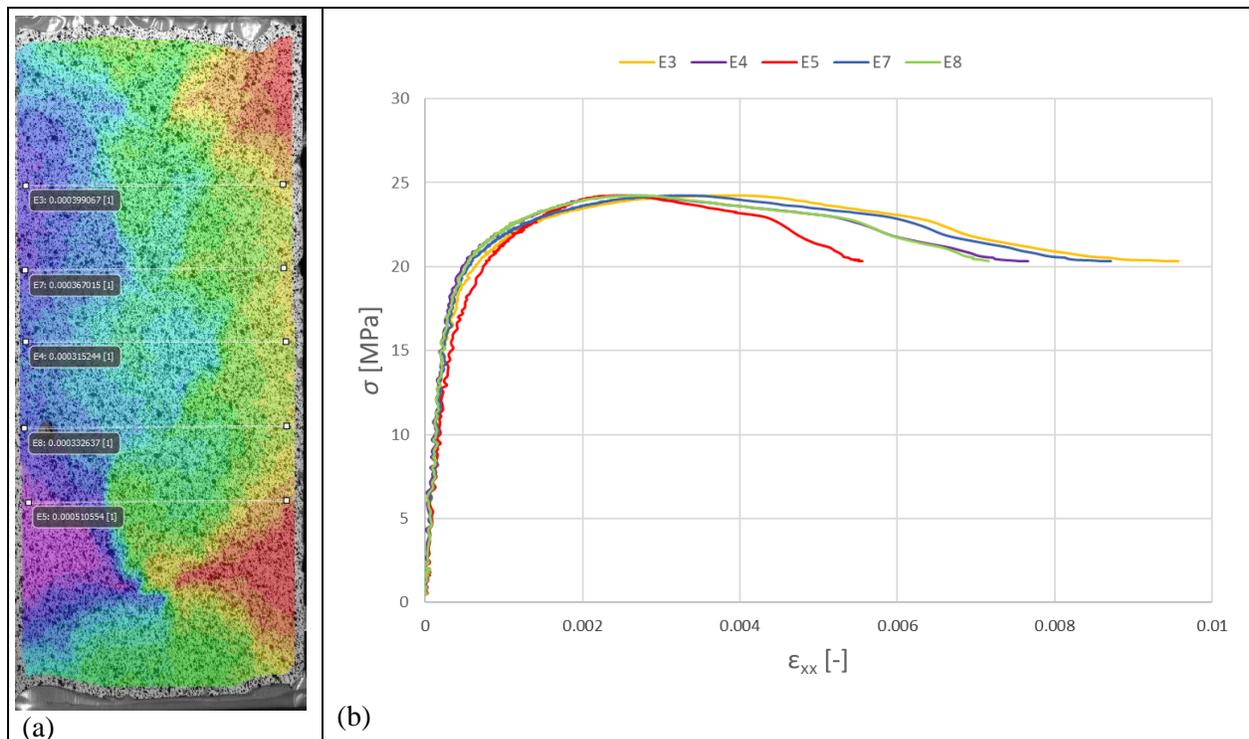


Figure 37: (a) Déplacements horizontaux de l'élément C4 et positions des extensomètres fictifs et (b) représentations des déformations horizontales selon la contrainte

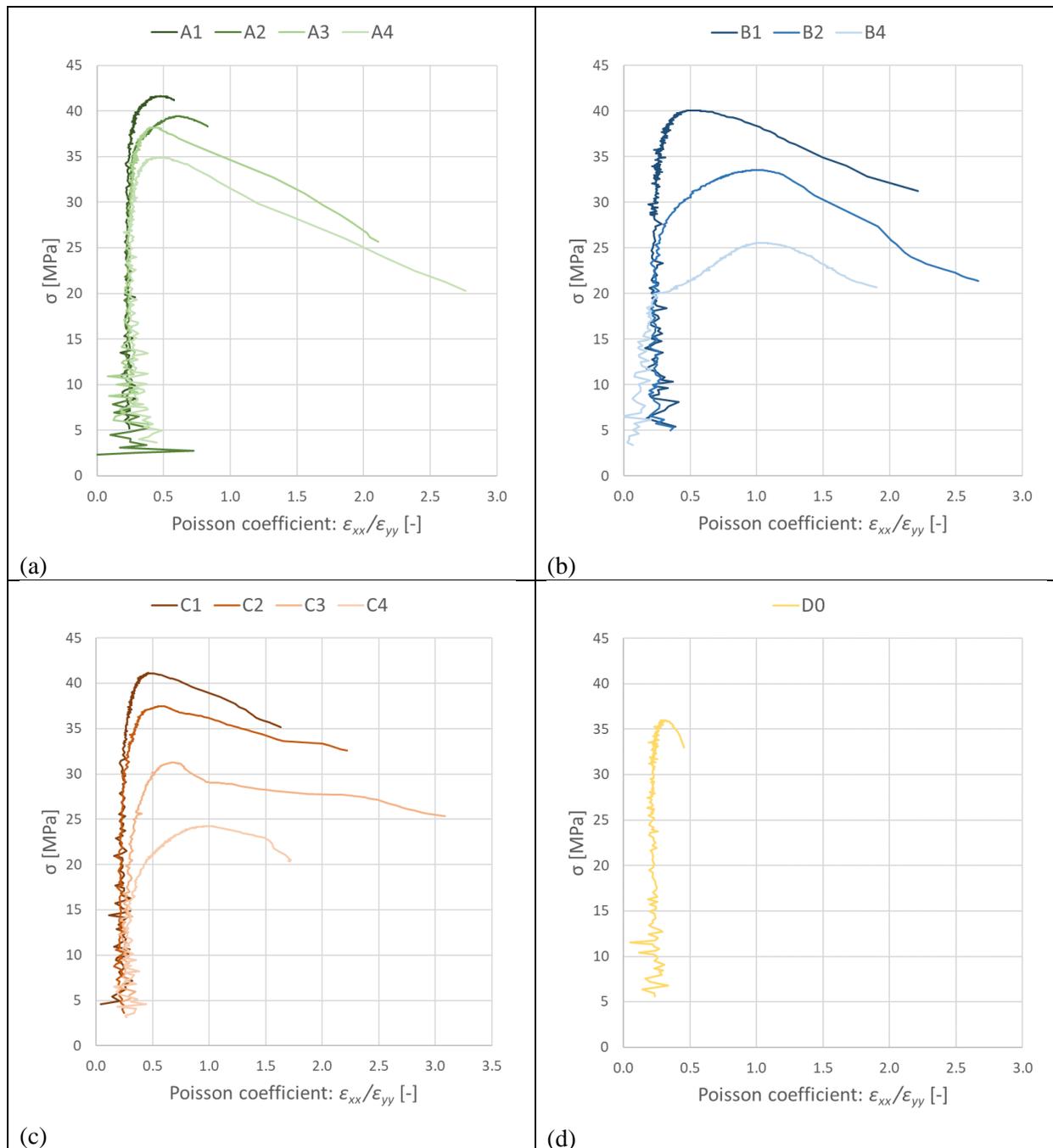


Figure 38: Evolution du coefficient de Poisson pour les spécimens (a) A, (b) B, (c) C et (d) D

La valeur du coefficient de Poisson est similaire pendant la première partie du chargement pour tous les spécimens. On obtient des valeurs tournant aux alentours de $\nu \approx 0.20$ ce qui est la valeur communément admise pour un béton ordinaire.

La valeur du coefficient de Poisson atteinte au pic de charge est très intéressante. Pour tous les spécimens sans barres d'armature (A) de même que pour les deux spécimens de fond des deux autres types de colonnes

(B1 & C1) la valeur approchée est $\nu \approx 0.50$. Cette dernière valeur correspond typiquement avec la valeur classique de la littérature concernant la valeur du coefficient de Poisson au pic de charge pour du béton sans armature.

Ce résultat était attendu pour les spécimens dépourvus de barres, tandis qu'il ne l'était pas forcément pour les spécimens B1 et C1. Ce phénomène pourrait être expliqué par un excellent compactage empêchant la présence de vides au-dessous des barres, réduisant ainsi l'effet perturbateur de celles-ci. Cependant, nous sommes d'avis que l'explication se trouve plutôt du côté de la réponse globale de l'élément dépendant de sa résistance. En effet, plus le coefficient de Poisson est grand, plus grande est la déformation transversale de l'élément. Ainsi, l'atteinte de la valeur 0.5 au pic démontre plutôt que plus la résistance est grande, plus petite est la ductilité. De cette manière, nous pouvons expliquer pourquoi seuls les spécimens les plus éloignés de la surface supérieure, et donc les plus résistants, témoignent de déformations transversales proportionnellement moins importantes au pic.

Les valeurs du coefficient de Poisson pour les autres spécimens avec armatures sont plus grandes, ce qui indique de plus grandes déformations transversales. C'est cette même capacité de déformation d'où provient la réponse plus ductile des spécimens avec barres d'armature. Par ailleurs, pour le spécimen D (bétonné couché), la valeur du coefficient de Poisson n'atteint pas la valeur 0.5. Par conséquent, ce spécimen démontre une relativement grande fragilité comparée aux spécimens provenant des colonnes bétonnées debout.

A la Figure 39 (a) sont représentés les modules d'élasticité suivant l'augmentation de la contrainte. Les valeurs en dessous d'une contrainte de 5 MPa n'ont pas été représentées pour cause de trop grandes variations. Pour les valeurs de contraintes jusqu'à 10 MPa (valeurs pour lesquelles ont été réalisées les tests de module d'élasticité sur cylindres standards en laboratoire), les valeurs du module d'élasticité s'approchent relativement de la valeur moyenne des essais sur cylindre équivalant à 35'333 MPa.

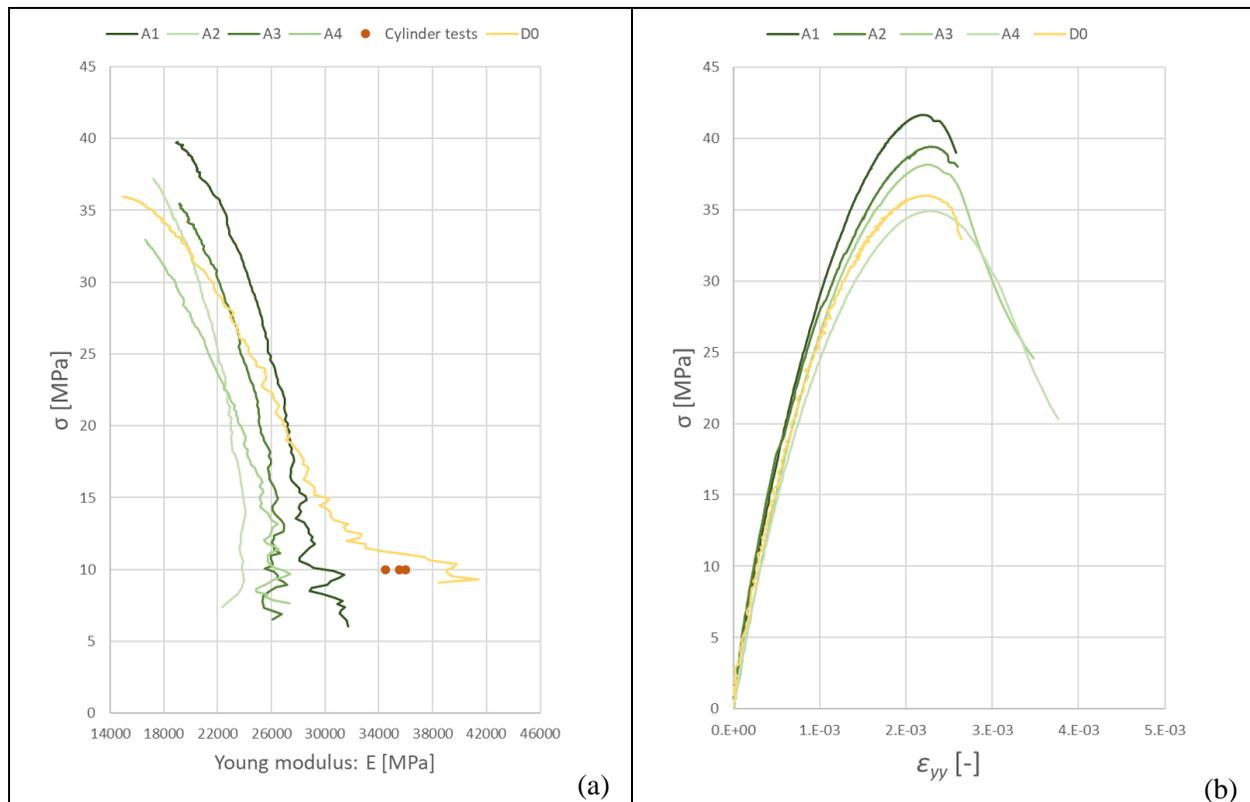


Figure 39:(a) Modules d'élasticité pour les spécimens A et (b) et courbes contraintes-déformations verticales pour les spécimens A et D

L'influence des barres d'armature sur la réponse des colonnes est analysée en détail à la Figure 40. Cette figure représente les déformations verticales mesurées à deux sections différentes de l'élément C4, une au niveau d'une barre d'armature (ligne verte) et l'autre entre deux barres (ligne bleue). Le graphique démontre bien une concentration des déformations au niveau de la barre d'armature. A cette même figure en (b) et (c) sont représentés respectivement les déplacements verticaux et les déformations verticales au pic de charge pour l'élément C4. Ces dernières images viennent compléter la lecture du graphique et appuient la démonstration de la présence de concentration de déformations sous les barres d'armature.

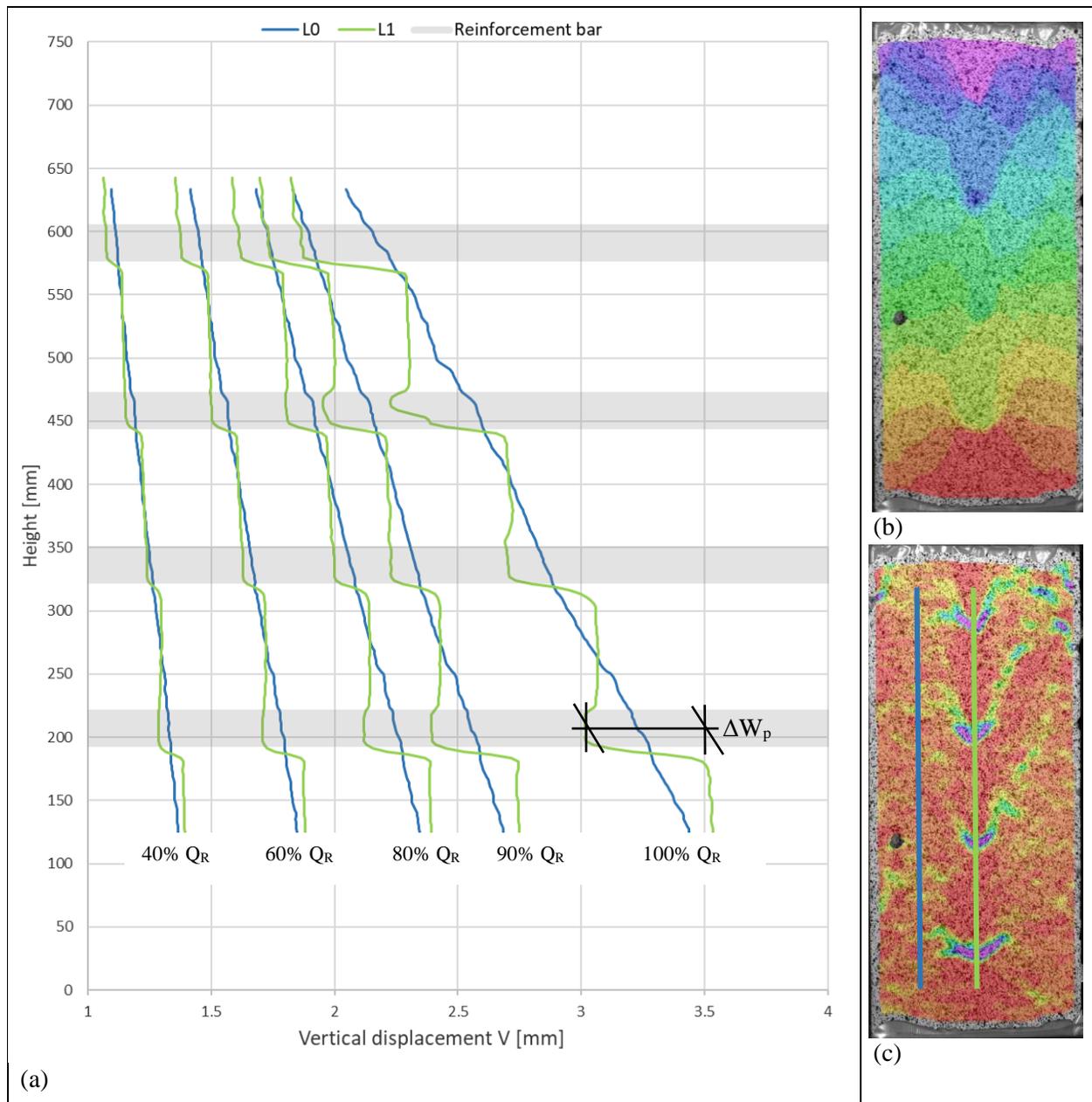


Figure 40: (a) Courbes du raccourcissement vertical pour divers paliers de charge, (b) déplacements verticaux au pic et (c) déformation verticale au pic de charge

Une autre représentation de la déformation verticale est proposée à la Figure 41. Cette fois-ci, deux coupes transversales ont été effectuées. Nous pouvons clairement y observer que pour une section éloignée de l'influence des barres (ligne orange) le profil des déformations est plus ou moins uniforme sauf pour la partie centrale qui témoigne d'une déformation très faible. La déformation globale devant être équivalente pour toute la section (présence de plaques rigides aux deux extrémités de la colonne), une déformation verticale plus importante est présente au niveau des barres (ligne violette).

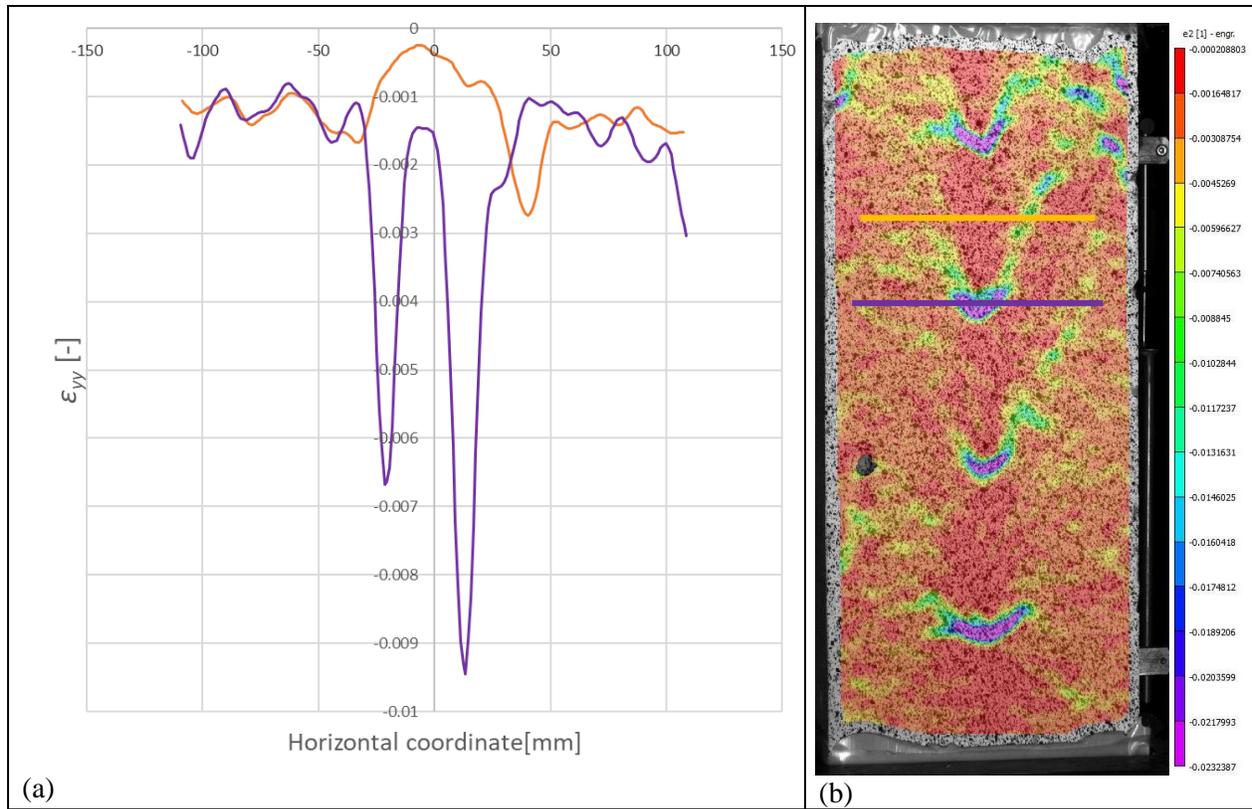


Figure 41: (a) Déformation verticale pour les sections transversale au niveau d'une barre (violet) et entre les barres (orange), (b) représentation des sections sur l'image DIC représentant les déformation verticales

Cette réponse de l'élément est expliquée par un écrasement local du béton directement sous la barre d'armature, voir Figure 42.

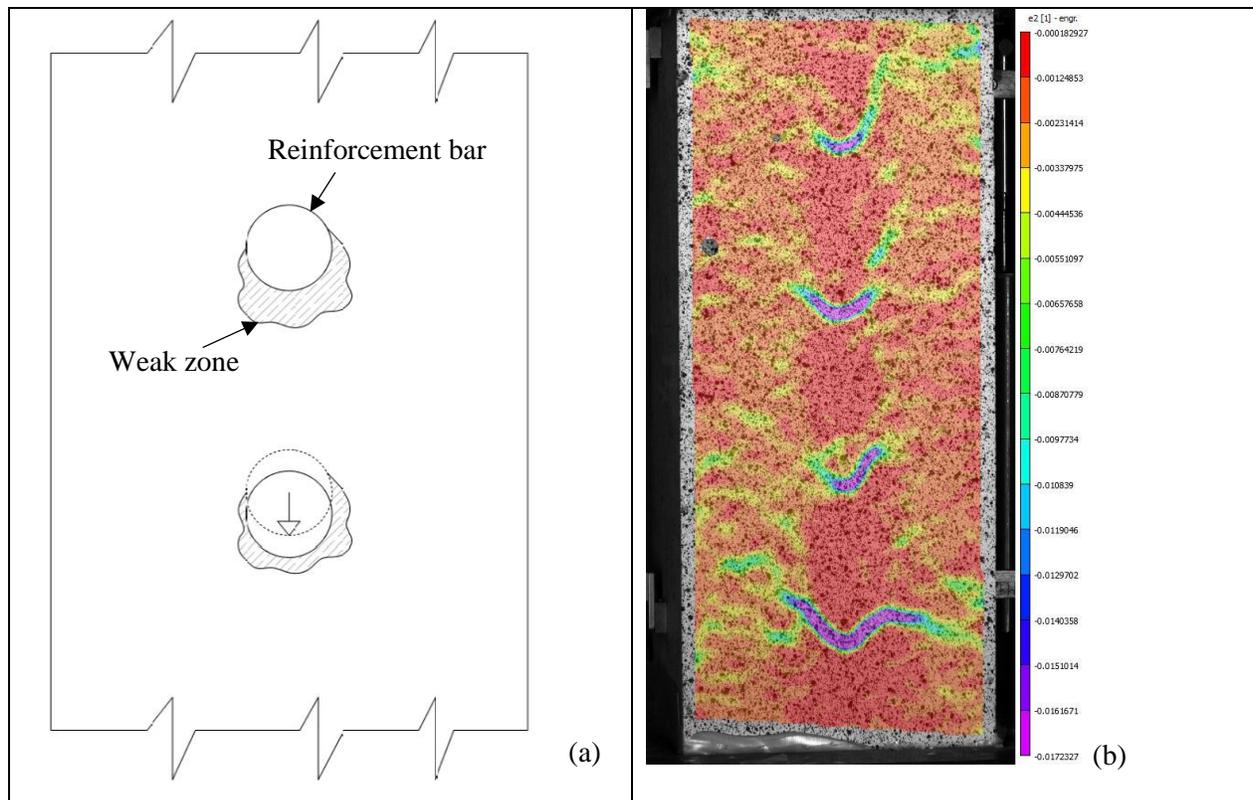


Figure 42: (a) Schéma démontrant la zone de faiblesse sous la barre et le déplacement relatif induit et (b) image DIC de la déformation verticale

De tels écrasements du béton proviennent d'une moins bonne qualité de béton sous la barre provoquée par le ressuage et le tassement plastique pendant le processus de durcissement de la pâte de ciment. La non-homogénéité de la qualité de béton a pour conséquence une répartition non-uniforme des déformations, avec de grosses concentrations au droit de la zone perturbée aux abords de la barre.

A la Figure 43 (a), un schéma est proposé afin de mieux comprendre le fonctionnement du champ de compression résultant à la fois de la présence d'une barre mais aussi de la zone de faiblesse située sous cette dernière. En (b) et (c) avec respectivement les déformations horizontales et verticales provenant des images du DIC, on observe une bonne corrélation du comportement théorique et de la réalité observée.

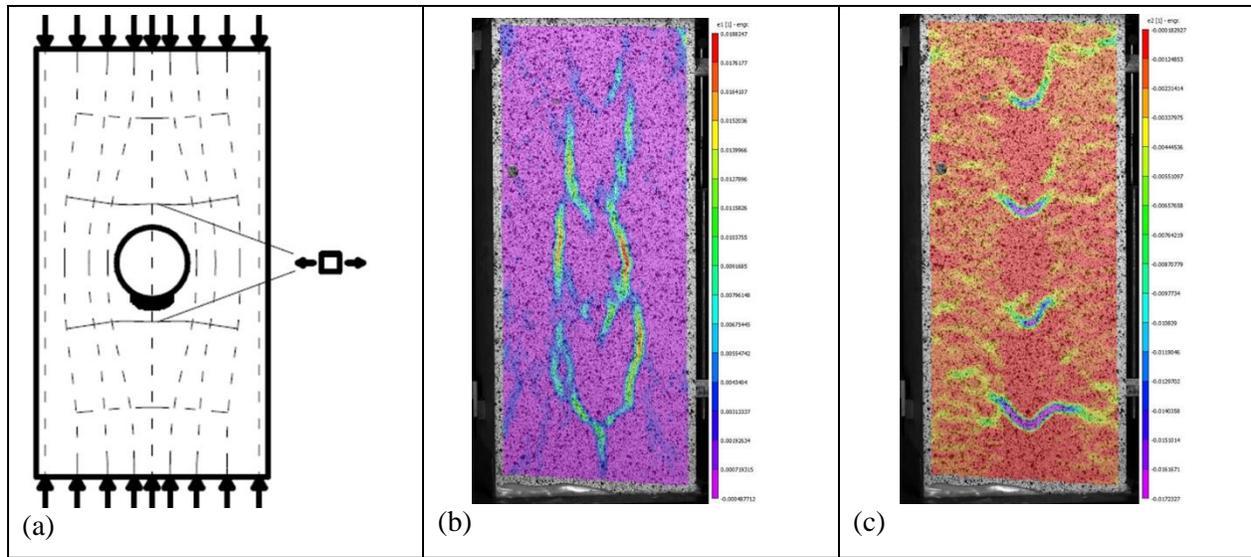


Figure 43: (a) schéma du champ de contrainte induit par la zone de faiblesse sous la barre, (b) déformation horizontale (DIC) et (c) déformation verticale (DIC)

Nous investiguons maintenant plus en détails le développement de l'écrasement des zones autour des barres d'armature. A la Figure 44, l'évolution des raccourcissements proche des barres pour les spécimens B en (a) et C en (b) est représentée selon diverses contraintes.

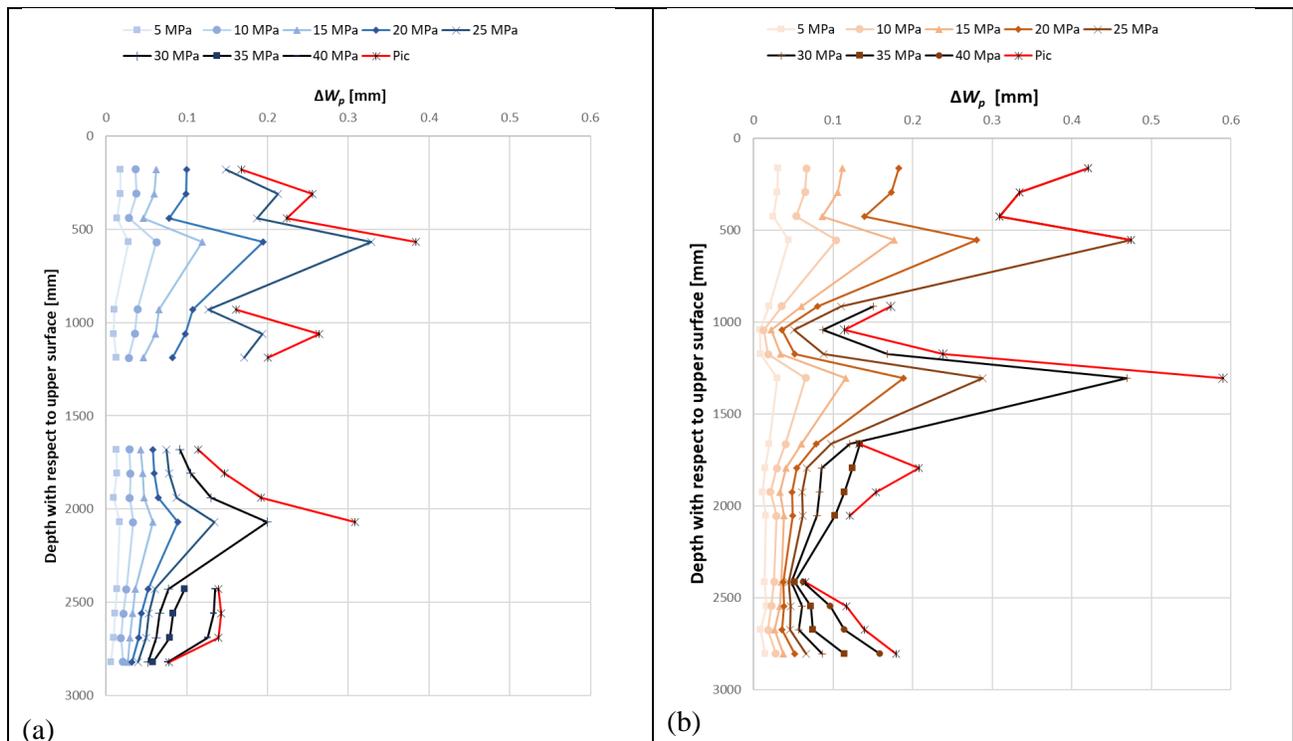


Figure 44: Evolution selon la contrainte des raccourcissements proche des barres pour les spécimens (a) B et (b) C.

Concernant la colonne B, nous avons choisi de ne pas représenter le raccourcissement au droit de la fissure de l'échantillon recollé (B3), puisque nous aurions alors plutôt représenté le tassement de la résine plutôt que celui du béton. La Figure 45 regroupe le graphique du spécimen B avec en (b) les images DIC de la déformation verticale correspondant à chaque hauteur du graphique.

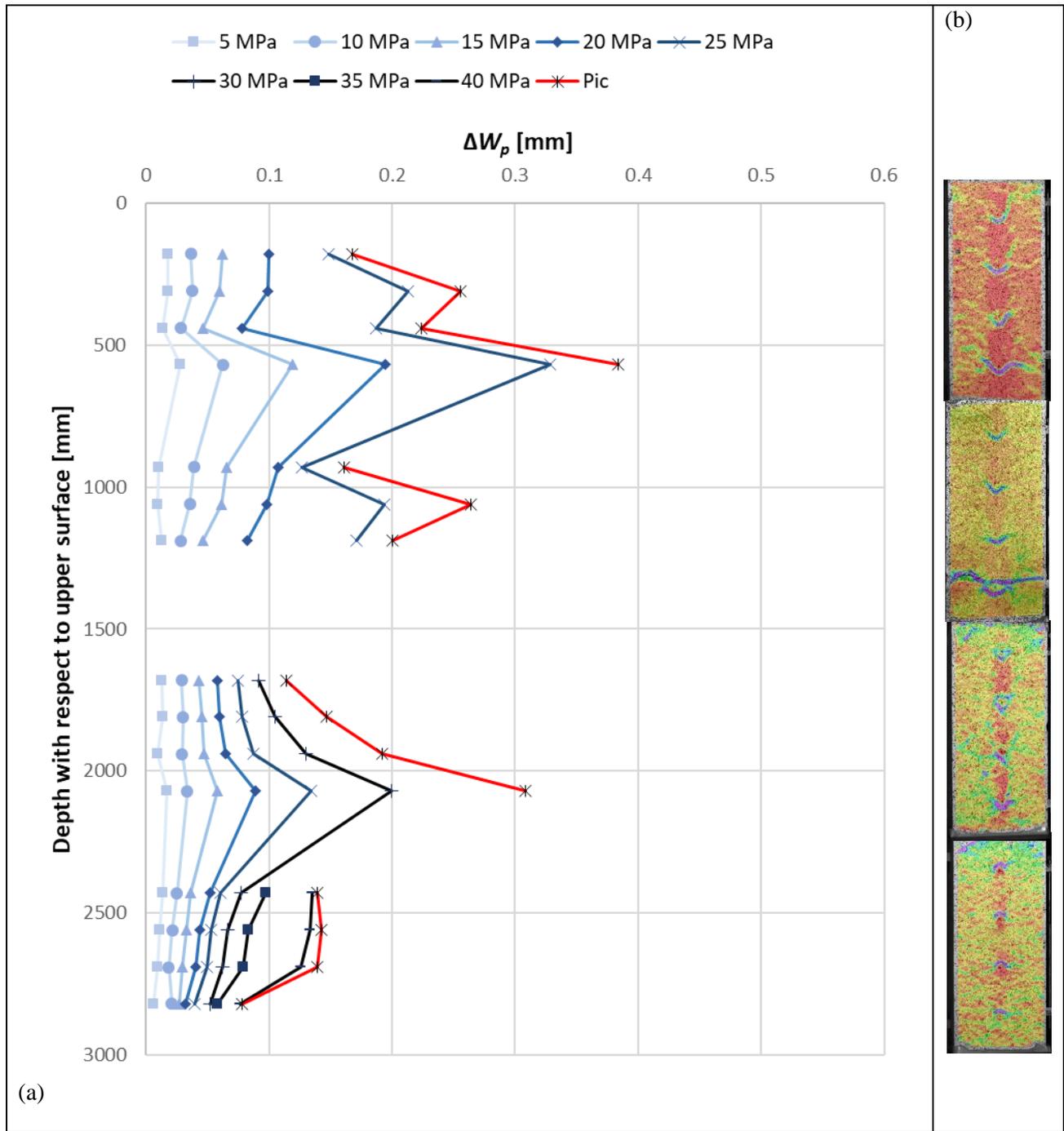


Figure 45: (a) Evolution selon la contrainte des raccourcissements proche des barres pour les spécimens B et (b) images DIC correspondantes avec la déformation verticale

La Figure 46 regroupe le graphique pour le spécimen C avec en (b) les images DIC de la déformation verticale correspondant à chaque hauteur du graphique. Nous pouvons remarquer que pour chaque élément, un écrasement sous une barre en particulier augmente de manière plus rapide que les autres et semble diriger le comportement à la rupture du spécimen.

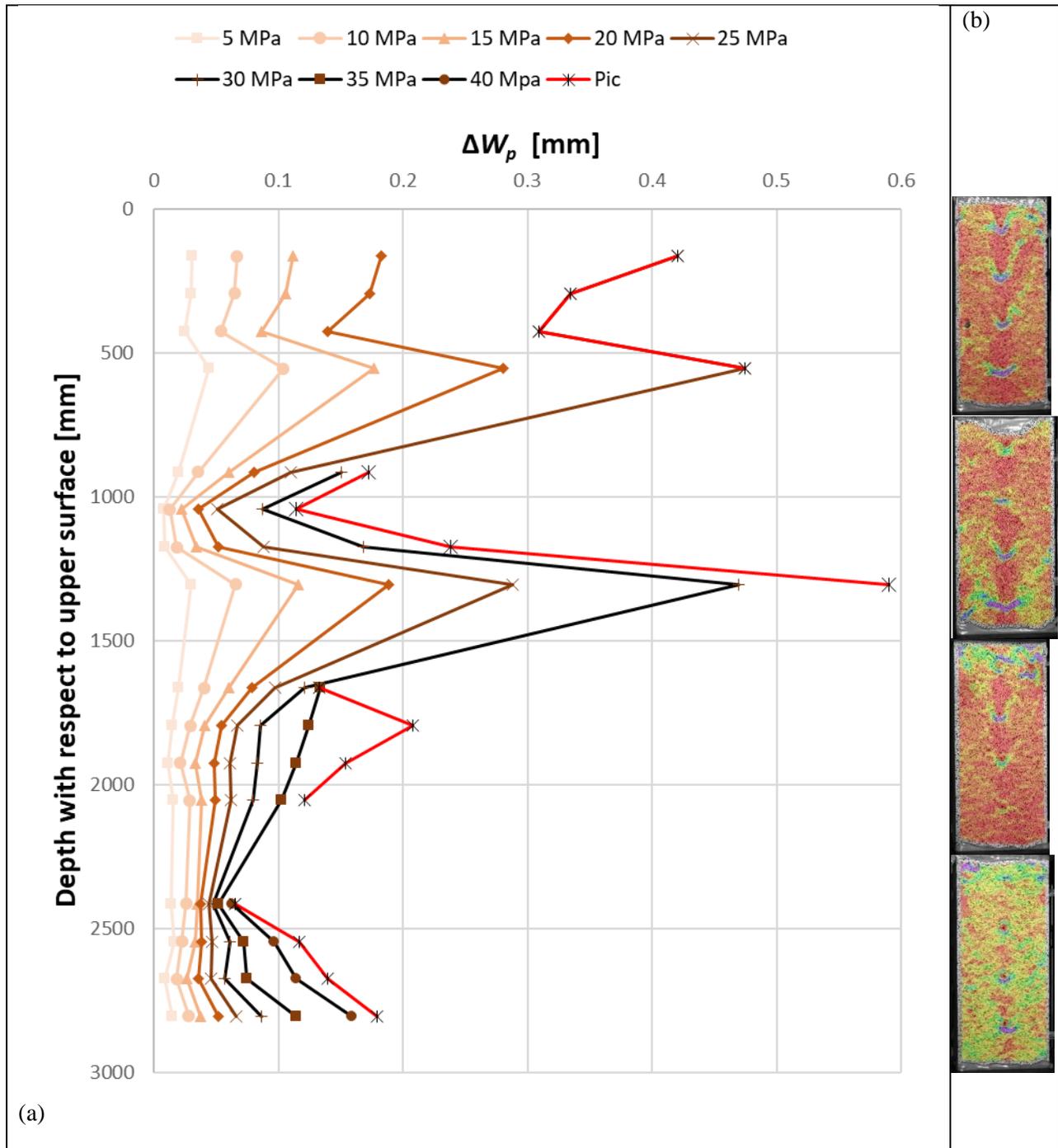


Figure 46 : (a) Evolution selon la contrainte des raccourcissements proche des barres pour les spécimens C et (b) images DIC correspondantes avec la déformation verticale

De manière générale, le développement des écrasements du béton est plus important sous la barre inférieure (la 4^{ème} et dernière depuis le haut) de chaque spécimen comme démontré à la Figure 45 et à la Figure 46.

Une des explications possibles de ce phénomène provient du tassement plastique du béton frais. Ce dernier ne peut se réaliser uniformément puisqu'il est entravé par la présence des barres d'armature, fixées monolithiquement au coffrage. Ainsi, entravé par la présence des barres, le tassement du béton frais produit des discontinuités sous ces dernières, sous la forme de zones poreuses (cf. Figure 48).

Plus spécifiquement, sous la dernière barre de chaque élément, le tassement du béton s'effectue sur une longueur beaucoup plus grande que pour les longueurs entre les autres barres ($L2 \gg L1$, voir Figure 48).

Dès lors, la discontinuité dans le béton directement au-dessous de la dernière barre est plus grande que pour les zones sous les autres barres d'armature.

Cet effet doit être par ailleurs moins significatif dans la pratique puisque les barres y sont seulement fixées entre elles, ce qui permet une certaine flexibilité.

Par ailleurs, si les concentrations de déformations sont évidentes pour les spécimens supérieurs (B4, B3, C4 et C3), ce comportement n'est pas aussi évident pour les spécimens inférieurs. Ainsi, on observe généralement un comportement mixte avec des écrasements à la fois en dessus et en dessous des barres, voir Figure 48 (a) et (b). A l'extrême, le spécimen B1 démontre même une inversion claire et des écrasements du béton quasi uniquement au-dessus des barres, voir Figure 48 (c).

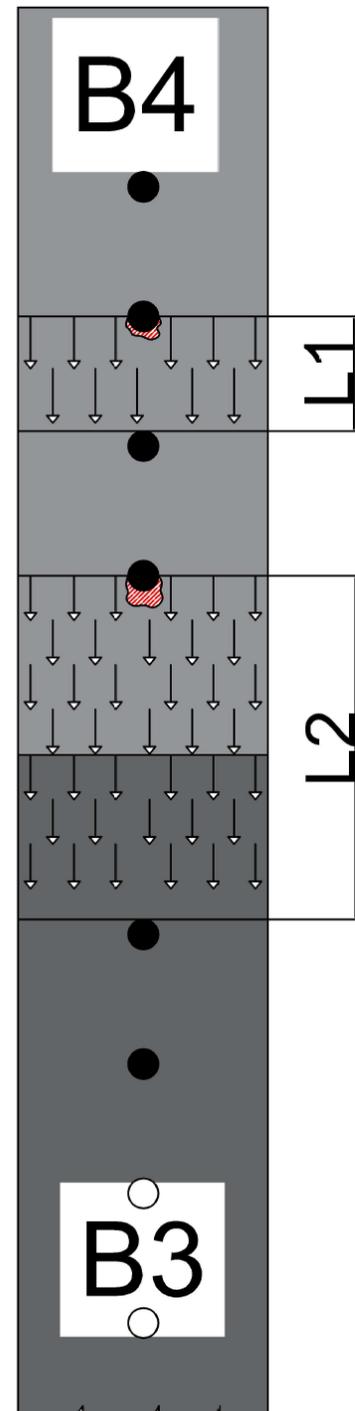


Figure 47: Schéma représentant le tassement sous les barres

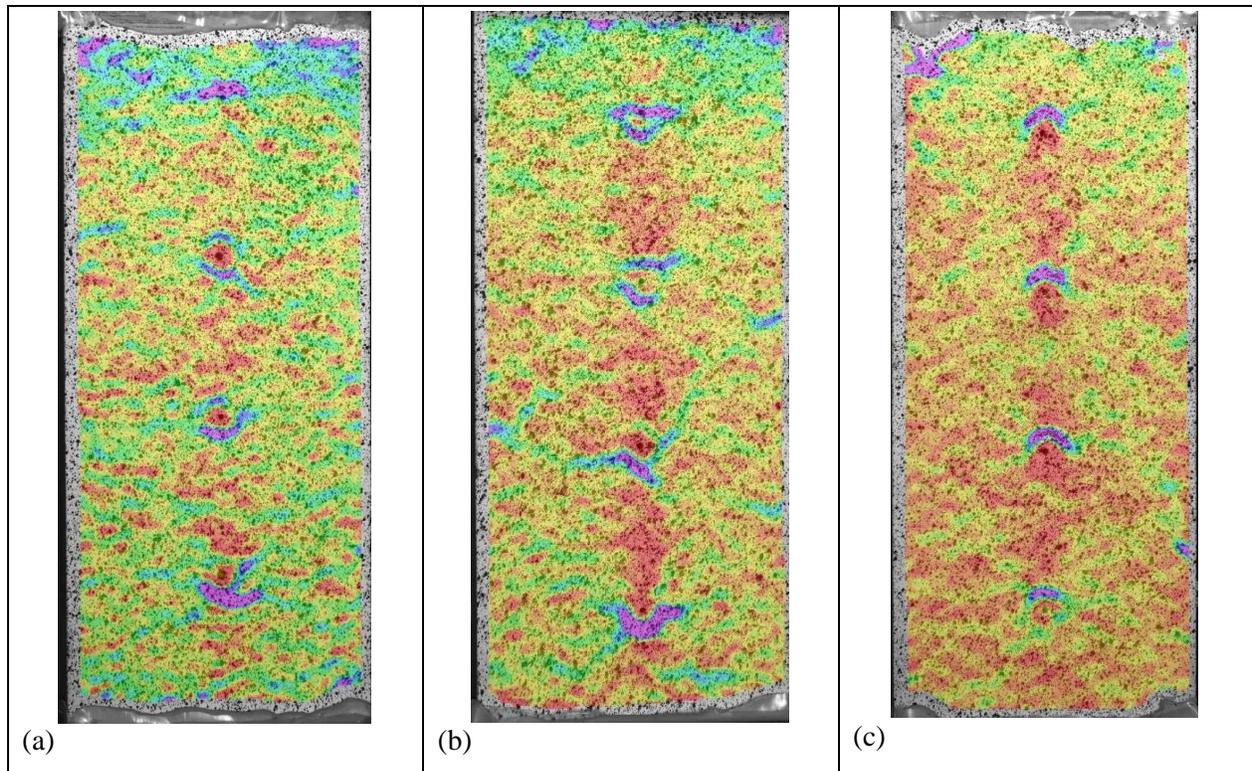


Figure 48: Déformations verticales pour les spécimens (a) C1, (b) B2 et (c) B1

Concernant ce phénomène, il reste pour l'heure inexplicable. On aurait pu s'attendre à des concentrations de contraintes présentes de manière uniforme autour des barres. En effet, la pression hydrostatique est très élevée avec trois mètres de haut et c'est pourquoi on comprendrait bien une atténuation du phénomène d'un béton de moins bonne qualité sous les barres. Pourtant, l'existence des zones de faiblesses au-dessus des barres est bien mystérieuse. Bien entendu, de multiples contrôles ont été effectués pour s'assurer que la colonne avait été testée dans le bon sens et nous avons clairement la certitude absolue que l'essai a été effectué dans le bon sens.

7. Synthèse

Cette campagne de test en laboratoire a premièrement permis de confirmer l'ordre de grandeur de la variation de résistance à la compression du béton selon la hauteur. De même, elle a permis de démontrer une bonne corrélation entre la variation de densité avec la variation de résistance. La comparaison avec les résistances des cylindres standards de test doit être parlante pour tous les praticiens. Effectivement, nous remarquons que la résistance des cylindres de test est inférieure à la résistance du béton situé en fond d'élément, mais plus élevée que celle du béton provenant des parties supérieures de l'élément.

Dans un deuxième temps, l'influence sur le champ de compression des barres d'armature disposées perpendiculairement à la direction de chargement a pu être confirmée. A ce propos, nous avons pu démontrer que les effets cumulés de la présence de barres d'armature et de la position de l'élément par rapport à la surface de bétonnage sont particulièrement significatifs. Ainsi, une seule discontinuité, un simple petit dérangement peut provoquer de grands effets dans le matériau semi-fragile qu'est le béton.

Nous avons constaté la présence de zones de faiblesse (présence de vides) au niveau des barres. La présence de zones de faiblesse sous les barres était un phénomène bien connu et expliqué tant par le tassement plastique du béton frais entravé par la barre d'armature que par le ressuage bloqué par ces mêmes barres et provoquant une accumulation d'eau sous ces dernières. Nous avons pu confirmer ce phénomène dans nos essais.

Cependant, bien que la présence de zones de faiblesses est évidente dans les parties supérieures des colonnes, elle l'est beaucoup moins pour les parties inférieures. Dans ces dernières, un comportement mixte prédomine. Par ailleurs, un comportement inverse avec uniquement des écrasements locaux au-dessus des barres a été observé sur un spécimen (B1). Ces comportements mixtes auraient pu être compris si la présence uniquement de concentrations de contraintes de manière uniforme autour de la barre aurait été établie. Ceci résulterait effectivement de l'atténuation voire même de la suppression des zones de faiblesses engendrée par l'importance de la pression du béton frais lors du bétonnage. Ainsi, les barres en acier attireraient une grande part des efforts, ayant une rigidité plus élevée que celle du béton. Cependant la présence d'un

comportement nettement différent pour un spécimen nous indique que ce n'est pas l'unique phénomène jouant un rôle. Par conséquent, aucune réponse pertinente n'a été découverte pour ce comportement spécifique.

En conclusion, la présence de barres d'armature perpendiculaire au champ de compression perturbe bien ce dernier et la réduction de résistance est significative. Toutefois, il faut relever que ces spécimens avec barres d'armature présentent un comportement post-pic relativement plus ductile. Ainsi, pour les spécimens avec des barres dans les deux directions, le comportement charge-déformation présente toujours un plateau plastique post-pic. Ce dernier indique une activation du confinement provoquée par les barres d'armature. Se trouvant en présence de barres d'armature de gros diamètres, nous ne devrions pas être en mesure d'activer toute la capacité de la barre. Cependant, nous sommes d'avis que ces barres de gros diamètres ont des rainures de taille conséquente et ces dernières confineront le béton de manière mécanique.

8. Discussion

Bien que ces essais soient académiques, les colonnes n'étant évidemment pas construites avec de telles dispositions d'armature dans la réalité, ils ont, selon moi, une forte résonance pour la pratique. En effet, ils permettent d'exposer deux points capitaux. Le premier est de se rendre compte que la résistance sur cylindre de test n'est absolument pas représentative de la réalité de la résistance dans la globalité d'un élément en béton. Nous serions même tentés de dire, de manière un peu provocante, qu'elle n'a rien à voir avec la résistance effective présente dans une structure réelle.

D'autre part, nous avons pu mettre en exergue de manière assez claire la réduction de résistance induite par la présence de barres d'armature perpendiculaire à la direction du champ de compression. Ce phénomène n'est pas à négliger et il concerne des cas concrets comme l'introduction d'une charge par une colonne sur une dalle ou sur un mur par exemple. Evidemment, la présence du confinement de l'armature d'une colonne standard construite dans la pratique atténue relativement ces variations. Cependant, cette réflexion ne doit en rien occulter la prise en compte de l'existence de ce phénomène.

Ainsi, nous devons garder à l'esprit que la réponse intrinsèque de l'élément dépend fortement de sa position par rapport à la surface de bétonnage de même de la présence de barres d'armature perpendiculaire au sens de chargement. A la Figure 49, une des courbes schématisent le fait que la réponse des cylindres test ne correspondent pas avec la réalité de la réponse du béton au sein de l'élément.

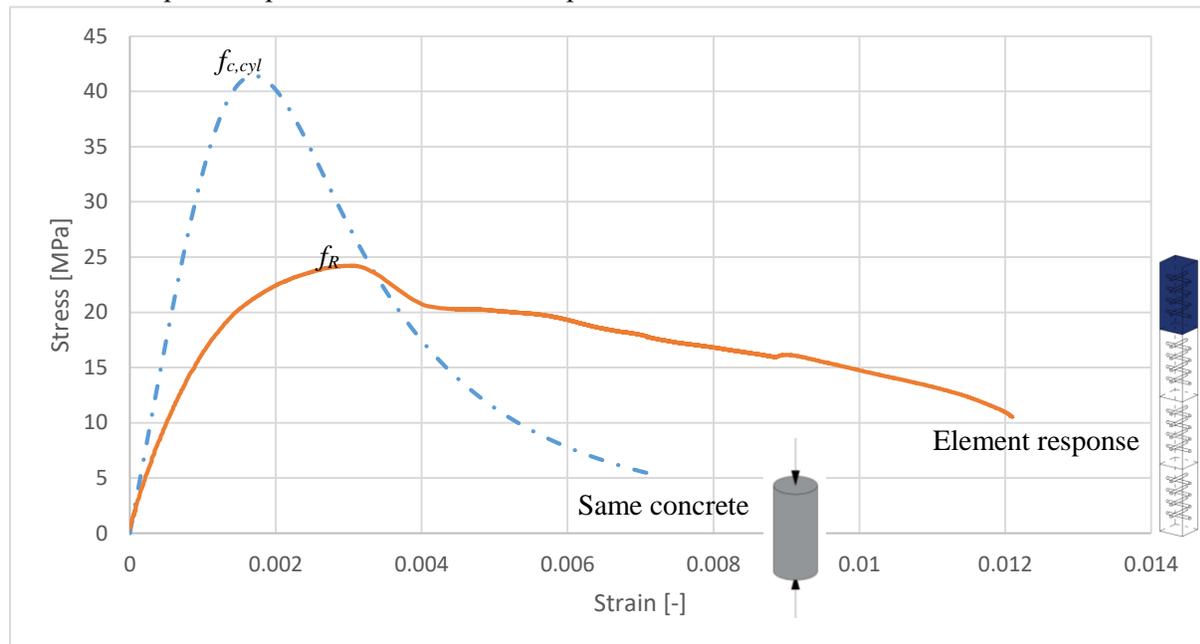


Figure 49: Comparaison entre réponses du cylindre test et de l'élément réel

Dans de futures expérimentations, il serait intéressant premièrement de tester un même spécimen avec une disposition continue de barres d'armature sur sa hauteur. Le but de cet essai serait de pouvoir déterminer le rôle du tassement plastique du béton frais et l'entrave de ce dernier par les barres d'armature dans la création de zone de faiblesse sous les barres. En outre, il pourrait aussi être intéressant de réitérer de telles expériences en variant le diamètre des barres d'armature afin de voir dans quelle mesure le diamètre de ces barres influence la réduction de résistance et le développement du confinement post-pic.

D'autre part, il pourrait être intéressant de créer des coffrages en plexiglas. De cette manière, l'évolution précise du mouvement du béton autour des barres d'armature pourrait être observée. Ceci pourrait peut-être nous permettre de mieux comprendre la physique ou les phénomènes responsables de la présence de zones de faiblesse au-dessus des barres.

9. Bibliographie

- [1] Bungey, Millard & Grantham, *Testing of concrete structures*, London & New York: Taylor & Francis, 4th edition, 2006.
- [2] Maynard, D.P. and Davis, S.G., «The strength of in-situ concrete,» *Structural Engineer*, vol. 52, pp. 369-374, 1974.
- [3] N. Petersons, «Strength of concrete in finished structures and its effect on safety,» *IABSE congress report*, 1964.
- [4] N. Petersons, «Should standard cube test specimens be replaced by test specimens taken from structures?,» *Matériaux et Constructions*, 1968.
- [5] N. Petersons, «Recommendations for estimation of quality of concrete in finished structured,» *Matériaux et constructions*, vol. 4, 1971.
- [6] F.M. Bartlett & J.G. McGregor, «Variation of in-place concrete strength in structures,» *ACI Materials Journal*, 1999.
- [7] D. Bloem, «Concrete strength measurement – cores versus cylinder,» *Proceedings, American Society Testing Materials*, 1965.
- [8] W.K. Tso & I.M. Zelman, «Concrete strength variation in actual structures,» *ACI Journal*, 1970.
- [9] B. Miao, P.-C. Aïtcin, W.D. Cook & D. Mitchell,, «Influence of concrete strength on in situ properties of large columns,» *ACI Materials Journal*, 1993.
- [10] C.M. Sangha & R.K. Dhir, «Core-cube relationships of plain concrete. Advances in ready mixed concrete technology,» Pergamon Press, 1976, pp. 193-202.
- [11] Mak S. L., «Factors influencing the in situ strength in high strength concrete column,» *Thesis Monash university of Melbourne*, 1993.

- [12] B. Sioulas & J.G. Sanjayan, «Vertical strength variations in large columns using high-strength concrete incorporating slag,» *Magazine of concrete research*, 1998.
- [13] Akers D. J. and Miller R., «Long-term strength gain of high strength concrete as monitored by drilled cores, Serviceability and durability of construction materials,» *ASC New York*, pp. 204-211, 1990.
- [14] Takahashi H. and Nakane S., «Strength of concrete structures and factors contributing to strength differential,» *RILEM symposium on quality control of concrete structures*, vol. 1, pp. 183-190, 1979.
- [15] Toosi M. & Houde J., «Evaluation of strength variation due to height of concrete members,» *Cement and concrete research*, vol. 11, pp. 519-529, 1981.
- [16] Josserand L., Coussy O. et de Larrard F., «Bleeding of concrete as an ageing consolidation process,» *Cement and Concrete research*, vol. 36, pp. 1603-1606, 2006.
- [17] G. Giaccio and A. Giovambattista, «Bleeding: evaluation of its effects on concrete behaviour,» *Matériaux et construction RILEM*, vol. 19, pp. 265-271, 1986.
- [18] M. Hoshino, «Relationship between bleeding, coarse aggregate, and specimen height of concrete,» *ACI Materials journal*, vol. 86, pp. 185-190, 1989.
- [19] Kanda M. and Yoshida H., «The distributing condition of water-cement ratio in the member section after concrete placing,» *RILEM symposium on quality control of concrete structures*, vol. 2, pp. 85-88, 1979.
- [20] S.L. Mak, M.M. Attard, D.W.S. Ho and P.LeP. Darvall, «Cross-sectional strength gradient in high strength concrete columns,» *Cement and Concrete research*, vol. 24, pp. 139-149, 1994.
- [21] Slater W.A. & Lyse I., «Second progress report on column tests made at Lehigh University,» *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 27, n° 13, pp. 791-835, 1931.
- [22] Richart F.E. & Staehle G.C., «Progress report on column tests made at Lehigh University,» *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 27, n° 12, pp. 731-760, 1931.

- [23] Wenzhong Zhu, John C. Gibbs and Peter J.M. Bartos, «Uniformity of in situ properties of self-compacting concrete in full-scale structural elements,» *Cement and Concrete composites*, vol. 23, pp. 57-64, 2001.
- [24] Richard D. Gaynor, «Effect of Horizontal Reinforcing Steel on the Strength of Molded Cylinders,» *ACI*, vol. 62, n° 17, pp. 837-840, 1965.
- [25] Loo Y.H., Tan C.W., Tam C.T., «Effects of embedded reinforcement on measured strength of concrete cylinders,» *Magazine of Concrete Research*, vol. 41, n° 1146, pp. 11-18, 1989.
- [26] Plowman J.M. et al., «Cores, cubes and the specified strength of concrete,» *Struct. Engr.*, vol. 52, n° 111, pp. 421-426, 1974.
- [27] Lewandowski R., «Einfluss von Bewehrungsabschnitten auf das Festigkeitsergebnis von Betonbohrkernen,» *Betonsteinzeitung*, vol. 36, n° 112, pp. 745-749, 1970.
- [28] Hune-Bum Ko, «Effect of the Embedded Reinforcing Bar of Specimens on the Compressive Strength of Concrete,» *Journal of the Korea Academia-Industrial cooperation Society*, vol. 17, n° 19, pp. 552-558, 2016.
- [29] Bochmann J., Curbach M., Jesse F., «Influence of artificial discontinuities in concrete under compression load - A literature review,» *Structural Concrete*, vol. 19, pp. 559-567, 2018.
- [30] Fernández Ruiz M., Hars E., Muttoni A., «Résistance à l'effort tranchant des poutres précontraintes à âmes minces,» chez *Rapport OFROU N° 606*, Bern, 2006.
- [31] F. Moccia, M. Fernández Ruiz, A. Muttoni, «Background document to clause 5.1.7(1) prEN 1992-1-1:2018, Strength reduction factor for concrete in compression,» EPFL-IBETON, 2018.
- [32] F.M. Bartlett & J.G. McGregor, «Assessment of concrete strength in existing structures,» *Structural engineering report*, vol. No.198, 1994.
- [33] F.M. Bartlett & J.G. McGregor, «Effect on concrete core strength,» *ACI Materials Journal*, 1994.

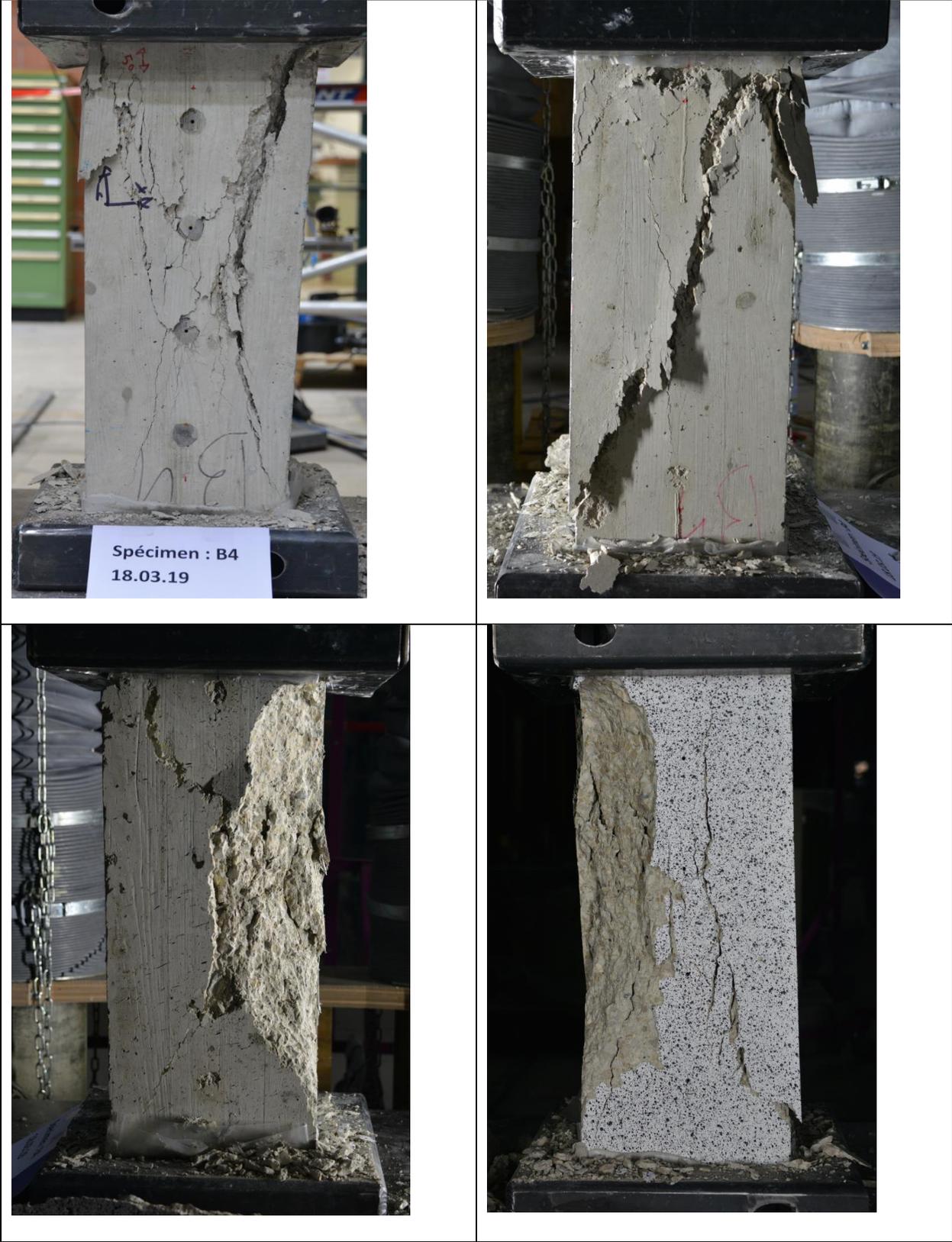
- [34] M. Hosseinali, M. M. Ranjbar, S. M. Rezvani, I. M. Nikbin, and A. Barari, «Evaluation of the Strength Variation of Normal and Lightweight Self-Compacting Concrete in Full Scale Walls,» *Material technology*, vol. 45, 2011.
- [35] Leonhardt F., «Abminderung der Tragfähigkeit des Betons infolge stabförmiger,,» chez *Stahlbeton—Berichte aus Forschung und Praxis*, Festschrift Rüsck. Berlin, München: Ernst & Sohn, 1969, pp. 71-78.
- [36] Société suisse des ingénieurs et des architectes (SIA), SIA 262: Construction en béton, Zürich: Norme suisse SN EN 505 262, 2013.

10. Annexes

10.1. Annexe 1 : Photos du spécimen A2 post-test



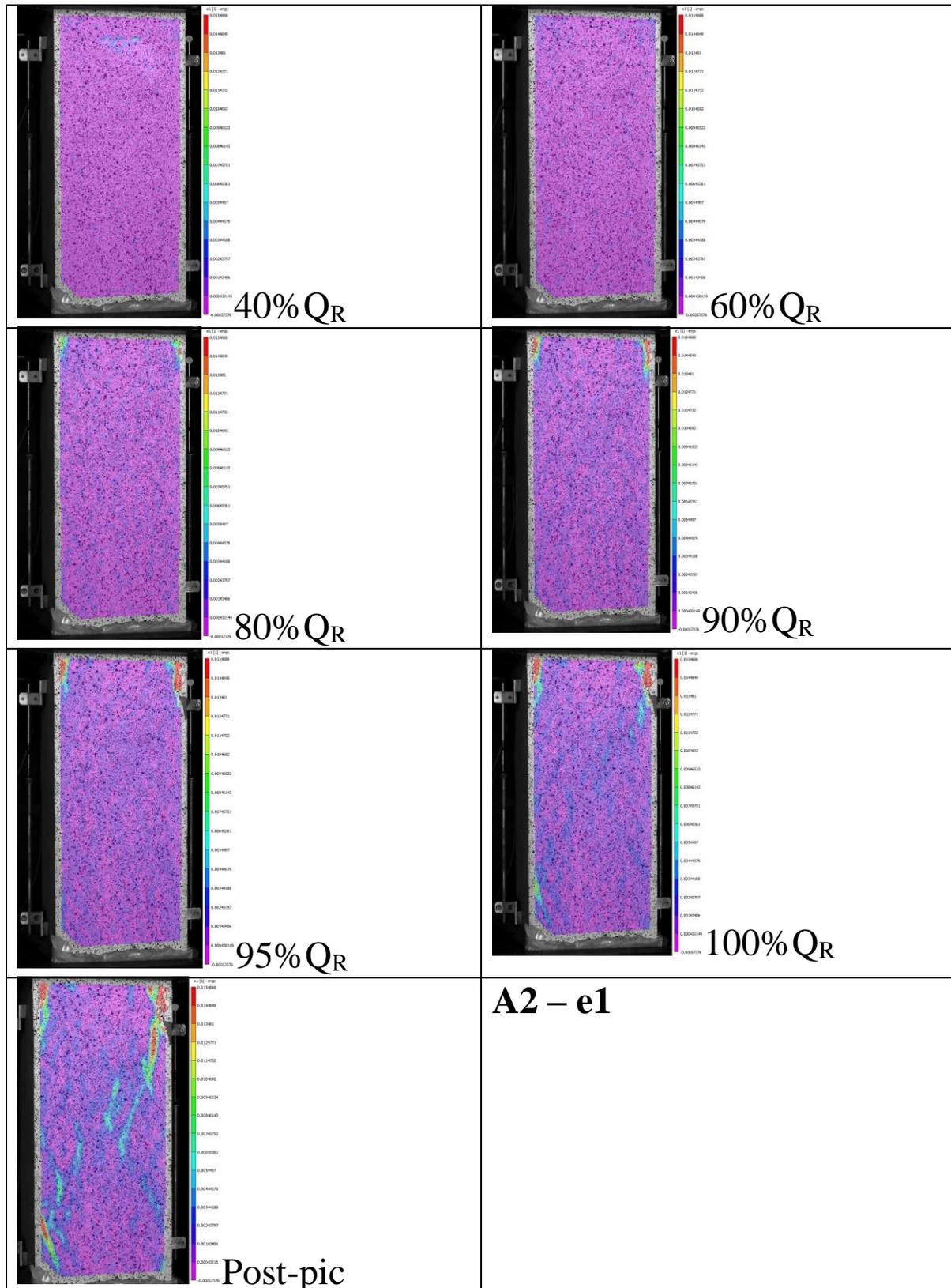
10.2. Annexe 2 : Photos du spécimen B4 post-test



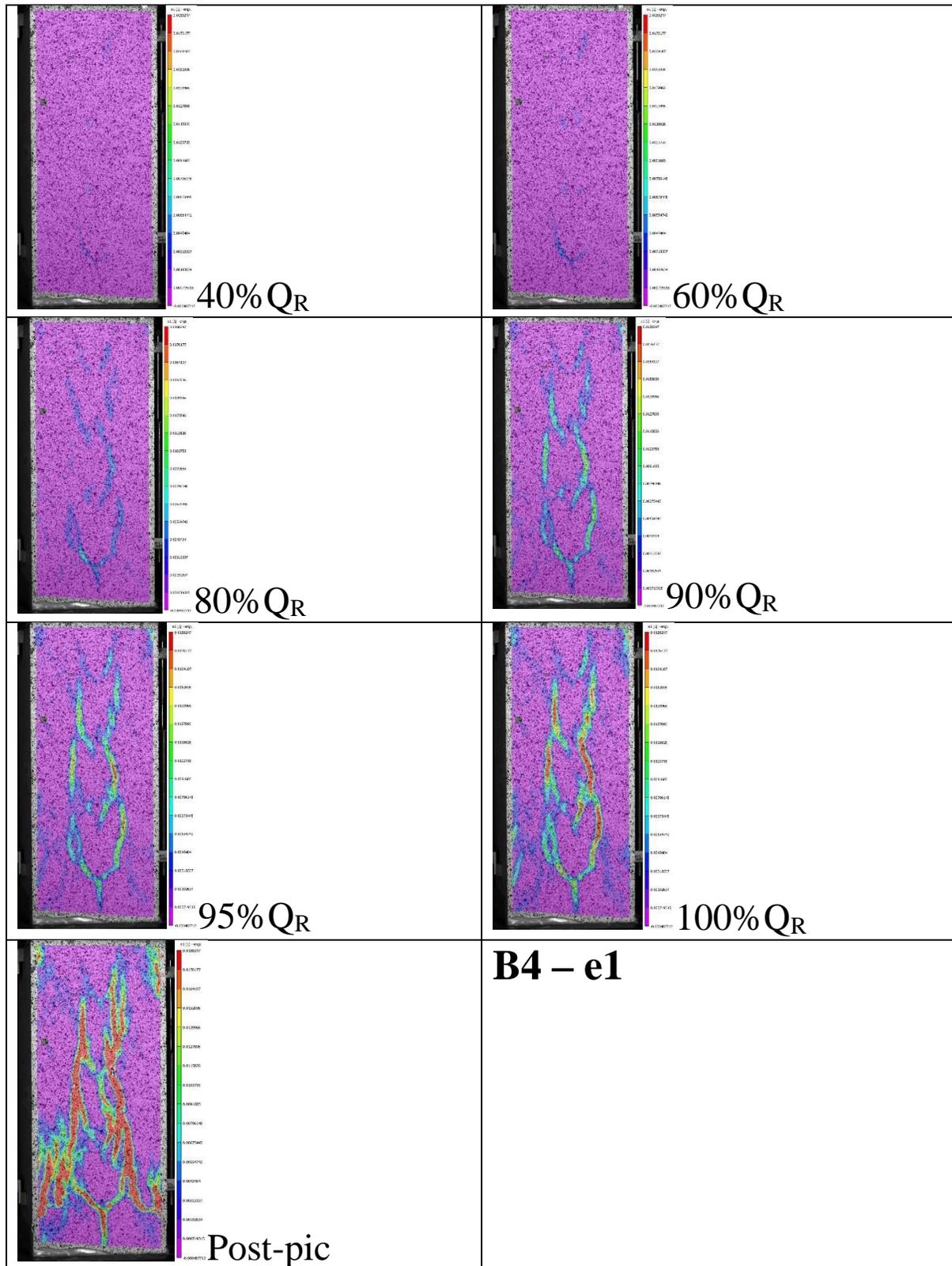
10.3. Annexe 3 : Photos du spécimen C4 post-test



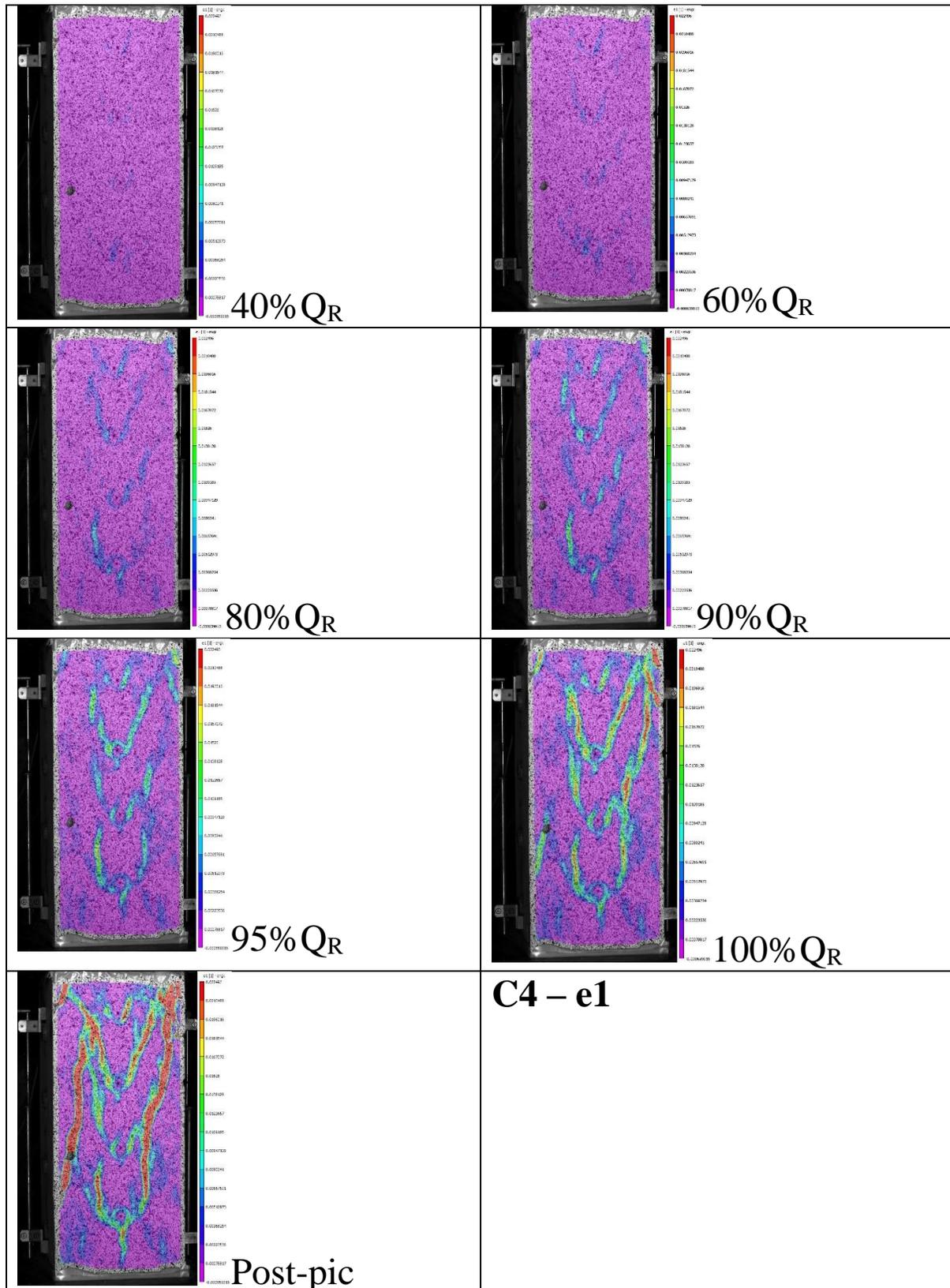
10.4. Annexe 4 : Evolution des déformations principales du spécimen A2



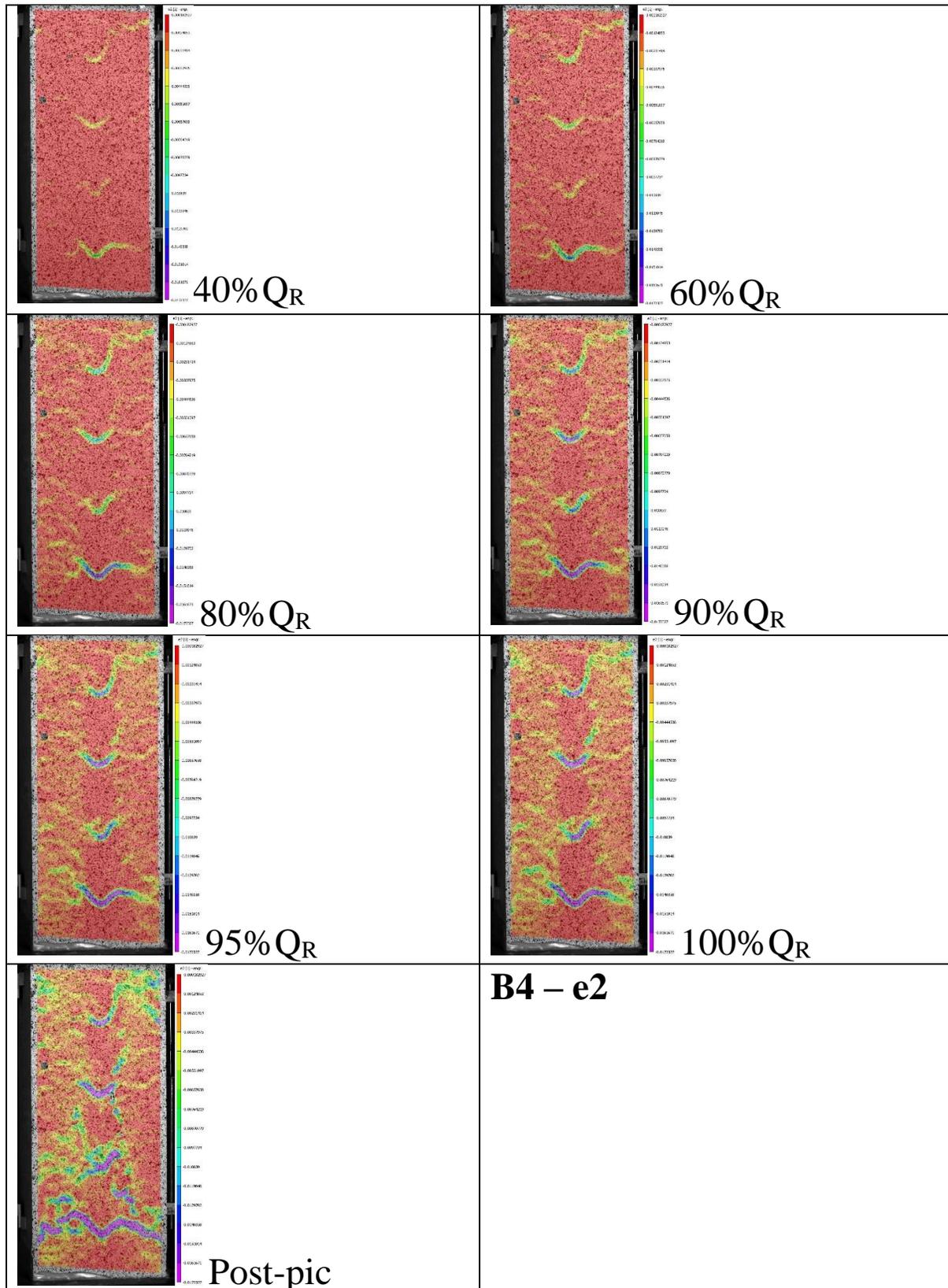
10.5. Annexe 5: Evolution des déformations principales du spécimen B4



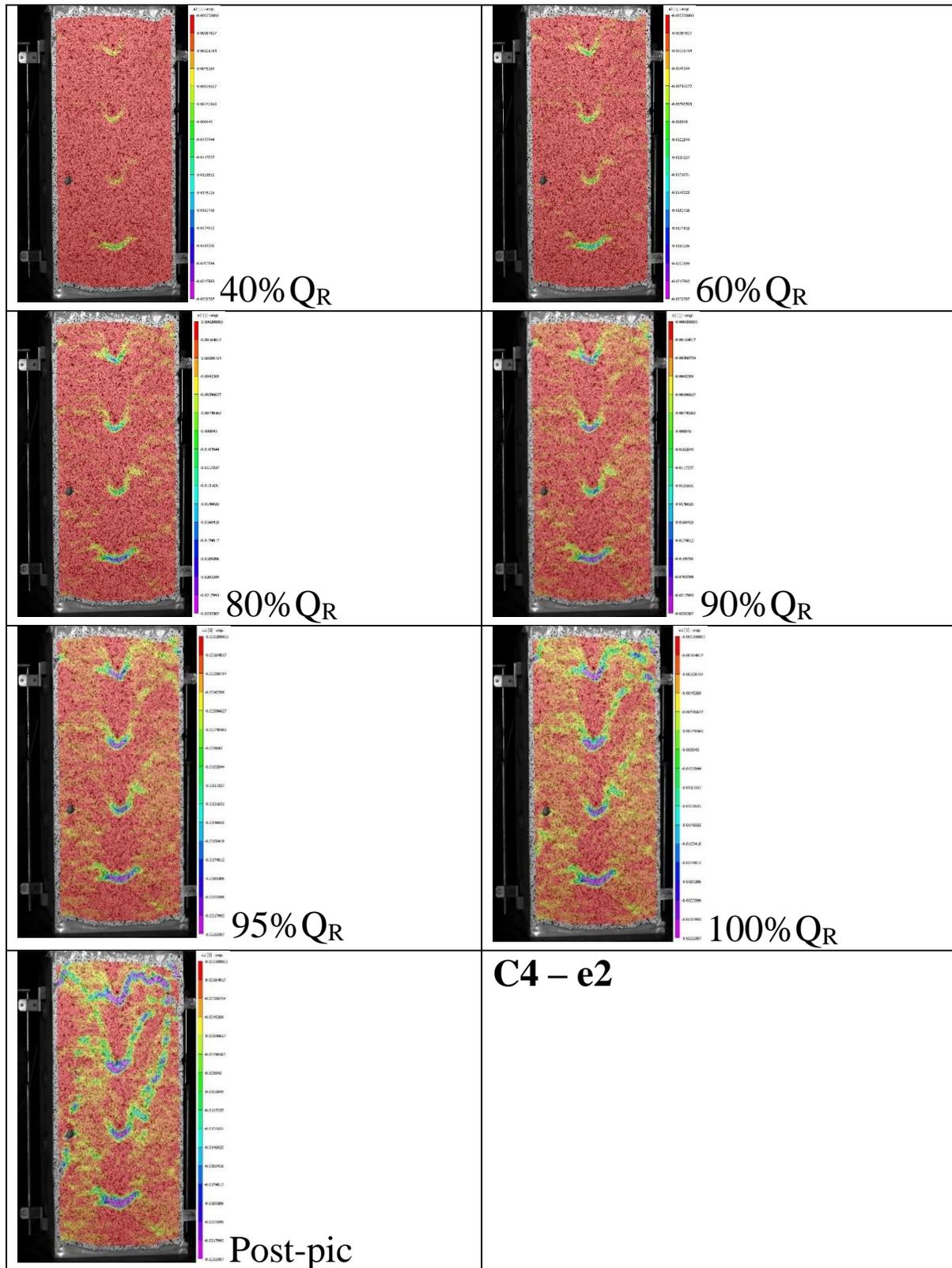
10.6. Annexe 6: Evolution des déformations principales du spécimen C4



10.7. Annexe 7: Evolution des déformations secondaires du spécimen B4



10.8. Annexe 8: Evolution des déformations secondaires du spécimen C4



Partie II

Evaluation des incertitudes liées à la modélisation en éléments finis d'un bâtiment en béton armé

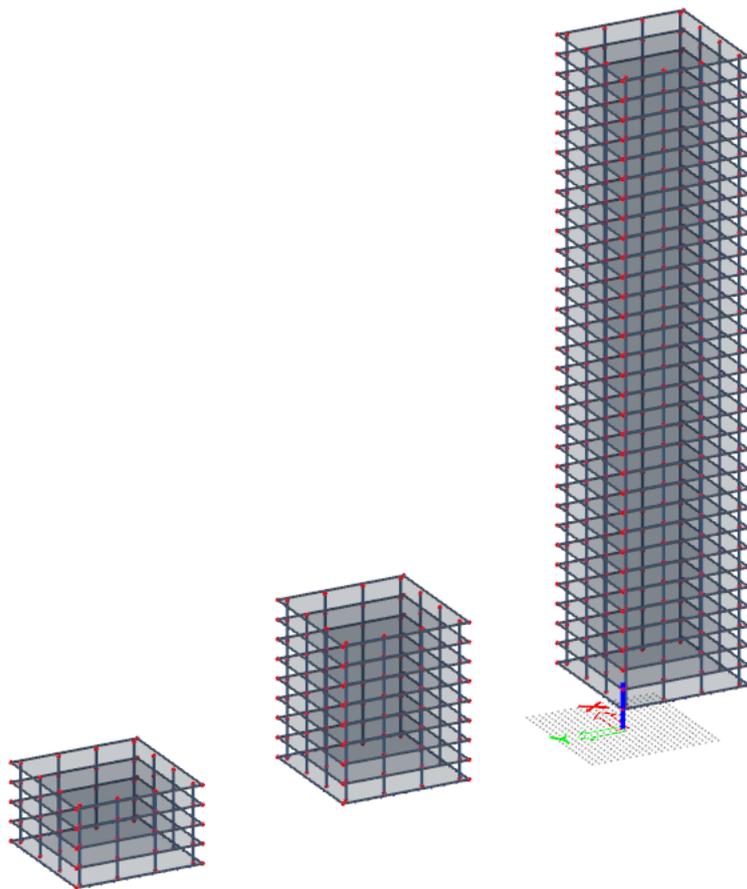


Table des matières

| | | |
|--------|--|----|
| 1. | Introduction | 4 |
| 2. | Revue de la littérature concernant les incertitudes de modélisation..... | 6 |
| 2.1. | Influence des effets différés du béton..... | 6 |
| 2.2. | Influence de la modélisation des fondations..... | 8 |
| 2.3. | Influence de la modélisation des phases de construction | 9 |
| 2.4. | Influence du facteur humain dans la modélisation | 12 |
| 2.5. | Monitoring du comportement réel d'une structure et comparaison avec le comportement modélisé | 13 |
| 2.6. | Remarques sur les programmes en éléments finis..... | 14 |
| 2.7. | Synthèse de la revue de littérature..... | 14 |
| 3. | Analyse de sensibilité..... | 15 |
| 3.1. | Buts de l'étude :..... | 15 |
| 3.2. | Paramètres analysés..... | 16 |
| 3.2.1. | Approches de calcul | 17 |
| 3.2.2. | Effets différés du béton | 17 |
| 3.2.3. | Connexions colonne-dalle et mur-dalle..... | 17 |
| 3.2.4. | Rigidité des planchers-dalles..... | 18 |
| 3.2.5. | Modélisation du sol de fondation | 18 |
| 3.2.6. | Rigidité des colonnes..... | 18 |
| 3.2.7. | Résumé des paramètres étudiés | 19 |
| 3.3. | Description du cas d'étude | 20 |
| 3.4. | Analyse de l'influence des paramètres | 21 |

| | | |
|--------|---|----|
| 3.4.1. | Variation globale | 21 |
| 3.4.2. | Influence de la rigidité des colonnes | 22 |
| 3.4.3. | Influence de l'armature dans une colonne | 23 |
| 3.4.4. | Influence de la rigidité du sol de fondation | 24 |
| 3.4.5. | Influence de la fissuration de la dalle | 26 |
| 3.4.6. | Influence de la prise en compte des effets différés du béton | 27 |
| 3.4.7. | Influence du type de connexion entre éléments structurels | 28 |
| 3.4.8. | Influence du type modèle entre 2D et 3D | 29 |
| 3.5. | Synthèse des tendances générales | 31 |
| 3.6. | Approche statistique de la variation des résultats | 31 |
| 4. | Analyse globale des différences entre les différentes approches | 33 |
| 4.1. | Principe de base de l'approche « phases de construction » | 33 |
| 4.2. | Descriptions et analyse des modèles CSA | 36 |
| 4.3. | Comparaisons entre approches CSA et SLE 2D & 3D | 39 |
| 5. | Discussion annexe sur certains risques de la modélisation | 43 |
| 6. | Conclusion | 45 |
| 7. | Bibliographie | 47 |

1. Introduction

Le facteur de sécurité du béton est censé assurer une marge de sécurité suffisante face aux incertitudes que représentent la ou les résistances du matériau cumulées aux incertitudes liées à la modélisation de la structure et à l'obtention des efforts dans les éléments. Après avoir traité, en première partie, de la variation de la résistance à la compression au sein d'une colonne, nous complétons la recherche afin de mieux comprendre le fonctionnement de l'obtention des sollicitations d'une colonne dans une structure en béton. Ainsi, nous analysons plus précisément les sollicitations des colonnes et la manière dont ces dernières sont obtenues. L'objectif est de comprendre les incertitudes liées à l'obtention des efforts par la modélisation en éléments finis.

A l'heure actuelle, l'essor des programmes informatiques en éléments finis permettent de modéliser n'importe quelle structure en trois dimensions (3D), et ceci de manière relativement simple et rapide. La vitesse et la puissance de calcul et de modélisation permettent de répondre, d'une certaine manière, à la complexification des projets. Cependant, le temps alloué à la modélisation ne s'est pas ajouté au temps requis habituellement pour l'étude. Dans la pratique, la complexité des projets a augmenté, néanmoins le temps de réflexion à disposition reste limité. Le risque est que le temps nécessaire à la modélisation est inexorablement se prenne aux dépends du temps alloué à la conception. Ainsi, la réalité économique des projets oblige les ingénieurs à travailler rapidement et par conséquent ces derniers gagnent beaucoup à simplifier leur modèle.

Actuellement, presque tous les programmes de calcul de structures possèdent une interface graphique « userfriendly ». Ainsi, il est très facile d'obtenir des résultats sans devoir passer en revue tous les paramètres. On pourrait presque oublier que le béton a un comportement relativement différent une fois fissuré et que les inconnues dans un projet de construction sont plutôt nombreuses.

En outre, tous les projets ne nécessitent pas du même niveau de détails. Ainsi, un calcul non-linéaire sur une modélisation en trois dimensions afin de représenter au plus près la réalité pourra être pertinente dans un projet, alors que pour un autre moins complexe, un tel niveau de précision serait inutile. C'est ainsi le propre de l'ingénieur que de transformer un projet virtuel aux conditions de bords relativement floues en un modèle fini, concret et calculable dans un temps raisonnable.

Le problème de l'ingénieur civil est complexe puisque dans la construction d'un bâtiment, nombreux sont les paramètres inconnus liés aux conditions de construction sur chantier. Effectivement, il est nécessaire d'estimer au plus près de nombreux paramètres lors de la modélisation déjà, alors que ces derniers ne pourront pour la plupart être connus uniquement lors de la réalisation. Dans les inconnues il y a notamment le moment et les conditions du bétonnage des différents éléments (température, humidité, vent, etc.), la composition de la structure (éléments préfabriqués ou éléments bétonnés in-situ), la précision des sondages du sol de fondation ou encore l'enchaînement des étapes de construction et leur durée (historique du chargement et prise en compte des effets différés). Ce dernier point est particulièrement crucial puisque la majorité des calculs s'effectuent en résolvant une structure créée à l'état final avec l'apparition de toutes les charges à ce même instant final. Il faut ici se rappeler que la construction d'un ouvrage se réalise par étape et que les charges y sont ajoutées par paliers. Ainsi, la considération de l'évolution temporelle du chargement et de la construction donne des résultats qui ne convergent pas dans tous les cas avec les résultats d'un modèle dont la structure est construite et chargée instantanément au stade final de la construction.

D'autre part, il existe aussi de nombreuses inconnues dans le processus de simplification d'une structure réelle en une structure modélisable. Effectivement, il faut faire des choix et déterminer le système statique de la structure, à savoir par exemple si les appuis sont ponctuels ou surfaciques, rotulés ou encore encastrés. Plus concrètement, il s'agit par exemple de déterminer lors de la modélisation la rigidité de la connexion entre une colonne et une dalle, alors que celle-ci n'a pas encore été dimensionnée (en effet, c'est le but de la modélisation que de dimensionner les éléments) ou encore de choisir si l'on considère que les dalles sont déjà fissurées ou non (différence dans la rigidité du matériau).

Au choix du système statique s'ajoutent encore toutes les incertitudes liées aux comportements des matériaux de la structure et de ses phénomènes propres (tel que le fluage, le retrait du béton) et encore ceux liées au sol de fondation.

Les estimations de tous ces phénomènes sont très complexes et il est très difficile de prédire les comportements réels avec précision. Il s'agit alors pour l'ingénieur de faire les choix les plus plausibles possibles en adéquation avec la complexité du projet et du temps à disposition.

Dans un premier temps nous allons passer en revue la littérature scientifique englobant ce sujet spécifique. Le but est de connaître l'état de l'art actuel lié aux incertitudes de la modélisation.

Dans un deuxième temps, nous allons étudier un cas typique d'incertitude dans la modélisation, c'est-à-dire les redistributions d'efforts entre les murs et les colonnes. En effet, lors d'un stage en bureau d'ingénieur, j'ai appris d'un ingénieur expérimenté qu'un modèle 3D, si l'on n'y prête pas garde, aura tendance à décharger les colonnes au profit des murs comparé à un modèle 2D. C'est pourquoi nous effectuons une analyse de sensibilité des principaux paramètres sur l'effort normal d'une colonne du rez-de-chaussée. Le but est de déduire l'impact des choix de modélisation sur le comportement de la structure et ainsi d'en connaître les paramètres les plus influents (et qu'il ne faudrait donc pas négliger) et ceci pour quelle grandeur de bâtiment. Cette analyse est réalisée sur un bâtiment fictif aux proportions et caractéristiques s'approchant le plus possible de la réalité. Le but final serait de pouvoir mieux comprendre les implications des choix de modélisation et de connaître quel type d'analyse est appropriée selon la grandeur du bâtiment.

2. Revue de la littérature concernant les incertitudes de modélisation

Les questionnements sur les incertitudes liées à la modélisation au sens global sont apparus en même temps que le développement des grands bâtiments. Effectivement, certains effets qui pouvaient être négligeables pour des bâtiments de 3-4 étages ne le sont plus du tout pour des bâtiments de hauteur plus conséquente.

Peu de littérature scientifique existe sur le domaine spécifique des incertitudes liées aux modélisations de structures en béton. Cependant, de nombreux ingénieurs ont réalisé des études sur la modélisation et de l'influence d'effets particuliers sur le comportement d'une structure. Par conséquent, nous résumons différentes études traitant de phénomènes spécifiques influençant les modèles en éléments finis.

2.1. Influence des effets différés du béton

Dans une publication de la *fib* [1], on retrouve une analyse des phénomènes différés (dépendant de la variable temps) et de leur influence sur la conception des grands bâtiments en béton. L'étude des raccourcissements verticaux est particulièrement intéressante car les paramètres ayant une influence sur

ce phénomène y sont listés. L'évolution de ces phénomènes est donc liée autant aux propriétés du matériau (résistance en compression, module d'élasticité initial, fluage et retrait) qu'aux choix de conceptions (section transversale, barres d'armature présentes, séquence de construction, conditions environnementales, etc...). Zirnbauer et Müller [2] étudient une tour de 146 mètres de hauteur à Munich et remarquent que les effets différés ne sont pas négligeable. Effectivement, le fluage et le retrait n'agissant pas dans les mêmes proportions entre les murs et les colonnes, cela peut mener à des déformations différentielles. On sait généralement que les colonnes sont plus sollicitées que les murs (le rapport de la contrainte axiale entre les murs et les colonnes varie entre 0.2 et 0.5 [3]) et subissent donc plus de déformations liées au fluage. D'autre part, les colonnes réalisées en béton préfabriqué (pour 95% d'entre elles en Suisse) subissent beaucoup moins de déformation dues au retrait du béton que les murs habituellement coulés sur place. Effectivement, le retrait des colonnes préfabriquées se déroule essentiellement dans les usines et seulement une très faible partie de ce phénomène s'effectue après leur installation sur chantier.

Ainsi, si les deux phénomènes ne se compensent pas et qu'il subsiste une déformation différentielle alors cela peut être problématique. Effectivement, cela implique que la distribution des charges obtenues par une modélisation classique n'est pas conforme avec la réalité. Ainsi, vu que les éléments (colonnes ou murs) ne sont pas dimensionnés pour les charges réelles, ils auront tendances à se déformer et donc retransmettre ces charges aux autres éléments via la dalle qui les connecte. Les implications de ces transferts de charges sont nombreuses et sont traitées plus en détails au §5.

Une autre étude sur la Prime Tower de Zürich de 126 mètres de haut menée par T. Ulaga [4] conduit à des constatations similaires. Effectivement, il y est démontré qu'avec la hauteur les petits déplacements

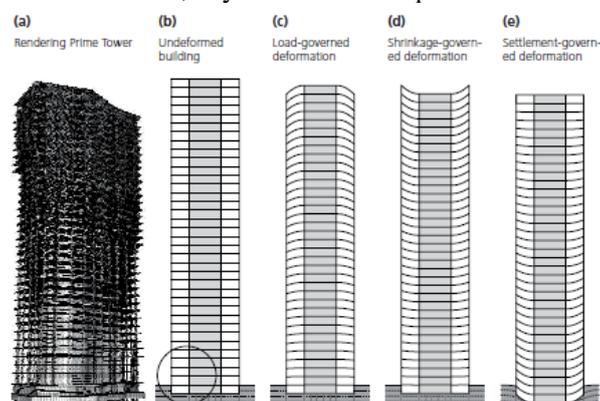


Figure 1 : Schéma des différents déformations menant à des redistributions de charges dans les grands bâtiments [5]

induits par le fluage, le retrait et les tassements de fondation s'accumulent et conduisent au final à de grandes déformations différentielles entre les divers éléments menant à de grandes redistributions de charges, voir Figure 1.

Il rappelle que ces paramètres sont difficiles à estimer (fluage, retrait et tassement différentiel), c'est pourquoi il est plus rationnel selon lui de procéder à une analyse de sensibilité afin de connaître les différentes bornes d'un projet. De même, il propose de limiter ces redistribution en optimisant les matériaux, la géométrie, l'armature et le concept général statique.

Cette même conclusion est à la base de la conception de la plus haute tour du monde, la Burj Dubai Tower de plus de 1000 mètres de hauteur par l'équipe de W.F. Baker [5]. En effet, les ingénieurs ont conçu chacun des éléments structurels (murs et colonnes) de telle manière à ce qu'ils expérimentent exactement la même contrainte et possèdent les mêmes épaisseurs. De la sorte, les déformations dues au fluage et au retrait sont équivalentes pour tous les éléments. Cela éradique alors les déformations différentielles et donc les redistributions de charges entre murs et colonnes.

2.2. Influence de la modélisation des fondations

L'étude de Fastabend et al. [6] se penche sur le même sujet et s'intéresse plus particulièrement aux rigidités des fondations et des dalles. Si la modélisation de la fondation est réalisée comme une poutre sur des ressorts (voir Figure 2 (a)), cela va alors induire un tassement au niveau du noyau puisque c'est généralement au travers de ce dernier que descendent la majorité des charges. Ce tassement du noyau induit une participation des dalles des étages supérieurs, entravées par les colonnes, afin de limiter cette déformation. Dans ce cas de figure, les murs vont donc redistribuer une partie de leurs charges aux colonnes et les efforts internes de ces dernières risquent d'être surévalués.

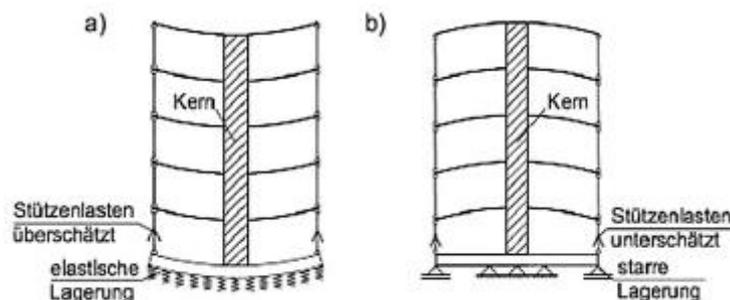


Figure 2: (a) Modèle avec fondations sur ressorts et (b) modèle avec fondations rigides [7]

Si le choix de la modélisation des fondations se porte plutôt sur des appuis complètement rigides (voir Figure 2 (b)), alors on s'aperçoit que les colonnes sont généralement beaucoup plus sollicitées que les murs et que par conséquent il faut s'attendre à des déformations plus grandes dans les colonnes. Toutefois, les colonnes ne pouvant se déformer librement, étant entravées par les dalles, elles vont alors redistribuer leurs charges aux murs. Ainsi, on obtient avec ce modèle des efforts dans les colonnes qui peuvent être sous-évalués.

Ces redistributions d'efforts provenant des choix de modélisation sont déjà à considérer pour des bâtiments de 5 à 6 étages selon cette publication. De même, les auteurs proposent que ces phénomènes soient gérés en jouant avec les modules d'élasticité des différents éléments afin de limiter toute déformation différentielle liée uniquement à l'approximation de la modélisation et non au comportement réelle.

Une des préoccupations classiques et récurrentes liée à aux fondations est la redistribution de charges due à des tassements différentiels entre les colonnes périphériques et les murs composant le noyau. Ces déplacements entravés par la connexion monolithique avec la dalle créent des contraintes dans les différents éléments, ce qui peut conduire à des situations d'efforts internes absolument imprévues par le dimensionnement initial. Une solution avancée pour éviter ces efforts dus à l'entrave des déplacements serait de pourvoir des rotules aux connexions entre les divers éléments structurels comme le propose la *fib* [1]. Cette solution comporte cependant le désavantage de perdre de la redondance dans la structure globale, de réduire la rigidité globale et la capacité à dissiper l'énergie en cas de séisme par exemple.

2.3. Influence de la modélisation des phases de construction

Fintel et Kahn [7], concepteurs de bâtiments toujours plus élevés, sont parmi les premiers à pointer du doigt le problème de la non-conformité d'un calcul d'une structure à l'état fini avec la réalité. Ainsi, un calcul qui applique de manière instantanée les charges sur une structure finie néglige notamment les effets différés affectant le béton, le processus de construction étage par étage, les compensations de hauteur réalisées à chaque étage de même que l'historique du chargement de la structure par paliers et étalé dans le temps. Ces différents paramètres et leurs effets sont présentés à la Figure 3 et seront analysés plus en détail au chapitre §4.

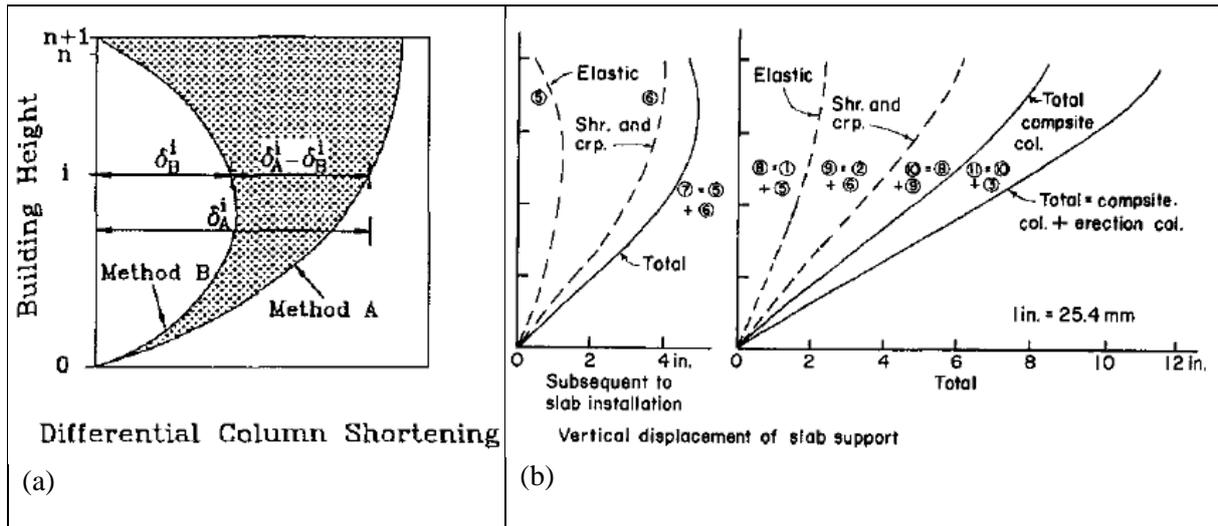


Figure 3: (a) Différence de raccourcissement vertical si l'on considère les compensations pour être à niveau à chaque nouvel étage (Méth. B) ou non (Méth. A) [8], et (b) déplacements verticaux selon si l'on ou non considère les effets différés du béton du type fluage et retrait [9].

Finel, Ghosh & Iyengar [9] proposent des méthodes pour prédire et compenser les raccourcissements verticaux dans les grands bâtiments.

Choi et al. [8] proposent une simplification de la méthode d'analyse en disposant d'un facteur de correction. Beaucoup d'autres articles ont été écrits sur des méthodes simplifiées d'analyse du raccourcissement des colonnes ([10], [11], [12], [13], [14]) et nombre d'autres sur différentes méthodes de compensation de ces raccourcissements ([15], [16], [17], [18]). Sobek & al. [19] analysent aussi une tour de plus d'une centaine de mètres à Munich. Ils s'intéressent plus particulièrement à la complexité de la modélisation. Pour ce faire ils ont créé trois différents modèles, l'un en deux dimensions, un autre en trois dimensions et le dernier en trois dimensions mais en considérant en plus les étapes de construction. Il en résulte que plus le bâtiment gagne en hauteur, plus les différences se font grandes. Comme l'on peut s'y attendre, le modèle en deux dimensions donne des charges égales à chaque étage alors que les modèles en trois dimensions induisent des répartitions de charges différentes en fonction des étages. Des études similaires sur des cas concrets sont réalisées par Matar & Faschan [20], Cargino, Debernardi et al. [21] ou encore Jankowski et Yilmaz [22] relevant tous de l'importance de la prise en compte des étapes de construction pour le dimensionnement des éléments structurels. Jayasinghe et Jayasena [23] effectuent une analyse de sensibilité justement sur l'influence de la considération des étapes de construction et de leur durée en fonction de la hauteur de bâtiments. Leurs résultats démontrent que l'écart entre des modèles considérant ou non ce phénomène augmente avec la grandeur du bâtiment.

Ainsi, tant le rythme que le phasage (séquençages de réalisation des différents éléments structurels) des étapes de construction ont des influences considérables sur les efforts internes des différents éléments.

Ce que l'on peut retenir de ces différents articles est que les raccourcissements verticaux sont à prendre très au sérieux d'une part, et de l'autre qu'il ne faut absolument pas négliger le processus de compensation de ces tassements (réalisées afin de garantir que chaque dalle soit le plus plane possible et à la bonne hauteur) mis en place sur chantier pour des grands bâtiments.

L'étude de Kurc et Lulec [24] analyse et compare différentes approches pour estimer les efforts dans les colonnes dans des grands bâtiments. C'est donc sur un cas d'étude réel, un bâtiment de 37 étages réalisé en Turquie, qu'ils comparent la méthode simple statique linéaire avec la méthode prenant en compte les étapes de construction avec ou sans considération des effets différés. De plus, ils font varier le taux d'armature présent dans les colonnes, voir Figure 4.

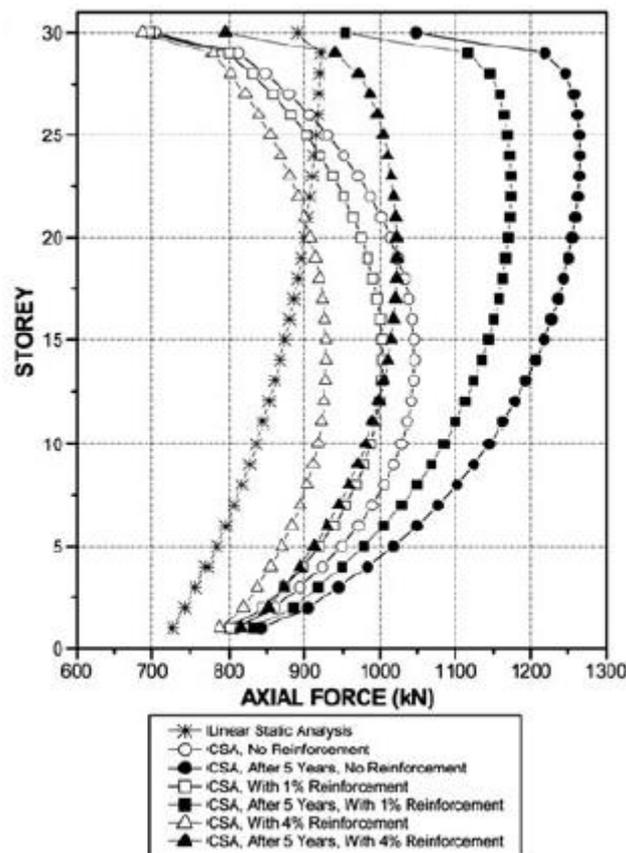


Figure 4: Force transféré par étage des colonnes aux murs selon différentes méthodes d'analyse et différents taux d'armature [24]

La Figure 4 laisse tout d'abord aisément remarquer que l'approche ne considérant pas les étapes de construction conduit à des répartitions d'efforts significativement différents. D'autre part, on remarque

que la modélisation de l'armature joue un rôle déterminant si l'on considère les effets différés. Ainsi, les effets du retrait et du fluage sont atténués par la présence des armatures, qui reprennent plus d'efforts à mesure que le béton se raccourcit. Ainsi, il est facilement observable à la Figure 4 que plus le taux d'armature est grand, plus le transfert de charge de la colonne au mur est réduit.

2.4. Influence du facteur humain dans la modélisation

Froderberg dans son doctorat [25] s'intéresse de plus près au facteur humain dans les erreurs menant à des ruptures, se basant sur une étude relevant que 50% des erreurs ayant conduit à la ruine d'un ouvrage étaient le fait d'ingénieurs. Il crée alors un questionnaire sous forme de test qu'il soumet à une quinzaine d'ingénieur expérimentés, ceci dans le but de mieux saisir l'importance du facteur humain dans la compréhension d'un problème de dimensionnement classique de structure, et notamment dans la concrétisation de cette compréhension au moyen de la modélisation par éléments finis. Il en a résulté que des différences majeures sont apparues entre les résultats des différents ingénieurs, de l'ordre de facteurs allant de 2 à 67 selon les différentes réactions d'appuis ou efforts internes. L'analyse des différences a montré qu'il y avait quelques problèmes de compréhension dans la modélisation (non prise en compte des différentes rigidités des éléments par ex.). En somme, il en déduit que l'utilisation d'outils très pointus et opaques dans leur fonctionnement empêche le développement de la pensée conceptuelle. Par conséquent, Froderberg tire la conclusion que beaucoup d'ingénieurs se préoccupent trop des détails de modélisation d'importance souvent secondaire, et pas assez sur la compréhension globale du comportement de la structure.

2.5. Monitoring du comportement réel d'une structure et comparaison avec le comportement modélisé

La comparaison entre la modélisation et le comportement réel est au centre de nos préoccupations et certaines entreprises ont disposé des fibres optiques dans des structures en béton afin de s'assurer du bon comportement de l'ouvrage et permettant dans le même temps de comparer les comportements réels et modélisés. Ainsi, Glisic et al [26] rendent un retour d'expérience d'un monitoring d'un grand bâtiment à Singapour sur une dizaine d'années. Comme on peut le voir à la Figure 5, certaines colonnes expérimentent des déformations et par conséquent des contraintes relativement différentes des comportements modélisés lors du dimensionnement. Typiquement, il résulte de leur analyse que le

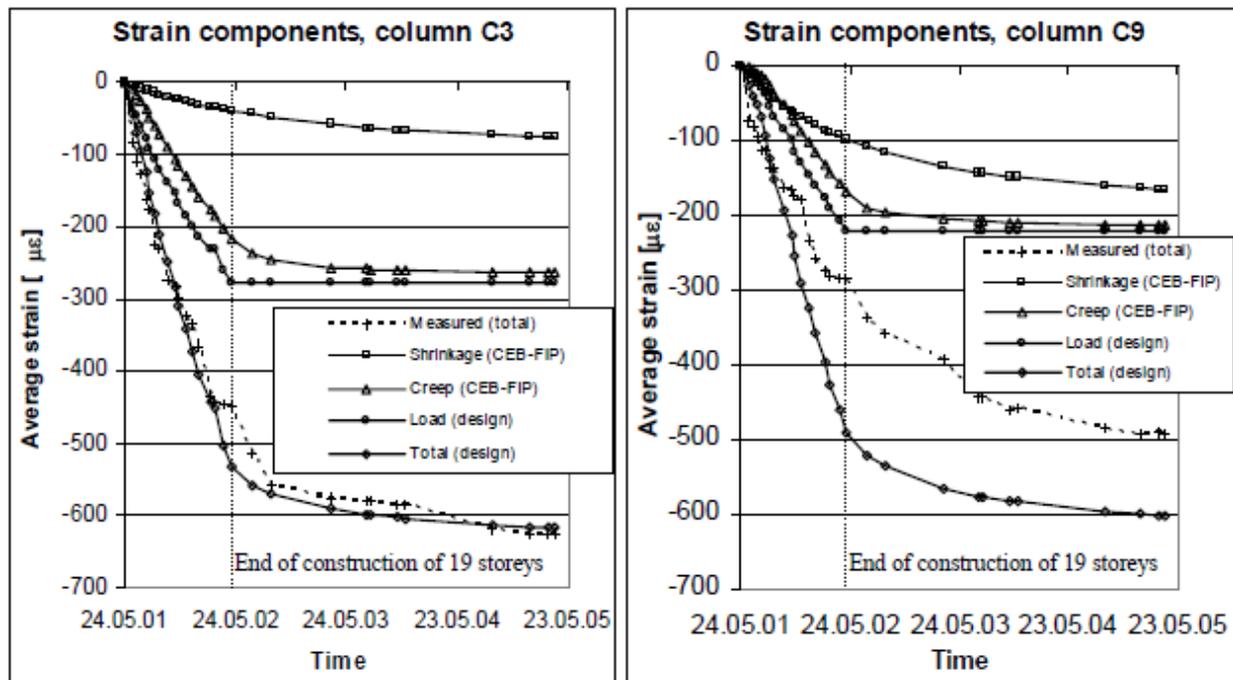


Figure 5: Composantes des déformations verticales pour la colonne C3 à gauche et C9 à droite

comportement de la colonne C3 a probablement été influencé par un tassement local de fondation, alors que la réduction de charge de la colonne C9 du modèle par rapport à la réalité est potentiellement dû à une redistribution des charges vers le noyau plus rigide ou moins sujet au fluage car moins sollicité.

Ces deux exemples sont la preuve que les comportements réels peuvent sensiblement différer que ceux normalement prévus par le dimensionnement et que la modélisation (ou alors le facteur de sécurité) doit

prendre en considération tous les phénomènes jouant un rôle dans la redistribution des efforts tels que les effets rhéologiques (retrait et fluage) et les tassements de fondation.

2.6. Remarques sur les programmes en éléments finis

Au niveau des programme statique d'éléments finis, certains confirment les inquiétudes quant à la modélisation des colonnes, le développeur CUBUS explique notamment dans son manuel [27] : « *Les colonnes ont en général un béton de meilleure qualité que la dalle et que les parois ; elles sont en outre fortement armées. Tout cela leur donne une rigidité importante. Si ces rigidités ne sont pas correctes, en particulier si le rapport entre la rigidité des colonnes et celle des parois n'est pas respecté, les réactions des colonnes peuvent être transmises de façon marquante aux parois, la dalle opérant une redistribution. Les réactions des colonnes risquent d'être ainsi dangereusement sous-estimées, et la sécurité au poinçonnement semblera faussement haute. Si l'utilisateur utilise le même béton pour le calcul des colonnes et de la dalle, il peut aisément corriger cet effet en définissant pour les colonnes un facteur $fE > 1.0$.* ». Il est très intéressant de constater que le problème des répartitions de charges est pris au sérieux par les développeurs. Evidemment, on ne peut en tirer de conclusions trop hâtives puisque le point de vue du développeur est de se prémunir de tous les risques. Toutefois, on peut remarquer que le développeur préconise à l'ingénieur de contrôler la répartition des charges entre murs et colonnes. Ainsi, si cette répartition n'est pas plausible, on peut alors augmenter la rigidité jusqu'à ce qu'on obtienne quelque chose de plus cohérent. Cependant, le nœud du problème réside exactement à cet endroit, là où l'ingénieur doit analyser puis juger de la pertinence des répartitions des charges entre murs et colonnes. On peut logiquement s'attendre à ce que l'expérience de l'ingénieur soit utilisée afin de détecter des répartitions peu plausibles. Pourtant, on est en droit de se demander si cela ne serait-il pas valable uniquement pour les modèles simples dont le comportement est aisément prévisible, alors quid des modélisations complexes ?

2.7. Synthèse de la revue de littérature

Des considérations, des études et des modèles plus poussées sont systématiquement menées s'agissant de l'exécution d'un projet de grand bâtiment. Cependant il n'est pas évident de savoir à partir de quelle

hauteur ces considérations sont-elles importantes et si l'on peut les négliger pour les constructions standards.

Les phénomènes prépondérants ayant des effets significatifs sur la redistribution d'efforts sont les étapes de construction dans leur phasage et leur durée, la mise en charge par paliers, les effets différés induits tels que le fluage et le retrait en combinaison avec le taux d'armature, le niveau de fissuration des dalles, la modélisation des fondations ou encore les tassements de fondation différentiel.

On a aussi pu s'apercevoir que des comportements réels mesurés différaient parfois significativement des comportements calculés. Ces résultats de monitoring dans les structures confortent l'idée que la modélisation est sujette à des erreurs et que la structure ne va pas forcément fonctionner comme on l'a dimensionnée.

L'étude soumettant un même problème à plusieurs ingénieurs nous montre aussi que nonobstant l'existence de plusieurs approches pour un même cas, certaines approximations dans la modélisation peuvent conduire à des sous-estimations ou surestimations relativement grandes aux conséquences potentiellement fâcheuses.

3. Analyse de sensibilité

Dans cette partie, nous analysons l'effet de différents paramètres d'une modélisation sur l'effort normal d'une colonne au rez-de-chaussée d'un bâtiment. Il s'agit de pouvoir mieux appréhender l'effet de ces paramètres en fonction de la taille du bâtiment, c'est pourquoi il a été choisi dans d'analyser cet ouvrage pour 4, 8 et 32 étages.

3.1. Buts de l'étude :

Le premier objectif est de comparer les différences entre un modèle standard (où l'utilisateur ne modifie pas les paramètres par défauts) avec un modèle raffiné considérant tous les paramètres. L'idée d'appréhender un peu mieux l'ordre de grandeur de la variation de l'effort normal dans une colonne suivant les approches.

Un deuxième but est d'évaluer l'effet des différents paramètres pour en ressortir des tendances générales. On vise à en déduire l'importance de leur considération en connaissant mieux l'influence de chaque paramètre.

Une troisième étude vise à étudier de plus près la variance globale. En considérant le choix de chaque paramètre comme aléatoire et en prenant la moyenne comme référence, on souhaite analyser si des tendances claires dans le coefficient de variation se dégagent selon les étages.

Un dernier but est de créer un code Matlab permettant de calculer plus précisément le tassement d'une colonne. Ainsi, le fait de créer soi-même un code permet d'avoir le contrôle sur les paramètres clés. L'objectif est de pouvoir le comparer avec les résultats des approches des programmes en éléments finis, dont les manières de calculer restent opaques.

3.2. Paramètres analysés

Nous avons tenté de faire varier tous les paramètres dans tous les modèles pour comparer les choix et approximations les plus basiques avec les modèles les plus précis. Cependant, nous nous sommes retrouvés confrontés à une limitation de la comparaison des paramètres due aux fonctionnalités propres à chaque programme. Ainsi, CEDRUS ne permet pas par exemple de modéliser une déformation imposée sur une surface, rendant impossible la modélisation du retrait affectant les murs.

De même, le module « phases de construction » de SCIA permet uniquement de modéliser des appuis ponctuels, rendant ainsi impossible l'analyse de sensibilité des sols de fondation. En théorie, ce module permet également de modéliser les effets différés du béton de même que l'évolution de son module d'élasticité. Cependant, nous n'avons pas obtenu de différences de résultats en activant ou non ces options. C'est pourquoi cette approche n'a été considérée dans l'analyse de sensibilité. De ce fait, la comparaison des différentes approches de modélisation a été réalisée de manière qualitative au §3.6.

L'étude de sensibilité a donc été effectuée uniquement selon les approches « étage par étage » qui sera appelé « 2D » et globale en trois dimensions, appelée « 3D ».

3.2.1. Approches de calcul

Le premier paramètre est le type d'approche utilisée. Ainsi, on réalise l'analyse du même bâtiment avec une approche étage par étage avec ou sans considération des effets différés, une approche en trois dimensions avec ou sans effets différés.

La modélisation du type « étage par étage » est réalisée avec l'aide du programme en élément fini CEDRUS provenant de la suite CUBUS. Les calculs réalisés sont linéaire élastiques et ne considère pas la temporalité du chargement ni de la construction. Les modélisations du type 3D sont réalisées avec l'aide du programme aux éléments finis SCIA. De la même manière, les calculs sont élastiques linéaires et considèrent une structure et un chargement créés instantanément au stade final de la construction.

3.2.2. Effets différés du béton

Nous avons analysé notre bâtiment soit en considérant le retrait et le fluage dans les colonnes et les murs ou pas du tout.

Concernant le retrait, l'hypothèse que seuls les murs étaient sujets à ce phénomène a été émise. Effectivement, basé sur la connaissance que pratiquement toutes les colonnes des bâtiments sont réalisées en préfabriqué, on en déduit que la plus grande part du retrait des colonnes s'est déjà passé dans l'usine de préfabrication, qui de plus atténue ce phénomène de manière conséquente en soignant particulièrement la cure.

Pour le fluage, nous avons considéré un facteur de fluage à long terme $\phi = 2$. Par conséquent, nous avons simplement réduit le module d'élasticité des colonnes et des murs de ce facteur. Ainsi, les modules d'élasticité effectives s'en trouvent modifiés de la façon suivante $E_{eff} = \frac{E_0}{1+\phi}$.

3.2.3. Connexions colonne-dalle et mur-dalle

L'analyse est aussi effectuée en variant le type de connexions entre colonnes et dalles et murs et dalles. Ainsi nous étudions les deux bornes, c'est-à-dire soit complètement encastrée ou soit complètement rotulée.

3.2.4. Rigidité des planchers-dalles

Ensuite nous considérons la rigidité de la dalle en fonction de l'hypothèse sur sa fissuration. Notre analyse étudie de nouveau les deux bornes, c'est-à-dire soit rigide avec un module de Young inaltéré, soit fissuré. L'hypothèse prise pour considérer cet état de fissuration est basé soit de manière empirique sur les valeurs communément prises par différents bureaux d'ingénieurs, soit sur les valeurs admises par différents ouvrages scientifiques considérant cette fissuration pour les calculs de dynamique des structures [28]. Ces deux références coïncident et la rigidité effective est donc approximée à $E_{eff} = 0.3 * E_0$.

3.2.5. Modélisation du sol de fondation

Quant à la rigidité du sol de fondation, nous avons choisi de comparer le cas standard où les fondations sont rigides avec des cas où un sol de différente qualité est choisi basé sur un modèle à ressorts. Il est modélisé soit complètement rigide, soit avec un comportement élastique variant entre les valeurs communément admises pour un bon ou un mauvais sol, les valeurs admises pour la rigidité du sol sont présentées au tableau suivant.

| Type, qualité | Rocher | Mauvais, argileux | Moyen, sableux | Bon, sable compacté |
|-----------------|--------------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Rigidité du sol | $k_s \cong \infty$ | $k_s = 20 \text{ MN}/\text{m}^3$ | $k_s = 60 \text{ MN}/\text{m}^3$ | $k_s = 120 \text{ MN}/\text{m}^3$ |

Tableau 1: Différentes rigidité du sol de fondation étudiées

A noter, nous y reviendrons plus tard, que les différences de sol de fondations n'ont une influence que sur les modèles en 3D. Effectivement, l'approche du type étage par étage ne prend pas en considération les déformations des étages inférieurs pour calculer la distribution des charges à un étage particulier.

3.2.6. Rigidité des colonnes

L'influence de la rigidité des colonnes a été analysée de même que la considération de l'armature ou non. On a choisi la borne inférieure comme ayant le même béton que la dalle et les murs. Ensuite, on a utilisé un béton couramment utilisé pour les colonnes préfabriquées, qu'on a considéré avec ou sans prise en compte de l'armature. Pour des questions de simplifications (et aussi parce que l'information est gardée secrète par les constructeurs d'éléments préfabriqués en béton) nous avons choisi un taux d'armature $\rho = 8\%$ qui correspond au taux maximum prescrit par la norme suisse SIA 262 §5.5.4.5

(2013). Nous avons aussi analysé un cas où nous avons pris un béton de bonne qualité auquel nous avons appliqué un facteur $f_E = 5$ sur le module d'élasticité afin d'avoir une borne supérieur d'une colonne pratiquement aussi rigide que l'acier, se rapprochant des colonnes préfabriquées fortement armées.

Ainsi les différents matériaux et leur rigidité sont présentés dans le tableau ci-dessous.

| Type de béton | C30/37 | C80/85 | C80/85, $\rho = 8\%$ | C40/50, $f_E = 5$ |
|-------------------------|--------|--------|----------------------|-------------------|
| Module de Young E [MPa] | 33'600 | 44'400 | 56'000 | 182'000 |

Figure 6: Caractéristiques des matériaux des différentes colonnes

A noter que la rigidité de la colonne en C80/85 considérant les armatures a été calculé en prenant calculant une rigidité équivalente de la manière suivante :

$$E_{equ} = \frac{E_C * A_C + E_S * A_S}{A_{tot}}$$

3.2.7. Résumé des paramètres étudiés

Le modèle a été calculé pour toutes les combinaisons des paramètres évoquées ci-dessus. Les différentes combinaisons analysées sont représentées dans le graphique ci-dessous

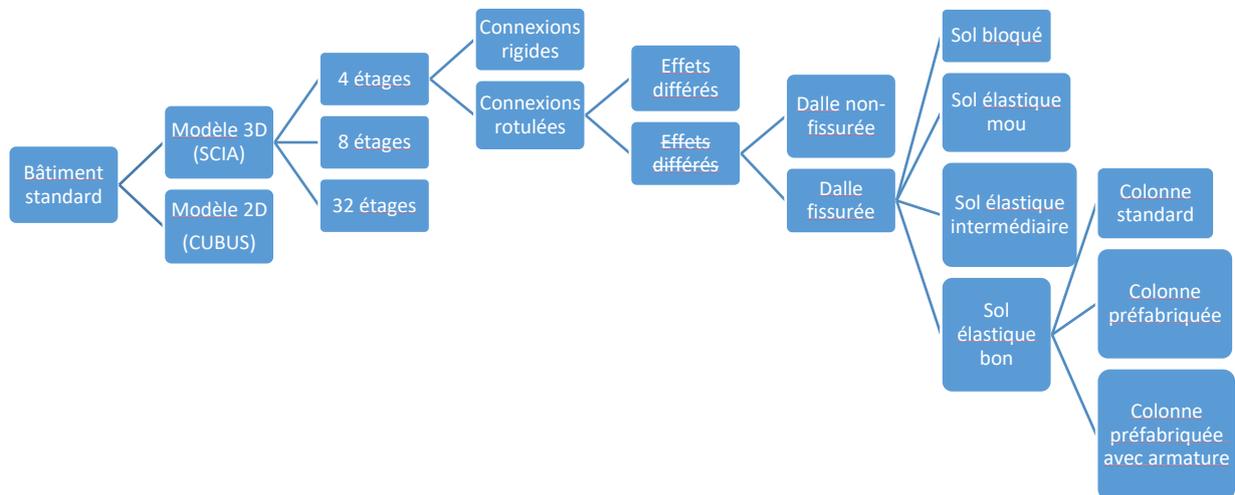


Figure 7: Schéma des combinaisons de modélisations réalisées

3.3. Description du cas d'étude

Afin d'effectuer notre analyse de sensibilité, nous avons opté pour un modèle le plus simple possible comportant à la fois des murs et des colonnes. Les murs sont disposés au centre comme c'est le cas pour de nombreux bâtiments où ils constituent le noyau résistant notamment aux forces latérales. Par ailleurs, les travées entre les éléments porteurs et les dimensions de ces derniers ont été choisies pour que ce soit un modèle tout à fait plausible. Les colonnes sont disposées de manière périphériques.

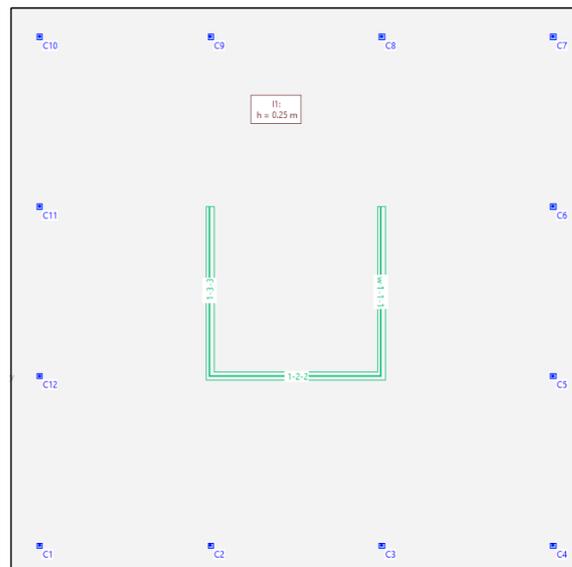


Figure 8: Géométrie de la dalle type avec les appuis murs et colonnes (modèle CEDRUS)

Le tableau ci-dessous regroupe les caractéristiques géométriques principales du modèle. Les colonnes ont été choisies pour qu'elles soient assez fine, dans le but de maximiser leur sollicitation et ainsi de pouvoir mieux juger de l'effet du fluage. Un même type de réflexion nous a mené à choisir une épaisseur de mur conséquente, afin que le phénomène de retrait y soit beaucoup plus prononcé que pour les colonnes.

| Type d'élément | Dimensions |
|--------------------------------|-----------------------------------|
| Dalle | 20.0 x 20.0 x 0.25 m ³ |
| Colonnes | 0.2 x 0.2 x 3.0 m ³ |
| Murs | 6.0 x 0.3 x 3.0 m ³ |
| Portée entre éléments porteurs | 6.0 m |

Tableau 2: Description de la géométrie des éléments principaux du cas d'étude

Concernant les matériaux utilisés pour les dalles et les murs, nous avons choisi la classe de béton la plus répandue à l'heure actuelle en Suisse pour ce type d'éléments, c'est-à-dire du C30/37.

3.4. Analyse de l'influence des paramètres

Dans ce chapitre nous essayons de donner des tendances pour percevoir un peu mieux l'influence de chacun des paramètres résumés au §3.2.7. Ainsi, les maximums des variations ont été choisis pour caractériser les tendances générales. Effectivement, cela ne faisait aucun sens de réaliser des moyennes puisque les paramètres n'ont pas été choisis aléatoirement. Bien que cette démarche soit moins scientifique dans le sens statistique du terme, elle a cependant le mérite de donner des ordres de grandeur. Ces derniers sont utiles afin de quantifier de manière qualitative l'effet d'une modification d'un paramètre sur l'effort normal d'une colonne.

3.4.1. Variation globale

Dans ce sous-chapitre, nous traitons des différences des diverses combinaisons avec comme cas de référence le cas standard par défaut où l'utilisateur ne change aucun paramètre. Ainsi, a été choisi le cas où les connexions entre les murs, les colonnes et la dalle sont rigides, où tous les éléments sont modélisés avec le même béton en prenant pas en compte ni la fissuration de la dalle et ni les effets différés, où un sol de fondation complètement rigide est considéré et où une analyse instantanée au temps final est réalisée. Les pourcentages du tableau ci-dessous représentent le maximum des différences entre le cas standard et les autres combinaisons.

| Nombre d'étages | 2D | 3D |
|-----------------|------|-------|
| 4 étages | <20% | <11% |
| 8 étages | <20% | <32% |
| 32 étages | <35% | <147% |

Tableau 3: Maximum des différences en pourcentages entre le cas standard et les autres combinaisons en fonction de l'approche de modélisation

On remarque que l'ordre de grandeur des variations est conséquent et que ces dernières sont beaucoup plus influencées par la grandeur du bâtiment s'il a été modélisé en 3D. Des analyses des influences de chaque paramètre indépendamment des autres sont présentées dans les prochains sous-chapitres.

3.4.2. Influence de la rigidité des colonnes

De manière générale, entre une colonne avec la même rigidité que les murs et une colonne préfabriquée avec un taux d'armature de 8%, les tendances sont résumées pour les approches 3D et 2D respectivement au Tableau 4 et au Tableau 5. Les pourcentages de différences sont obtenus de la manière suivante :

$$\Delta(\%) = \left(1 - \frac{N_{C30}}{N_{C80/\rho=8\%}} \right) * 100$$

| Nombre d'étages | Sans effets différés | Avec effets différés |
|-----------------|----------------------|----------------------|
| 4 étages | <4% | <10% |
| 8 étages | <10% | <15% |
| 32 étages | <28% | <40% |

Tableau 4: Borne supérieure des différences en pourcentages entre les modèles avec des colonnes du même béton que les murs, et ceux avec des colonnes de type préfabriquées pour l'approche 3D

| Nombre d'étages | Sans effets différés | Avec effets différés |
|-----------------|----------------------|----------------------|
| 4 étages | <11% | <11% |
| 8 étages | <5% | <19% |
| 32 étages | <13% | <45% |

Tableau 5: Borne supérieure des différences en pourcentages entre les modèles avec des colonnes du même béton que les murs, et ceux avec des colonnes de type préfabriquées pour l'approche 2D

Comme attendu, plus la colonne est rigide, moins elle se déforme et donc plus elle attire d'efforts. Par ailleurs, Les maximums des variations proviennent toujours de modèles avec des dalles non-fissurées. La modélisation de la fissuration des dalles réduit la variation de l'ordre d'un facteur 2. Les variations sont sensiblement les mêmes si les effets différés sont considérés. Sans les effets différés, la tendance d'une augmentation de la variation avec la hauteur est claire pour les modèles 3D mais pas pour ceux réalisées avec l'approche 2D.

Le comportement de suspension des colonnes aux dalles après leur raccourcissement est schématisé à la Figure 9. En définitive, moins la colonne est rigide, plus elle va se déformer comparativement aux murs et donc moins elle va attirer d'efforts. Les variations ne sont pas négligeables même pour un bâtiment de 4 étages et il est nous paraît plutôt évident de modéliser la colonne avec le béton spécifique utilisé sur chantier, car si on sous-estime sa rigidité dans le modèle, les efforts réels attirés peuvent

s'avérer être significativement plus grands. Les implications de ces sous-estimations d'efforts ont le potentiel de conduire à des problèmes de poinçonnement autour des colonnes et donc de rupture fragile.

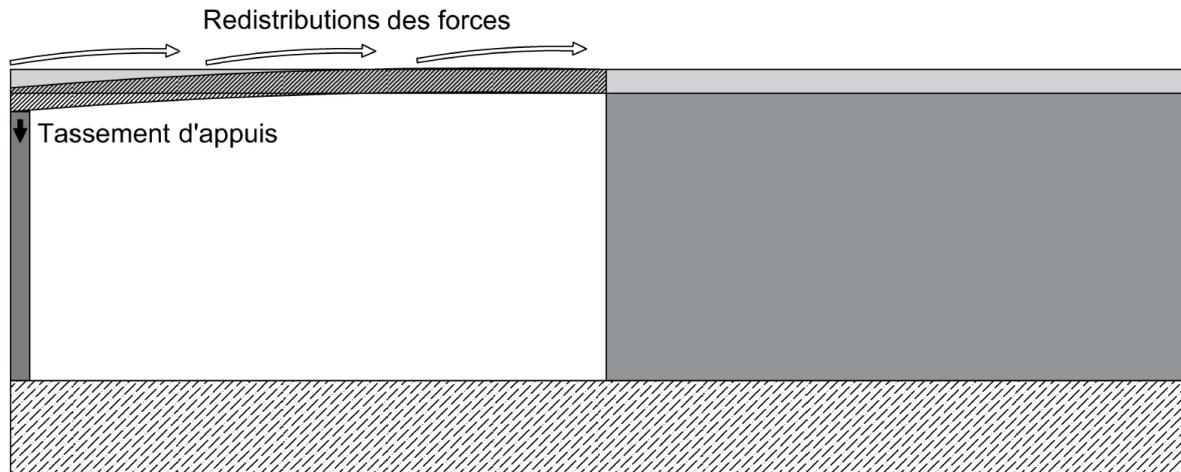


Figure 9: Schéma de la redistribution d'efforts suite à un raccourcissement d'une colonne

3.4.3. Influence de l'armature dans une colonne

On analyse ici plus précisément l'influence de la considération de l'armature avec un taux de 8% ou de sa négligence. Les résultats des variations induites par la prise en compte ou non l'armature dans une section de colonne sont résumés pour les approches 3D et 2D au Tableau 6 et ils sont obtenus de la manière suivante :

$$\Delta(\%) = \left(1 - \frac{N_{C80}}{N_{C80/\rho=8\%}}\right) * 100$$

| Nombre d'étages | Approche 3D | Approche 2D |
|-----------------|-------------|-------------|
| 4 étages | <4% | <7% |
| 8 étages | <7% | <10% |
| 32 étages | <18% | <22% |

Tableau 6: Borne supérieure des différences en pourcentages entre les modèles avec des colonne en considérant un taux d'armature de 8% ou non

A nouveau, la modélisation des barres d'armature augmente la rigidité des colonnes et induit une attraction plus grandes des charges dans les modèles. Globalement, moins la colonne est rigide et plus la prise en compte de l'armature a de l'importance. D'autre part l'effet de l'armature est pratiquement multiplié par un facteur 2 si l'on considère les effets différés.

L'influence de la considération de l'armature dans une section est relativement faible pour un bâtiment de 4 étages. Logiquement, plus le bâtiment devient grand et plus ce paramètre a de l'influence. Cependant, la majorité des bâtiments en Suisse est en-dessous de 8 étages. Par conséquent c'est un niveau de détail qu'on peut négliger seulement si l'on garde à l'esprit l'ordre de grandeur et qu'on puisse le prendre en compte quand on analyse le taux d'utilisation d'une section ou le taux de conformité lors d'une vérification au poinçonnement par exemple.

3.4.4. Influence de la rigidité du sol de fondation

Tout d'abord, nous rappelons ici que la modélisation du sol de fondation n'a aucun effet sur la descente de charge pour l'approche étage par étage (2D). Pour l'approche 3D, les résultats des différences entre les efforts dans les colonnes avec un sol complètement rigide ou un sol mou ($k_s=20\text{MN/m}^3$) sont résumées dans le Tableau 7 et les différences sont obtenues de la manière suivante :

$$\Delta(\%) = \left(1 - \frac{N_{k_s=20\text{MN/m}^3}}{N_{k_s=\infty}}\right) * 100$$

| Nombre d'étages | Dalle non-fissurée | Dalle fissurée |
|-----------------|--------------------|----------------|
| 4 étages | <2% | <2% |
| 8 étages | <10% | <3% |
| 32 étages | <83% | <29% |

Tableau 7: Borne supérieure des différences en pourcentages entre les modèles avec un sol soit complètement rigide soit mou pour l'approche 3D

Pour l'approche 3D, de manière générale la modélisation d'un sol élastique mauvais plutôt que complètement rigide n'a que très peu d'effet pour 4 ou 8 étages, particulièrement si la dalle est fissurée. Pour un grand bâtiment, l'influence devient considérable. Il faut préciser que l'influence est d'autant plus prononcée si toutes les connexions entre éléments sont modélisées de manière rigide. Ainsi, les différences sont multipliées par un facteur 2 pour 32 étages notamment.

La variation doit être comprise selon la tendance qu'en présence d'un sol élastique, un tassement plus prononcé sous les murs du noyau s'établit (cf. Figure 11), engendrant donc un transfert d'une partie des charges des murs aux colonnes, voir Figure 10. En d'autre terme, plus un sol est rigide et moins les colonnes sont chargées comparativement avec un sol plus mou.

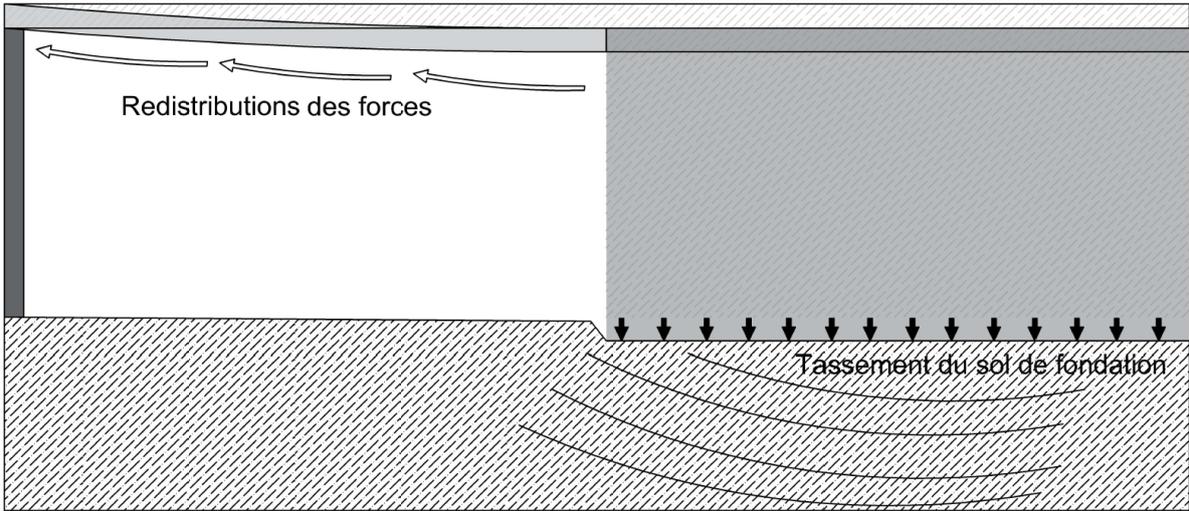


Figure 10: Schéma de la redistribution d'efforts suite au tassement du noyau

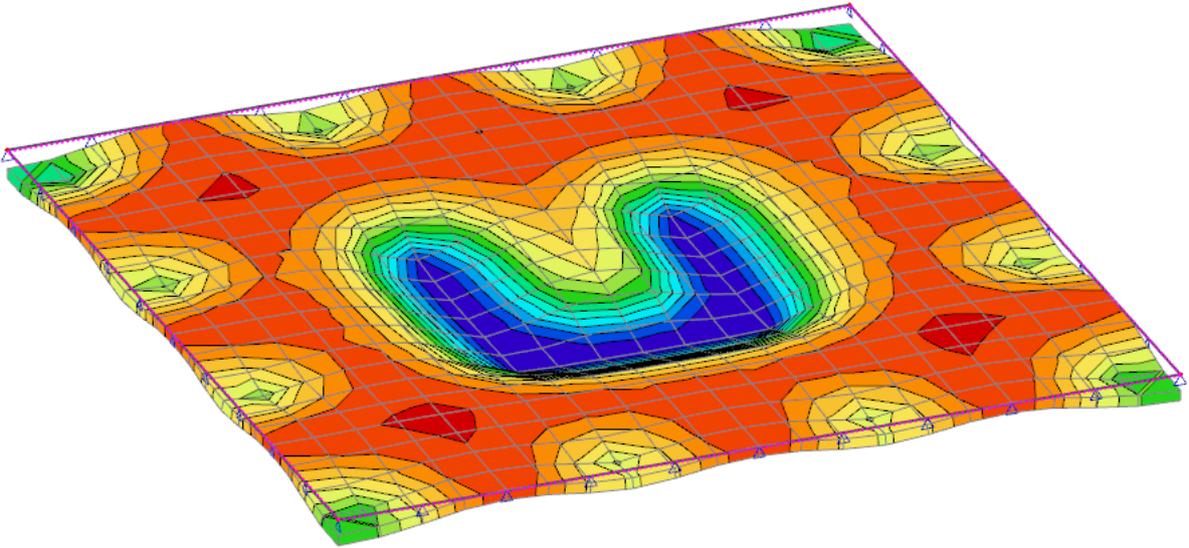


Figure 11: Déformations verticales du radier avec un sol mou (SCIA)

3.4.5. Influence de la fissuration de la dalle

Les tendances de l'influence de la considération de la fissuration des dalles sont résumées pour les approches 3D et 2D respectivement au Tableau 9 et au Tableau 10, et ces variations sont obtenues de la manière suivante :

$$\Delta(\%) = \left(1 - \frac{N_{0.3 * E_0}}{N_{E_0}}\right) * 100$$

Tableau 8:

| Nombre d'étages | Sans effets différés | Avec effets différés |
|-----------------|----------------------|----------------------|
| 4 étages | <8% | <11% |
| 8 étages | <20% | <26% |
| 32 étages | <53% | <53% |

Tableau 9: Borne supérieure des différences en pourcentages entre les modèles considérant la fissuration de la dalle pour l'approche 3D

| Nombre d'étages | Sans effets différés | Avec effets différés |
|-----------------|----------------------|----------------------|
| 4 étages | <10% | <12% |
| 8 étages | <8% | <20% |
| 32 étages | <24% | <48% |

Tableau 10: Borne supérieure des différences en pourcentages entre les modèles considérant la fissuration de la dalle pour l'approche 2D

De manière générale, on peut affirmer que la fissuration de la dalle a beaucoup plus d'influence sur colonne faiblement rigide que pour des colonnes très rigides. De la même manière, l'effet de la fissuration de la dalle pour un sol rigide est environ deux fois plus élevé que pour un sol mou.

La fissuration de la dalle atténue les redistributions d'efforts et donc les colonnes sont plus chargées. En d'autres termes, une dalle fissurée atténue l'entrave des colonnes et des murs et cela diminue les contraintes dues aux déplacements relatifs empêchés. Ce phénomène implique beaucoup moins de redistribution d'efforts et par conséquent le phénomène de suspension de la colonne par la dalle est fortement atténué (voir Figure 12), d'où des efforts plus grands dans les colonnes.

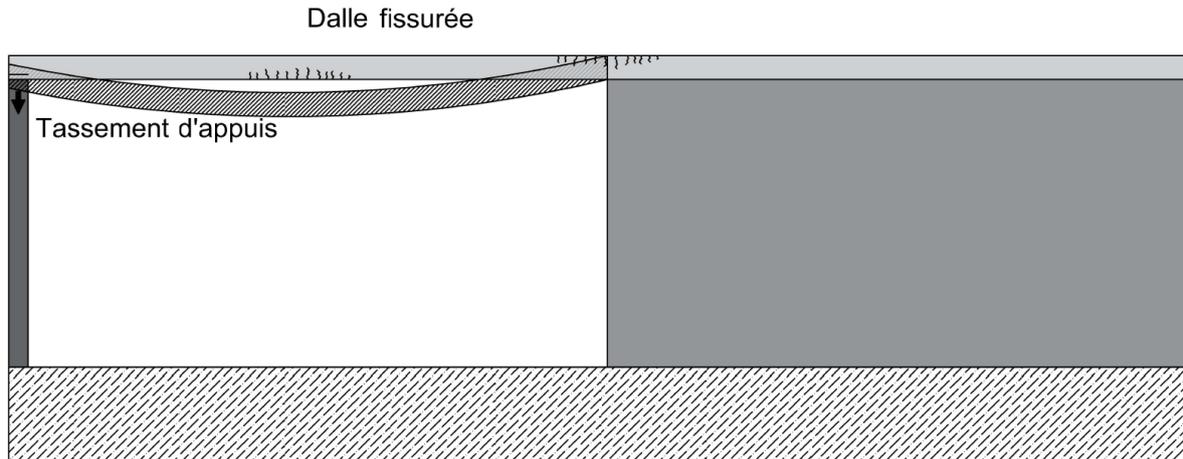


Figure 12: Schéma de la redistribution d'efforts suite à la fissuration de la dalle

3.4.6. Influence de la prise en compte des effets différés du béton

Les tendances de l'influence de la considération des effets différés du béton sont résumées pour les approches 3D et 2D au Tableau 11, et les différences sont obtenues de la manière suivante :

$$\Delta(\%) = \left(1 - \frac{N_{E_0/(1+\phi)}}{N_{E_0}} \right) * 100$$

| Nombre d'étages | Approche 3D | Approche 2D |
|-----------------|-------------|-------------|
| 4 étages | <7% | <8% |
| 8 étages | <16% | <16% |
| 32 étages | <30% | <30% |

Tableau 11: Borne supérieure des différences en pourcentages entre les modèles avec prise en compte des effets différés pour des éléments colonnes et murs

De manière générale, plus le sol de fondation est rigide et moins la colonne est rigide, plus l'influence des effets différés est grande. D'autre part, les tendances dans les écarts sont très similaires entre les deux approches.

La prise en compte des effets différés résulte en une déformation plus prononcés des différents éléments. Plus spécifiquement, avec le l'effet du fluage, les colonnes se tassent plus que les murs et ainsi la considération des effets différés implique un déchargement des colonnes. L'effet du retrait appliqué aux murs raccourcit les murs et ceci résulte en un transfert de charges vers les colonnes. Les effets combinés résultent en un déchargement amoindri des colonnes et donc tout de même une redistribution d'effort des colonnes vers les murs, voir la Figure 13.

Le fait que les colonnes soient déchargées pourrait rassurer l'ingénieur du fait qu'en sans prise en compte de ces phénomènes, on obtient une surestimation des efforts dans les colonnes. Les résultats sont du côté de la sécurité pour les colonnes. Toutefois, aucun effort ne disparaît et par conséquent si les colonnes se déchargent c'est que les murs vont se charger pour compenser. Ainsi, on peut sous-estimer de beaucoup les efforts dans les murs et les problèmes d'efforts tranchant et de poinçonnement aux abords murs peuvent être critiques.

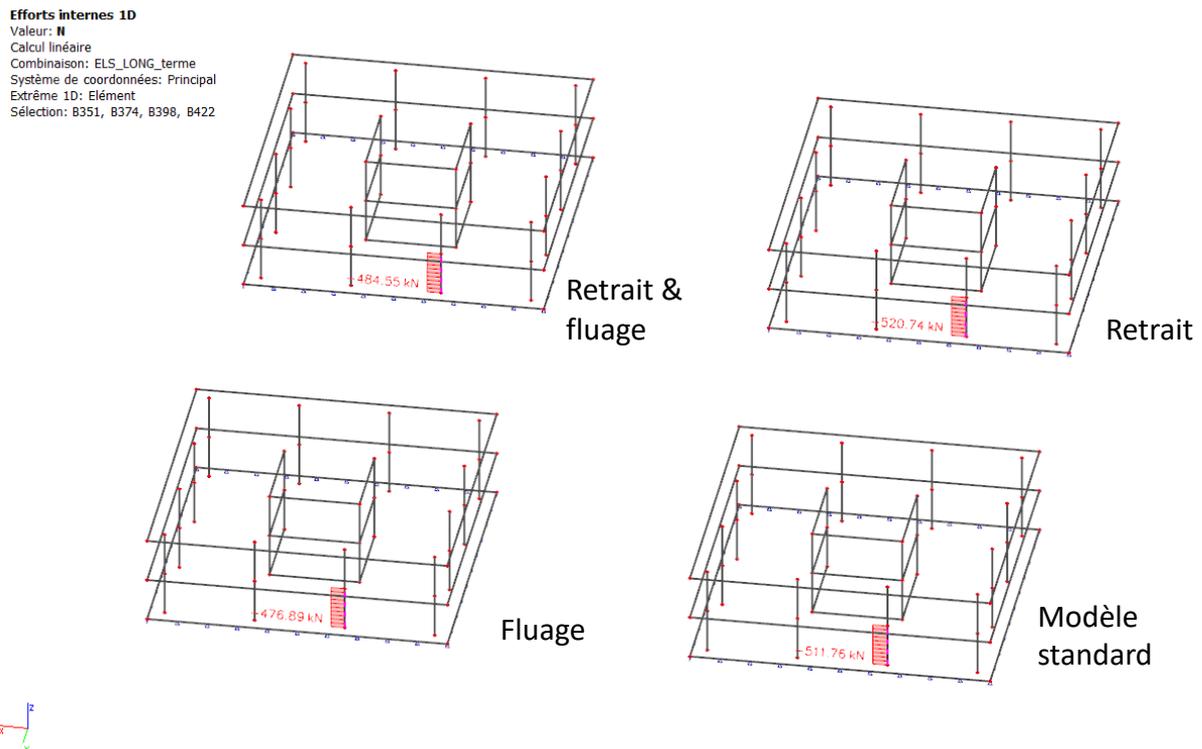


Figure 13: Modèles SCIA donnant l'effort normal dans une colonne de bord selon les combinaisons d'effets différés

3.4.7. Influence du type de connexion entre éléments structuraux

Les tendances pour les différences entre des connexions rigides ou rotulées sont présentées au Tableau 12 et sont calculées de la manière suivante :

$$\Delta(\%) = \left(1 - \frac{N_{\text{rigides}}}{N_{\text{rotulées}}}\right) * 100$$

| Nombre d'étages | Approche 3D | Approche 2D |
|-----------------|-------------|-------------|
| 4 étages | <11% | <18% |
| 8 étages | <9% | <15% |
| 32 étages | <50% | <25% |

Tableau 12: Borne supérieure des différences en pourcentages entre les modèles avec connexions rigides ou rotulées

Les différences relatives aux types de connexions ne sont pas à négliger, cependant cette conclusion coule de source pour n'importe quel ingénieur ayant suivi à des cours de statique.

Par ailleurs, un modèle aux connexions rigides ne charge pas plus les colonnes que le modèle aux connexions rotulées. Pour comprendre ce phénomène il faut regarder le modèle dans sa globalité et ne pas uniquement s'intéresser à la rigidification de la connexion de la colonne mais aussi à celle du mur. Ainsi, en réfléchissant en termes de pro rata des rigidités, le fait de bloquer les rotations au niveau des murs est beaucoup plus significatif que le blocage des rotations des colonnes. Par conséquent, le fait de bloquer les rotations des colonnes augmente sa reprise de charge, cependant cette action est éclipsée par la rigidification proportionnellement plus grande du mur.

3.4.8. Influence du type modèle entre 2D et 3D

Les tendances pour les différences entre les approches 2D et 3D sont présentées au Tableau 13 et au Tableau 14 et sont calculées de la manière suivante

$$\Delta(\%) = \left(1 - \frac{N_{3D}}{N_{2D}}\right) * 100$$

| Nombre d'étages | Colonnes de bords | Colonnes d'angle |
|-----------------|-------------------|------------------|
| 4 étages | <12% | <13% |
| 8 étages | <38% | <13% |
| 32 étages | <150% | <135% |

Tableau 13: Borne supérieure des différences en pourcentages entre les modèles 2D et 3D

Les différences entre les deux types d'approches sont déjà significatives pour 4 étages et tendent à exploser au fur et à mesure que le bâtiment gagne en hauteur.

| Nombre d'étages | ΔN [kN] colonnes de bords | ΔN [kN] colonnes d'angle |
|-----------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| 4 étages | 94 | 66 |
| 8 étages | 449 | 143 |
| 32 étages | 3982 | 3315 |

Tableau 14: Borne supérieure des différences des efforts normaux entre les modèles 2D et 3D

Le Tableau 14 représentant les valeurs absolues des différences entre approches 2D et 3D est peut-être plus parlant.

Les différences proviennent essentiellement du fait que l'approche 2D pour calculer les efforts de la colonne du $i^{\text{ème}}$ étage, ne prend pas en considération les déformations des étages inférieurs. La considération des déformations des étages inférieurs est, elle, considérée dans le modèle 3D. La démonstration de cette explication est réalisée avec la Figure 14 et la Figure 15 qui représentent respectivement les déformations des dalles du rez-de-chaussée et du 8^{ème} et dernier étage. On remarque que le profil des déformations entre ces deux étages est pratiquement le même pour le modèle 2D alors qu'il est complètement différent pour le modèle 3D.

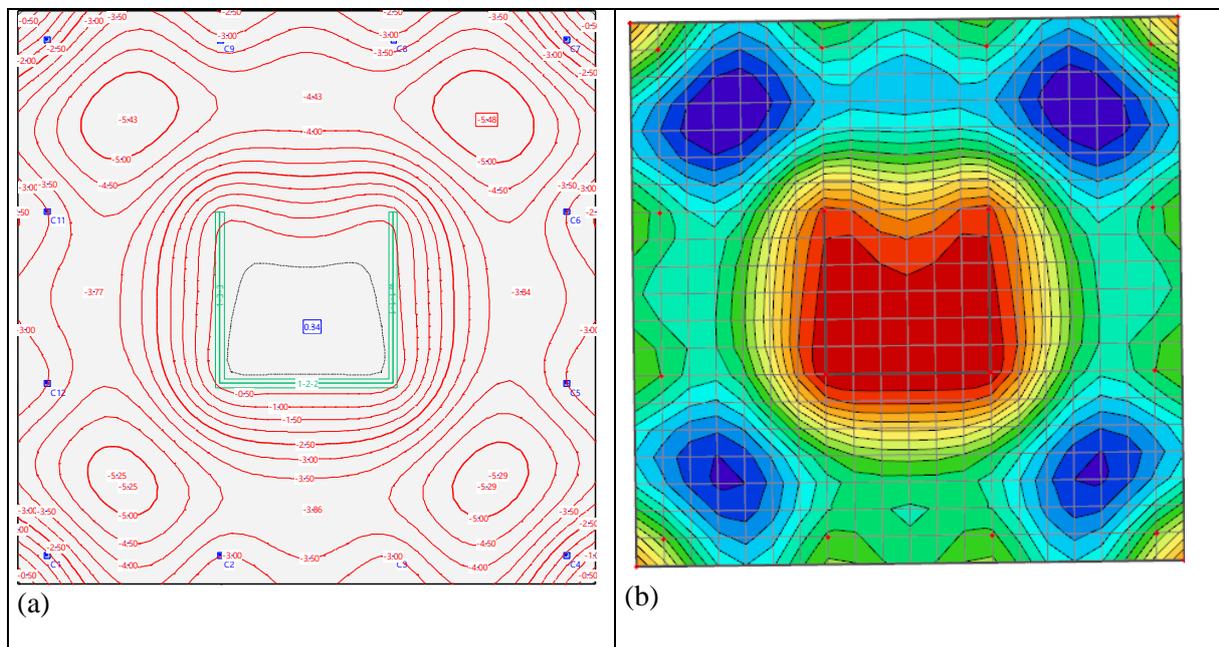


Figure 14: (a) Déformations verticales au rez-de-chaussée avec le modèle 2D et (b) avec le modèle 3D

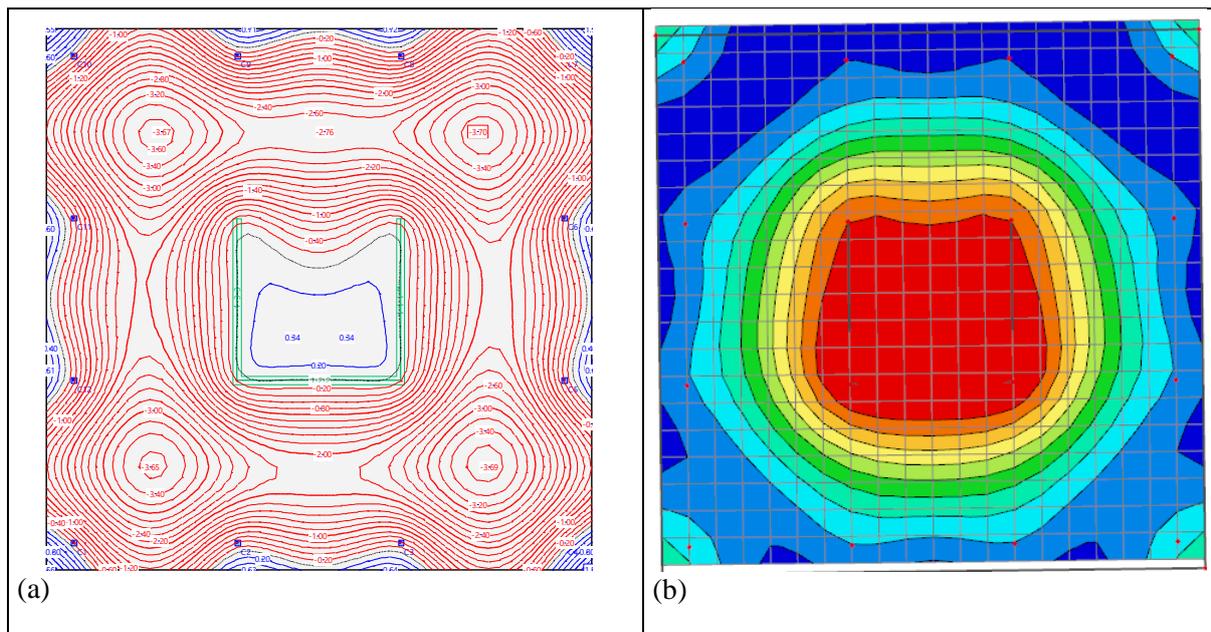


Figure 15: (a) Déformations verticales au 8ème étage avec le modèle étage par étage (2D) et (b) avec le modèle 3D (SCIA)

3.5. Synthèse des tendances générales

Tout entrave au déplacement provoque des efforts, ainsi plus la structure est flexible dans sa globalité moins elle sera impactée par des changements de paramètres. A l'opposé, plus la structure est rigide (dalle non-fissurée, sol de fondation rigide, connexions rigides entre éléments, structures fonctionnant avec des cadres rigides) plus les changements de paramètres auront d'impact sur les résultats.

Pour un bâtiment ayant jusqu'à 8 étages, les variations sont déjà dans un ordre de grandeur conséquent. Dès lors, les erreurs de modélisation qui pouvaient être couvertes en s'assurant d'une marge conséquente dans le dimensionnement des divers éléments pour un bâtiment de 4 étages, peuvent avoir des conséquences significatives pour les bâtiments d'une taille avoisinant les 8 étages.

D'autre part, si la philosophie de la conception d'un bâtiment tend à optimiser les taux d'utilisation des sections, alors il faut être très précautionneux lors de la modélisation, puisque des petits changements entre paramètres peuvent avoir une influence considérable.

3.6. Approche statistique de la variation des résultats

Afin d'avoir une vision un peu plus globale en ce qui concerne l'ordre de grandeur de la variation des efforts dans une colonne en fonction du choix des paramètres, nous procédons à l'analyse suivante. On émet l'hypothèse que le choix des paramètres est aléatoire. De plus, à l'opposé d'une loi de matériaux

où une valeur de référence peut être établie au moyen d'essais, aucun cas peut être considéré à priori comme étant celui représentant au mieux la réalité. C'est pourquoi nous établissons comme valeur de référence la moyenne de toutes les variations.

$$\mu = \frac{\sum N_i}{\sum i}$$

Puis nous calculons l'écart type et le coefficient de variation respectivement comme suit :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (N_i - \mu)^2}{\sum i}}$$

$$c_v = \sigma/\mu$$

Il y a 84 combinaisons qui ont été réalisées avec l'approche 3D et 24 avec l'approche 2D. Les efforts d'une colonne de bord et d'une colonne d'angle sont analysés pour 4, 8 et 32 étages. Les résultats des coefficients de variation se trouvent dans les tableaux ci-dessous, à noter qu'un coefficient de variation a été calculé pour chacune des deux approches séparément puis pour l'ensemble des approches dans un deuxième temps.

| Type d'approche / nbr. d'étages | 4 étages | 8 étages | 32 étages |
|---------------------------------|----------|----------|-----------|
| 2D CEDRUS | 4.1 % | 6.2 % | 15.0 % |
| 3D SCIA | 4.0 % | 9.7 % | 23.8 % |

Tableau 15: Coefficients de variation pour une colonne de bord

| Type d'approche / nbr. d'étages | 4 étages | 8 étages | 32 étages |
|---------------------------------|----------|----------|-----------|
| 2D CEDRUS | 8.6 % | 8.5 % | 7.5 % |
| 3D SCIA | 3.7 % | 3.2 % | 19.0 % |

Tableau 16: Coefficients de variation pour une colonne d'angle

| Type d'approche / nbr. d'étages | 4 étages | 8 étages | 32 étages |
|---------------------------------|----------|----------|-----------|
| Colonne de bord | 4.8 % | 11.5 % | 33.3 % |
| Colonne d'angle | 5.4 % | 4.8 % | 21.9 % |

Tableau 17: Coefficients de variations pour l'ensemble des combinaisons possibles

Une première conclusion plutôt évidente que le coefficient de variation augmente globalement avec la hauteur du bâtiment. Ce phénomène est tout à fait compréhensible et attendu dans la mesure où les

petites différences se cumulent et prennent une importance considérable avec la hauteur. Ce phénomène est d'autant plus marqué que l'approche 2D qui, pour calculer les efforts d'une dalle ne considère pas les déformations des autres alors que le modèle 3D le fait. Par conséquent de grosses variations sont inévitables.

Les variations sont globalement plus petites pour les combinaisons avec l'approche étage par étage. Pour les mêmes raisons invoquées précédemment, ces résultats sont tout à fait compréhensibles.

On peut noter que le C_v est relativement grand pour un bâtiment de 32 étages. Cela confirme les préoccupations des ingénieurs ayant réalisés de nombreuses études sur des grands bâtiments. L'écart dans les modèles entre 4 et 8 étages est significativement plus faible. Toutefois, 11.7% de variation n'est pas forcément un chiffre à prendre à la légère dépendamment du taux d'utilisation des éléments structuraux.

4. Analyse globale des différences entre les différentes approches

Nous étudions dans ce chapitre l'analyse réalisée avec l'approche prenant en compte les phases de construction. Pour plus de clarté et de simplicité, nous la nommerons désormais « CSA » pour Construction Stage Analysis. L'étude vise d'une part à obtenir un ordre de grandeur des différences entre l'approche CSA et les autres approches ne considérant pas la variable temps (étage par étage et 3D). D'autre part, l'objectif est de pouvoir jauger les résultats du module « phases de construction ». Effectivement ce module est un peu une boîte noire, c'est pourquoi nous avons développé à titre de comparaison un code MATLAB permettant de prédire le raccourcissement des colonnes de manière la plus précise possible.

4.1. Principe de base de l'approche « phases de construction »

Comme précédemment discuté au chapitre §2.3, l'approche dite « phases de construction » prend en considération la variable temps dans le processus de modélisation et de calcul. La temporalité est donc considérée à la fois dans les paramètres des matériaux, le chargement successif des dalles et les compensations de hauteur à chaque étage.

L'analyse CSA devrait créer le bâtiment par étape et faire varier les paramètres des matériaux en fonction du temps écoulé. De même, afin de garantir la planéité et la juste hauteur des dalles, cette analyse doit considérer les compensations verticales réalisées avant le bétonnage de chaque dalle. De cette manière, le calcul de la distribution des charges de la $i^{\text{ème}}$ n'est pas influencé par les déformations verticales des éléments inférieurs. Par la suite, cette $i^{\text{ème}}$ dalle sera évidemment sujette aux déformations induites par les ajouts de poids provenant des dalles supérieures. Par conséquent, pour calculer la compensation verticale de la $i^{\text{ème}}$ colonne, on doit considérer les raccourcissements de toutes les colonnes inférieures créés à l'étape antérieure.

Ce phénomène explique par conséquent l'allure de la courbe CSA des tassements cumulés de la Figure 16 (a). Le tassement cumulé est calculé comme la somme entre tous les tassements provenant de chaque étape moins la compensation initiale. Ainsi, dans les étages inférieurs jusqu'à mi-hauteur, logiquement il y a pour chaque étage, plus d'étages au-dessus de lui qu'au-dessous de lui. La part de tassements due au poids des étages supérieures (plus nombreux) est plus grande que la part de compensation due aux tassements antérieurs des étages inférieurs (moins nombreux), c'est pourquoi la pente est positive. A mi-hauteur, la part liée aux tassements dus aux étages supérieurs équivaut à la part de compensation des déformations des étages inférieurs ce qui explique que la pente arrête de croître. Finalement, au-dessus de la mi-hauteur du bâtiment, la part de compensation devient toujours un petit peu plus grande que la part liée aux tassements, c'est pourquoi la pente s'inverse.

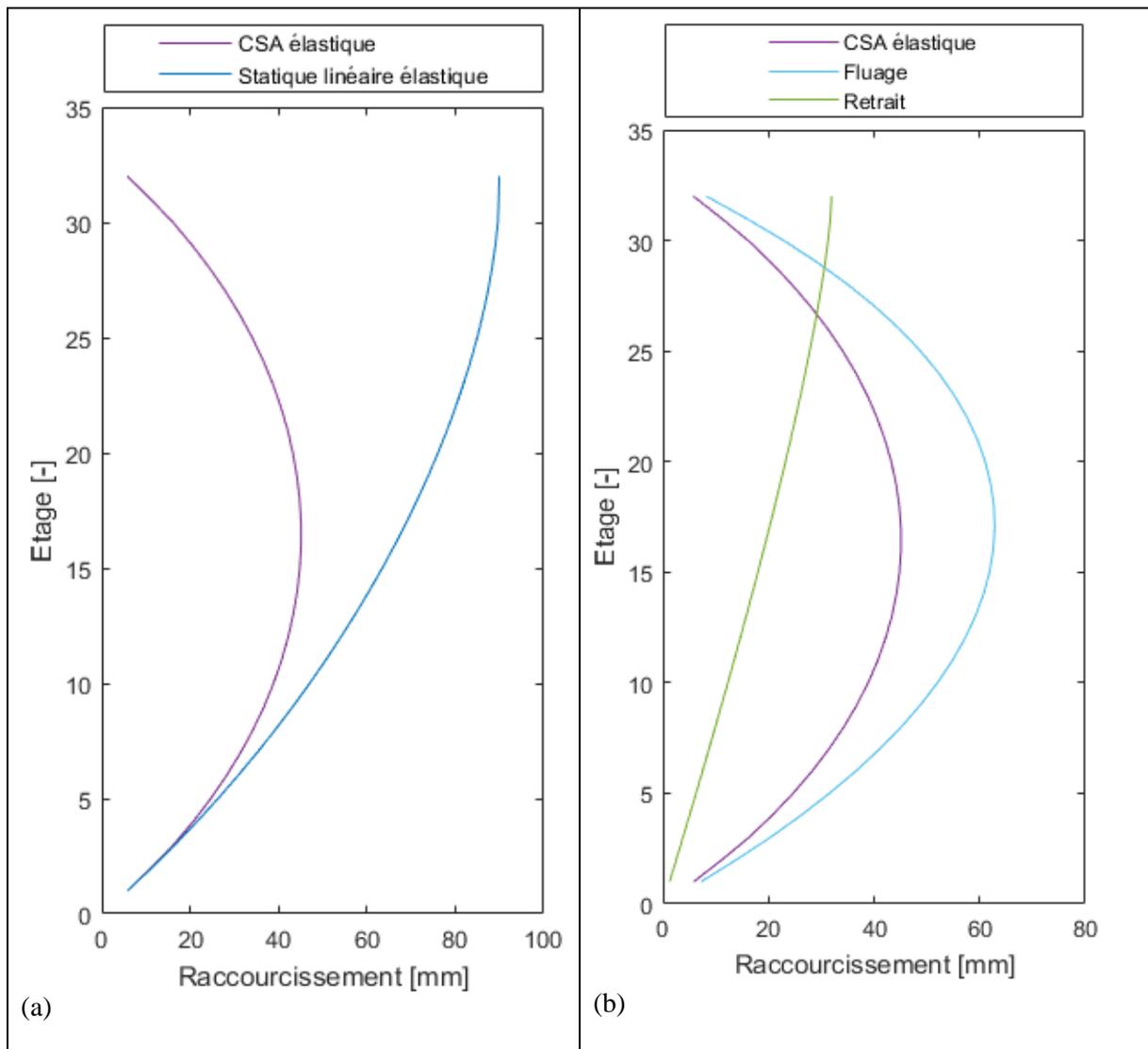


Figure 16 : (a) Raccourcissements cumulés par étage en fonction de l'approche utilisée et (B) raccourcissements cumulés par étage en fonction des paramètres considérés

L'écart entre les approches CSA et statique linéaire élastique (SLE) est très important au fur et à mesure que le bâtiment prend de la hauteur. Il faut préciser ici que pour des bâtiments de grande hauteur, la compensation verticale pour chaque étage n'est pas réalisée individuellement. Pour des raisons de simplicité sur chantier, on regroupe généralement quelques étages et on y applique une compensation commune équivalente à la moyenne des compensations individuelle. Ce phénomène implique, que la courbe CSA réelle n'est pas continue. Cependant, ce processus est réalisé de telle sorte à ce que la courbe réelle suive au mieux la courbe virtuelle. Par conséquent, cette courbe peut être tout à fait prise comme base de référence dans un premier temps.

La Figure 16 (b) représente l'évolution selon la hauteur des trois différentes parts du raccourcissement des colonnes, c'est-à-dire la part élastique, celle du fluage et celle du retrait.

4.2. Descriptions et analyse des modèles CSA

Il faut préciser ici quelques points concernant la conception du modèle de comparaison des déformations verticales des colonnes à la fois dans MATLAB et dans le programme en éléments finis SCIA.

Pour l'analyse CSA conçu dans MATLAB, il a été tenu compte des compensations verticales comme préalablement expliqué. Ensuite, concernant l'évolution des paramètres des matériaux dans le temps, le Model Code 2010 de la Fédération Internationale du Béton (fib) [29] a été pris comme référence. Ainsi, les paramètres évoluant en fonction du temps qui ont été évalués sont le module d'élasticité (§5.1.7 [29]) le coefficient de fluage (§5.1.9.4.3 [29]) et le taux de retrait (§5.1.9.4.4 [29]). Les équations ne sont pas présentées ici pour des raisons évidentes de clarté et du fait que l'intérêt de notre travail ne consiste pas à comparer ni évaluer les différents modèles d'évolution de comportement de ces paramètres. On peut juste préciser que le taux d'humidité de 50% a été considéré, un temps entre chaque étape de bétonnage de 7 jours, un béton de la classe C80/95 pour des colonnes armées avec un taux de 8%, un béton de C30/37 pour les dalles ainsi que pour les murs. Une courbe des déformations verticales cumulées a été réalisée avec l'approche CSA au temps final de la construction de même que deux autres à plus long terme (après 5 ans) pour les approches CSA et SLE, voir Figure 17 (a).

Les écarts dans les déformations sont très importants et si un grand bâtiment est analysé avec l'approche SLE, les déformations verticales seront fortement surévaluées. Par ailleurs, les déformations ont significativement augmenté entre la fin de la construction et 5 ans après la fin des travaux. Ce comportement doit être pris en compte en ce qui concerne les problèmes liés aux redistributions d'efforts et pour les problèmes liés à l'aptitude au service des éléments porteurs et non-porteurs.

En ce qui concerne le modèle SCIA, pour chaque étape de construction un nouvel étage a été réalisé avec l'ajout simultané de son poids propre. Les mêmes caractéristiques que pour le code MATLAB ont été définies. Les différents modèles avec les approches CSA ou SLE, prenant en compte ou pas les effets différés sont représentées à la Figure 17 (b).

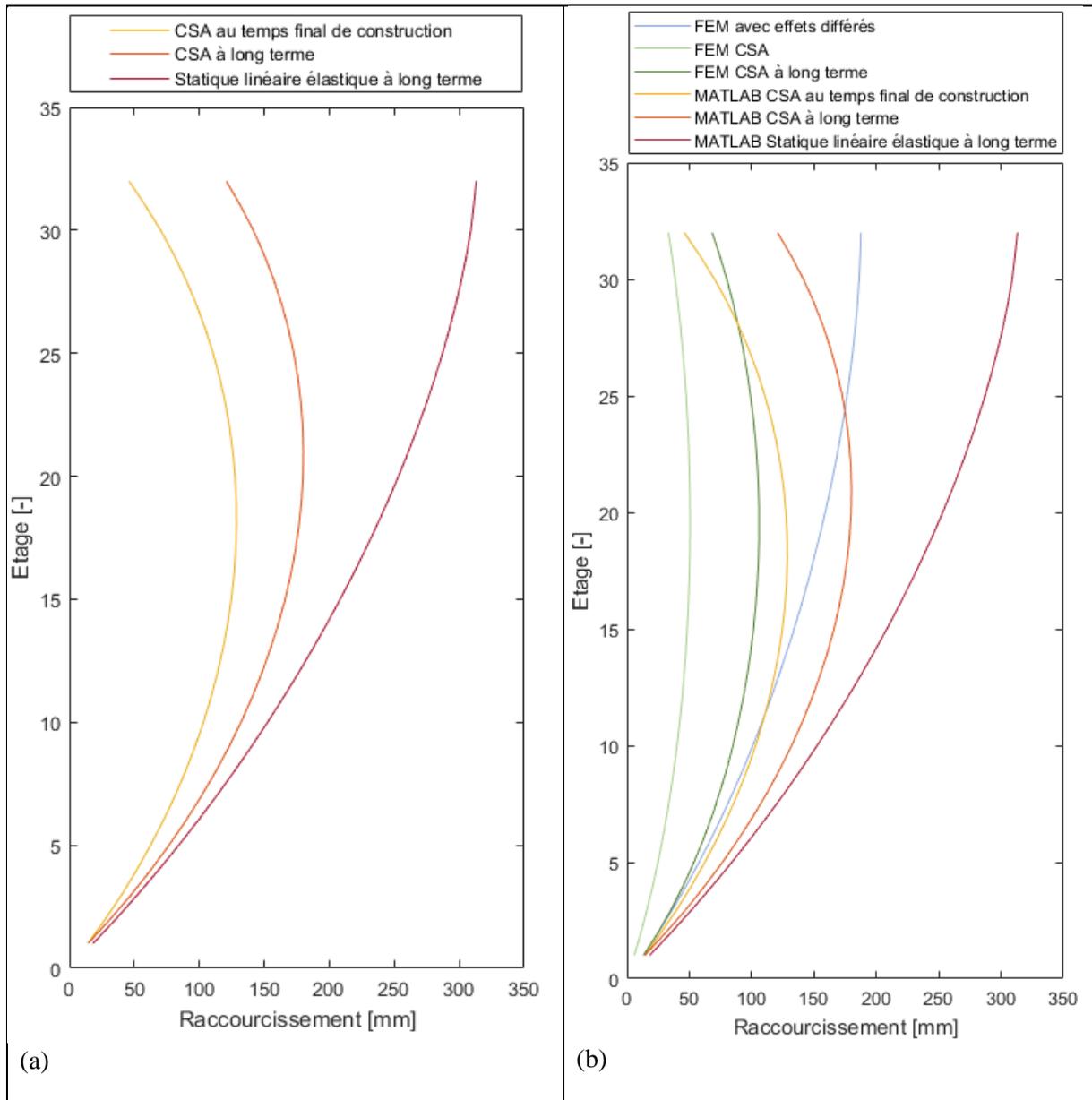


Figure 17: (a) Raccourcissements cumulés par étage à long terme et (B) comparaison des raccourcissements cumulés par étage les modèles FEM

Les principales conclusions de la comparaison des courbes de la Figure 17 (b) sont que le module phase de construction en lui-même ne représente pas bien les déformations différés. Le modèle « FEM CSA à long terme » est le même modèle que le « FEM CSA » (qui est le modèle phase de construction de SCIA) à l'exception près que nous avons utilisé les mêmes paramètres que décrits dans le §3.2.2 Effets différés du béton. Par conséquent, le modèle « FEM CSA » sensé modéliser les effets différés du béton dans le temps n'est pas très proche des déformations obtenues avec notre code de comparaison. La probabilité que nous n'ayons pas totalement compris toutes les subtilités du programme existe et la différence en valeur absolue n'est pas d'un intérêt premier. Le plus important est que l'ordre de grandeur

et l'allure de la courbe soient similaires, ce qui est plus ou moins le cas. Le modèle « FEM CSA à long terme » se rapproche déjà beaucoup plus des déformations obtenues par notre modèle au stade final de construction.

De la même manière, les approches ne considérant pas les compensations à chaque étage démontre un profil similaire, cependant les valeurs diffèrent significativement. C'est pourquoi nous comparons les courbes du modèle SCIA avec les courbes obtenues par notre code considérant uniquement les déformations élastiques dues au chargement, voir Figure 18.

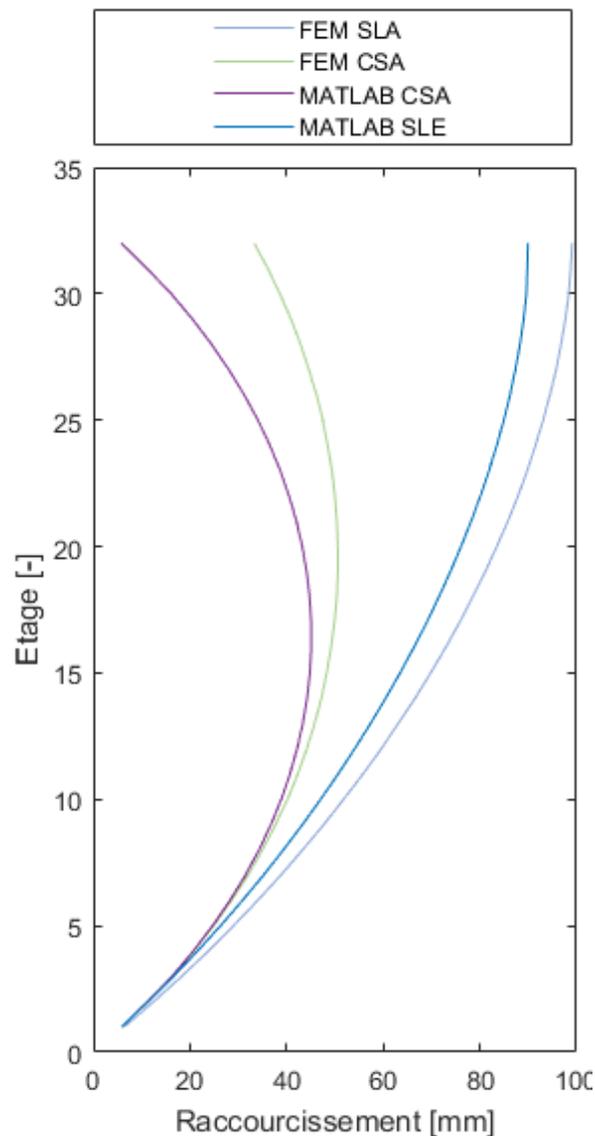


Figure 18: Raccourcissements élastiques cumulés par étage

Les courbes provenant soit du modèle en éléments finis soit de notre code sont beaucoup plus similaires avec cette comparaison. Par conséquent, nous sommes en mesure de dire que le module CSA du programme en éléments finis tels que nous l'avons paramétré, ne prend pas en compte les effets différés

du béton. Ainsi, cette comparaison est à garder en tête pour la suite des analyses où le modèle « FEM CSA » est utilisé comme référence.

4.3. Comparaisons entre approches CSA et SLE 2D & 3D

Pour le cas particuliers d'un modèle avec appuis rigides, nous avons étudié les écarts entre l'approche CSA et les approches SLE en 2D et 3D en comparant l'effort normal sur la même colonne de bord précédemment étudiée lors de l'analyse de sensibilité.

Dans un premier temps sont comparées les redistributions de charges entre colonnes et murs pour chaque étage. Pour étudier ce phénomène, nous avons tout d'abord calculé la réaction de cette colonne pour chaque approche en ne considérant qu'une seule dalle. Cet effort normal est considéré comme cas de référence. Par la suite, la descente de charge est réalisée et les efforts effectifs de chacun des modèles sont soustraits à la valeur du cas de référence respectif. Ainsi, par ce procédé, la quantité d'effort normal qui est retransmis aux murs est connue et elle est représentée pour chaque modèle et respectivement pour 32, 8 et 4 étages en (a) de la Figure 19, de la Figure 20 et de la Figure 21.

Les efforts totaux à chaque étage pour cette colonne sont représentés en (b) de la Figure 19, de la Figure 20 et de la Figure 21. Cette représentation nous donne une idée plus claire de la différence en valeur absolue entre les différentes approches.

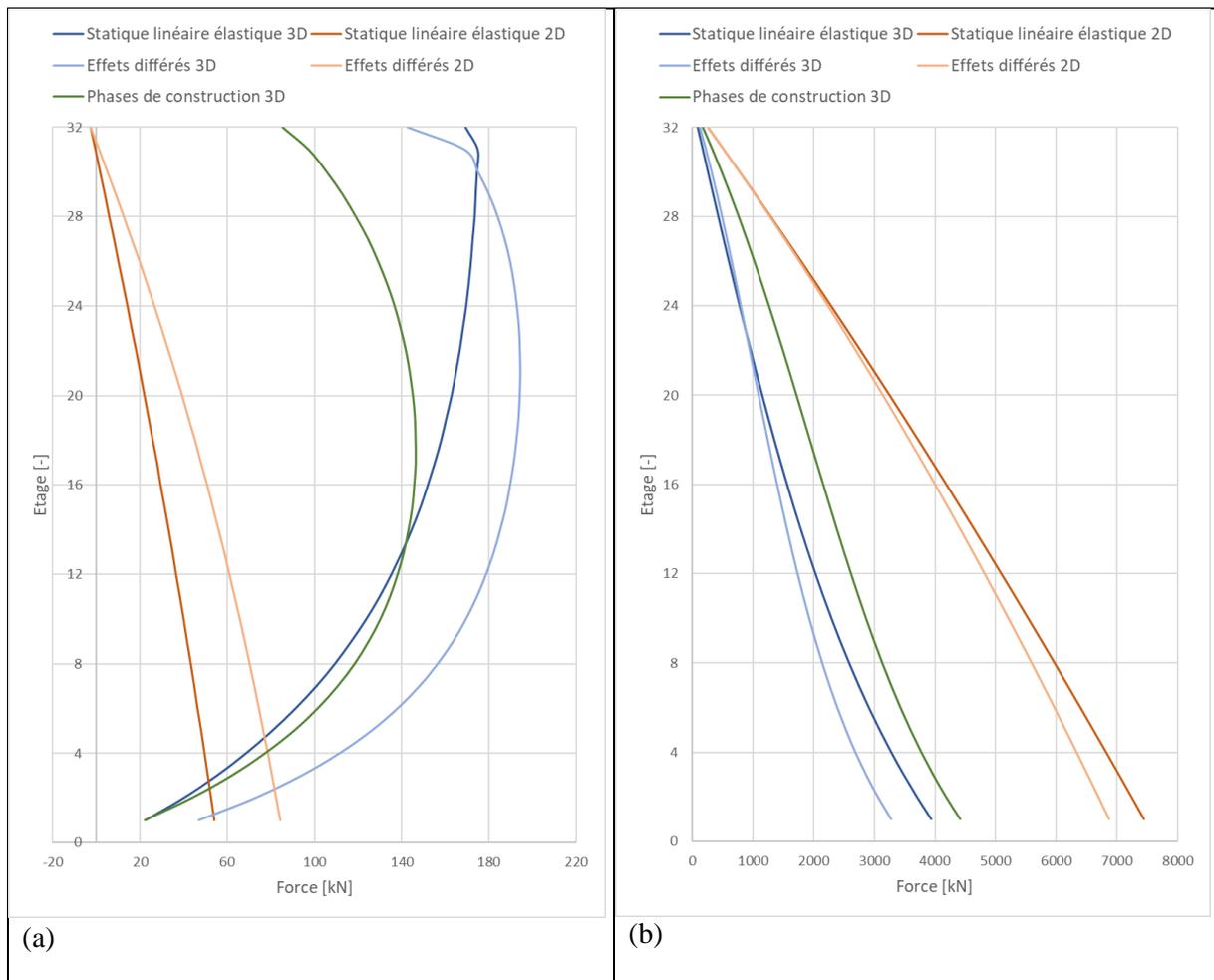


Figure 19: Modèles avec 32 étages : (a) force transmise d'une colonne aux murs par étage et (b) force totale par étage pour une colonne

La première remarque concerne la prise en compte des effets différés. Comme on l'avait remarqué dans l'analyse de sensibilité, le fait de considérer les effets différés induit un raccourcissement des colonnes plus prononcé. Par conséquent, un déchargement de son effort normal au profit des murs. Ce phénomène est démontré aux graphiques des Figure 19, Figure 20 et Figure 21 en (a) en observant que les modèles « Effets différés 2D & 3D » transmettent plus forces aux murs que les modèles standards « Statique linéaire élastique 2D & 3D » et en (b) en comparant les efforts totaux de ces mêmes modèles.

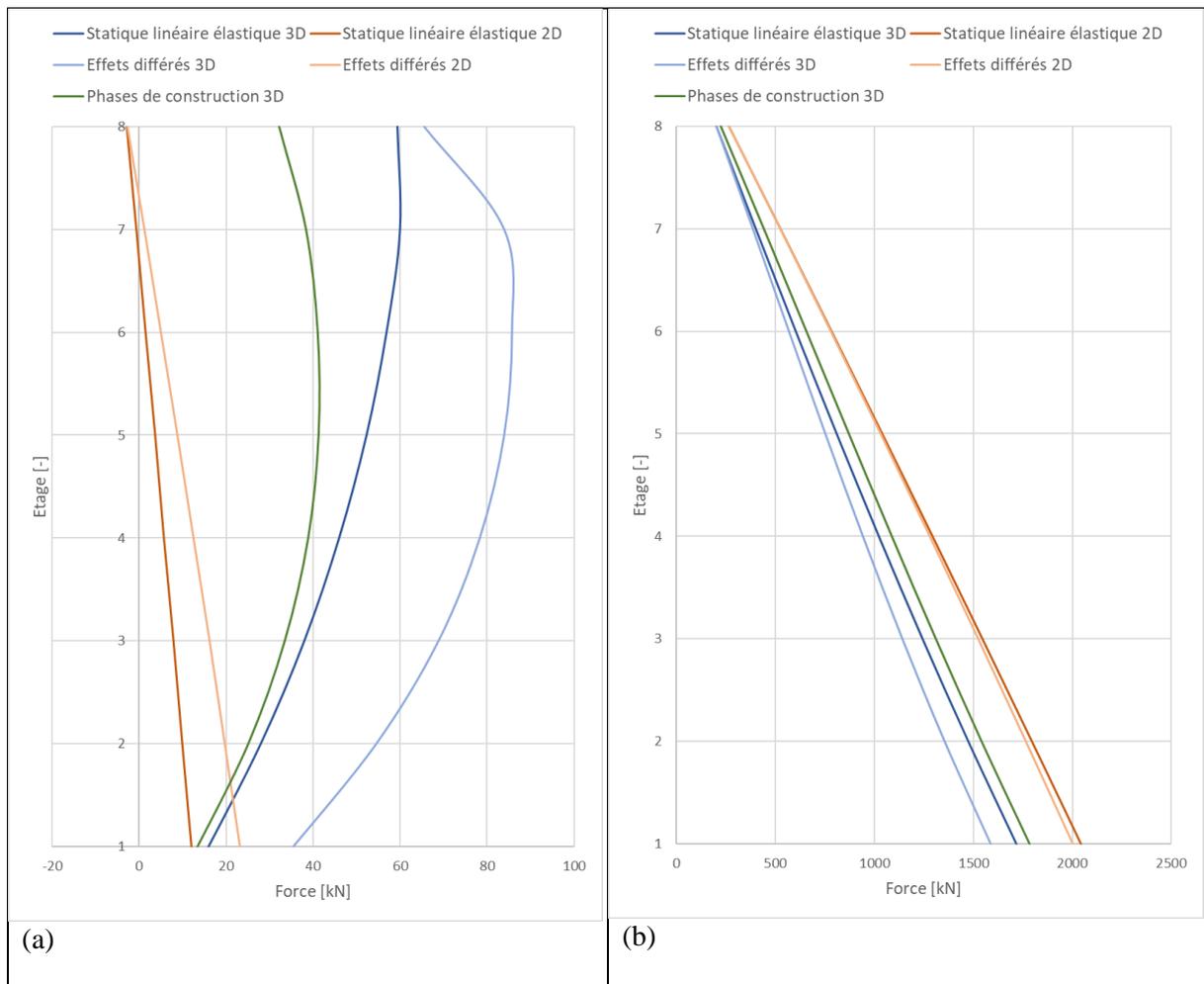


Figure 20: Modèles avec 8 étages :(a) force transmise d'une colonne aux murs par étage et (b) force totale par étage pour une colonne

Le comportement spécifique au modèle 3D considérant les effets différés ne suit pas le comportement initialement attendu. En effet, le module de Young étant réduit, nous nous serions attendus à un profil similaire au modèle 3D standard avec simplement des valeurs plus grandes.

Cependant, à partir du milieu du bâtiment une inversion de la pente peut être observée et par conséquent son allure devient similaire à celle du modèle considérant les phases de constructions. Ce phénomène s'explique grâce à la diminution des charges des étages supérieurs à mesure qu'on avance dans les étapes de construction. Ainsi, l'effet du fluage s'atténue à mesure que la charge diminue, tandis qu'à contrario l'effet du retrait du mur devient prépondérant puisqu'il reste constant à chaque étage.

Par conséquent, si le retrait devient déterminant dans les étages supérieurs, cela explique pourquoi moins de charges sont transmises aux murs, puisque l'effet du raccourcissement du mur charge les colonnes comme décrit au §3.4.6.

En ce qui concerne le modèle « phases de construction 3D », le comportement est similaire à celui du modèle standard 3D pour les étages inférieurs, puis diverge de manière significative. Ce phénomène est tout à fait attendu puisqu'il reflète la principale évolution de ce modèle qui est la prise en compte des compensations verticales à chaque étape. Par conséquent, les compensations verticales induisent un déchargement des colonnes inférieur à celui du modèle standard 3D.

Pour les modèles 2D, l'explication de la quantité plus grande d'effort normal transmis aux colonnes en bas plutôt qu'en haut provient du fait que ce modèle considère uniquement les charges des étages supérieurs et pas les déformations des étages inférieurs pour le calcul des répartitions d'efforts à chaque étage. Ainsi, plus en est en bas du bâtiment, plus les colonnes sont chargées, plus elles vont se déformer et donc retransmettre une partie de leurs efforts aux murs.

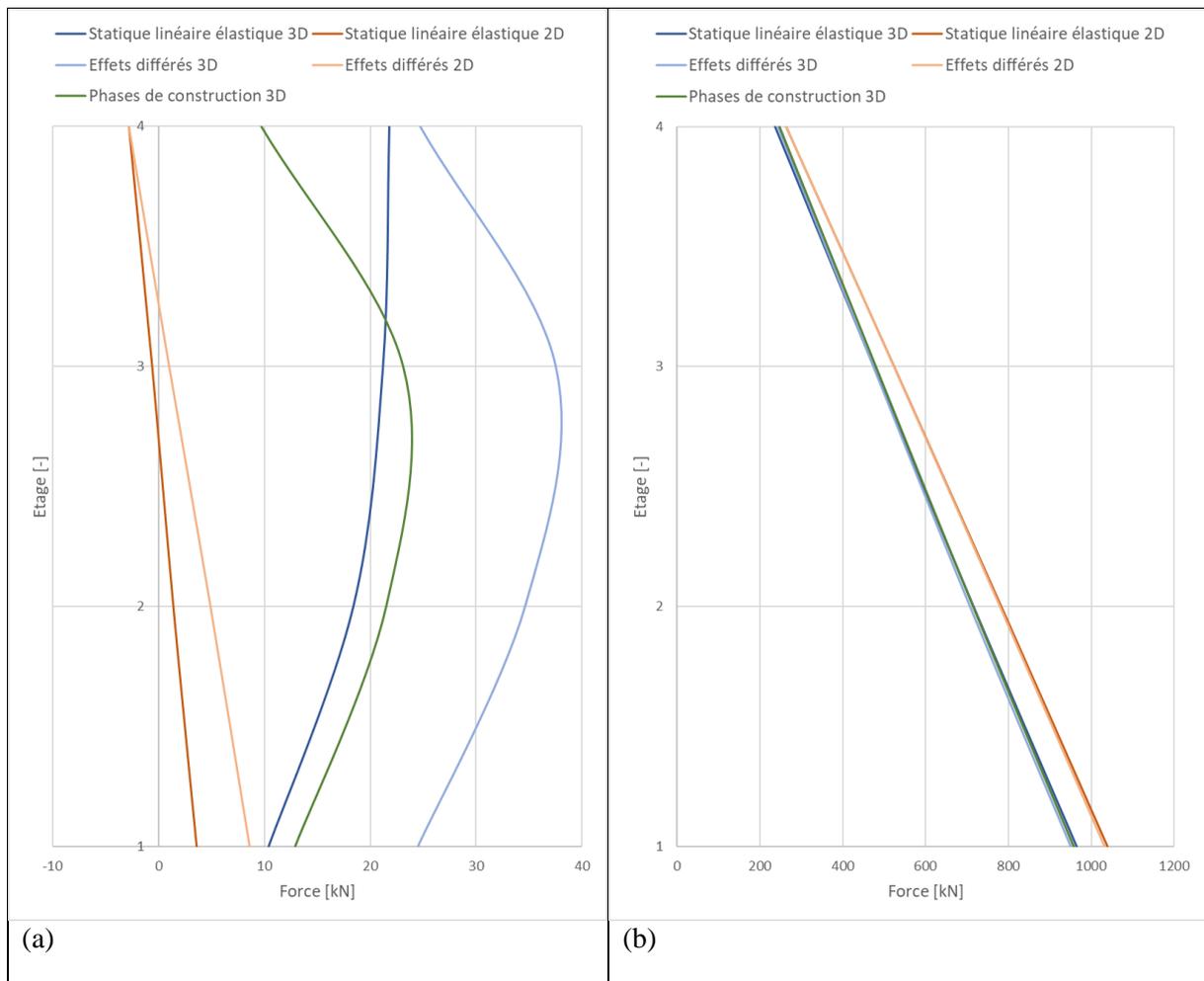


Figure 21: Modèles avec 4 étages : (a) force transmise d'une colonne aux murs par étage et (b) force totale par étage pour une colonne

Comme évoqué précédemment, l'écart entre les approches 2D et 3D grandit de manière significative avec la hauteur du bâtiment. L'approche donne des résultats relativement similaires aux modèles 3D pour des bâtiments de 4 et 8 étages. Cependant, la différence devient plus prononcée pour le bâtiment de 32 étages. Ainsi, ce modèle censé représenter la réalité au plus proche donne un résultat intermédiaire entre les approches 2D et 3D, ces dernières étant par conséquent les deux bornes extrêmes.

5. Discussion annexe sur certains risques de la modélisation

Nous avons étudié beaucoup de cas de figures menant à des redistributions de charges entre les murs et les colonnes au travers de la dalle. Il s'agit dans ce sous-chapitre d'évaluer de manière qualitative quelques potentielles implications de ces redistributions d'efforts.

Une première implication est qu'un transfert de charge ne peut se réaliser qu'au moyen d'une déformation dans la dalle. Ainsi cette redistribution des efforts ne se fera sans problème que si la structure a un comportement assez ductile permettant ces transferts. Deux aspects centraux sont alors à prendre en compte.

Premièrement, il faut prendre garde aux problèmes d'aptitude au service. Sont sous-entendus par problèmes d'aptitude au service les problèmes liés à la fissuration et à la déformation ou flèche admissible pour les éléments structurels autant que pour les éléments non structurels (ascenseurs, façades, etc...). Les conséquences de la fissuration du béton sont notamment à considérer sous l'angle de la durabilité si les éléments sont exposés (problèmes de carbonatation ou de réactions alcalis-granulats).

D'autre part, il s'agit également de s'assurer de la capacité des éléments à reprendre les charges transférées. Par exemple, la résistance à la flexion des dalles dus aux moments provenant de l'entrave aux déplacements issus des tassements différentiels [9], doit être suffisante. Par ailleurs, le principal contrôle doit permettre de s'assurer qu'il n'y ait aucun risque de rupture fragile à l'effort tranchant du type poinçonnement des dalles autour des colonnes ou des murs.

Ainsi, pour des bâtiments de grandeur raisonnable, une redistribution d'efforts devrait normalement être absorbée par les différentes marges de sécurité prises lors des dimensionnements des éléments.

Effectivement, un mur ou une colonne possède généralement des réserves, étant généralement dimensionné avec une certaine marge. En d'autres termes, le taux d'utilisation, c'est-à-dire la sollicitation divisée par la résistance, est habituellement bien inférieur à 100%. Cependant, un exemple d'un problème ayant le potentiel de conduire à une rupture fragile de poinçonnement est représenté à la Figure 22. Effectivement, dans le cas où la redistribution n'affecte pas directement la sécurité des différents éléments, elle a cependant le potentiel d'être un risque dans des cas de figures spécifiques qui n'auraient pas été considérés.

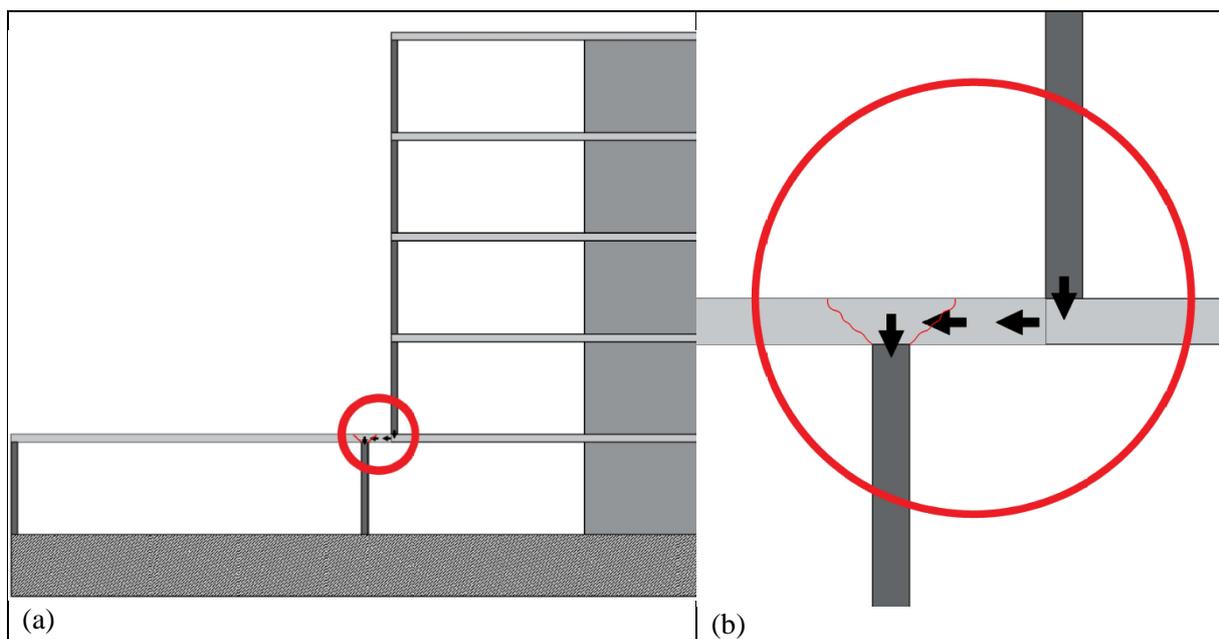


Figure 22: Schéma représentant en (a) un problème de redistributions d'efforts dans un bâtiment et en (b) un zoom du problème de poinçonnement potentiel

6. Conclusion

Tout d'abord, l'étude de la littérature nous a permis de découvrir que beaucoup de paramètres de modélisation étaient attentivement pris en considération pour les très grands bâtiments. Toutefois, aucune étude ne démontre clairement à partir de quelle hauteur il est nécessaire d'effectuer une modélisation suivant une approche plus poussée, et surtout en-dessous de quelle hauteur de telles considérations sont-elles négligeables ou pas.

Dans un second temps, l'analyse de sensibilité des paramètres nous a vraiment permis de mieux comprendre les implications de chaque modulation de paramètres. De plus, les résultats donnent des tendances des influences selon la hauteur du bâtiment de différents éléments de modélisation tels que la rigidité des colonnes et du sol de fondation, la prise en compte des effets différés du béton et de la probable fissuration des éléments porteurs ou encore la modélisation de la connexion entre les colonnes, les murs et les dalles. Ces tendances en termes d'ordres de grandeur peuvent s'avérer utiles lors d'un dimensionnement d'un bâtiment. Ainsi, nous avons notamment pu remarquer que de manière générale, plus la structure était flexible et moins elle était sensible aux modifications de paramètres.

Finalement, l'étude de l'approche considérant les phases de construction de même que l'évolution de certains paramètres du béton (module d'élasticité, coefficient de fluage et retrait) en fonction du temps nous ont permis de mieux comprendre le comportement réelle d'une structure. De même, avec les comparaisons des différentes approches, nous avons mieux pu observer les écarts entre les deux bornes extrêmes que sont les approches « étage par étage » et « 3D instantané » et le comportement plus proche de la réalité modélisé par le module « phases de construction ». Par ailleurs, les écarts, relativement faibles pour un bâtiment de 4 étages, deviennent gigantesques pour un bâtiment de 32 étages (jusqu'à 150% de différence) selon les différentes approches utilisées.

D'autre part, avec la conception puis la comparaison des résultats de notre code permettant de modéliser les tassements cumulés des colonnes d'un bâtiment avec ceux obtenus par les programmes aux éléments finis, nous avons pu juger des effets réellement pris en compte par notre modélisation 3D SCIA. Par conséquent, nous relevons de l'importance d'effectuer des comparaisons simples où tous les paramètres

sont sous contrôle, afin de ne pas se fier uniquement à sa propre connaissance, souvent aléatoire, des programmes de calcul de structures utilisés.

Des études futures pourraient s'intéresser à plusieurs autres typologies de bâtiments dans leur géométrie et dans le type et la disposition des éléments porteurs. Ainsi, il serait intéressant de comparer les ordres de grandeurs des variations d'effort normal obtenus dans un élément avec les résultats obtenus dans notre étude afin de savoir si les tendances de variations dépendent beaucoup de la typologie du bâtiment. D'autre part, il serait aussi intéressant d'effectuer une analyse systématique des variations dans les résultats en fonction d'un nombre d'étage croissant. Cette étude, cumulée avec la définition d'une valeur seuil pour n'importe quel effort interne (effort normal, effort tranchant ou moment de flexion) pourrait nous en apprendre plus sur le choix du type d'approche selon la hauteur du bâtiment.

Finalement, il serait très intéressant d'effectuer une étude monitorant le comportement d'un bâtiment réel. De la sorte, nous pourrions comparer avec plus d'acuité les prévisions de la modélisation avec les comportements réels effectifs.

7. Bibliographie

- [1] fib Task Group 1.6, «Tall buildings, structural design of concrete buildings up to 300 m tall,» Fédération internationale du béton (fib), London, 2014.
- [2] J. Zirnbauer & R. Müller, «Tragwerksanalyse des Hochhauses Uptown München, Erfahrungen mit grossen FE-Strukturen,» *Sofistik Seminar*, 2003.
- [3] T. Yi & X. Tong, «Differential column shortening effects in typical medium to high rise buildings,» *Structures Congress: New Horizons and Better Practices ASCE*, 2007.
- [4] T. Ulaga, «Load redistribution in the Prime Tower high-rise building,» *FIB Bulletin*, pp. 34-38, 2010.
- [5] W.F. Baker, D.S. Korista, L.C. Novak, J. Pawlikowski & B. Young, «Creep and shrinkage and the design of supertall buildings- A case study: The Burj Dubai Tower,» Skidmore, Owings & Merrill LLP, Chicago, 2007.
- [6] M. Fastabend, T. Schäfers, M. Albert & H.-G. Lommen, «Zur sinnvollen ANwendung ganzheitlicher Gebäudemodelle in der Tragwerksplanung von Hochbauten,» chez *Verlag für Architektur und technische Wissenschaften*, Berlin, Ernst & Sohn, 2009, pp. 657-663.
- [7] M. Fintel & F.R. Khan, «Effects of column creep and shrinkage in tall structures - Prediction of inelastic column shortening,» *ACI*, pp. 959-967, 1969.
- [8] G.K. Choi, H.K. Chung, D.G. Lee and E.L. Wilson, «Simplified building analysis with sequential dead loads - CFM,» *Journal Structural Engineering*, vol. 118, pp. 944-954, 1992.
- [9] M. Fintel, S.K. Ghosh and H. Iyengar, «Column shortening in tall structures - Prediction and compensation,» *Portland Cement Association*, 1986.
- [10] H. Kim and S. Cho, «Column shortening of concrete cores and composite columns in a tall buildings,» *THE STRUCTURAL DESIGN OF TALL AND SPECIAL BUILDINGS*, vol. 14, pp. 175-190, 2005.

- [11] H.G. Kwak and J.K. Kim, «Time-dependent analysis of RC frame structures considering construction sequences,» *Building and Environment*, vol. 41, pp. 1423-1434, 2006.
- [12] H.S. Kim, S.H. Jeong, S.H. Shin and J.P. Park, «Simplified column shortening analysis of a multi-storey reinforced concrete frame,» *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 21, pp. 405-415, 2012.
- [13] HN P. Moragaspiya, D. Thambiratnam, N Perera and T. Chan, «A numerical method to quantify differential axial shortening in concrete buildings,» *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 2310-2317, 2010.
- [14] M.J. Afshari, A. Kheyroddin and M. Gholhaki, «Simplified time-dependent column shortening analysis in special reinforced concrete moment frames,» *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, vol. 62, pp. 232-249, 2018.
- [15] H.S. Kim and S.H. Shin, «Column shortening analysis with lumped construction sequences,» *Procedia Engineering*, vol. 14, pp. 1791-1798, 2011.
- [16] H.S. Park, «Optimal compensation of differential column shortening in high-rise building,» *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 12, pp. 49-66, 2003.
- [17] K. Park, D. Kim, D. Yang, D. Joung, I. Ha and S. Kim, «A Comparison Study of Conventional Construction Methods and Outrigger Damper System for the Compensation of Differential Column Shortening in High-rise Buildings,» *International Journal of Steel Structures*, vol. 10, pp. 317-324, 2010.
- [18] S.W. Park, S.W. Choi and H.S. Park, «Moving average correction method for compensation of differential column shortenings in high-rise buildings,» *THE STRUCTURAL DESIGN OF TALL AND SPECIAL BUILDINGS*, vol. 22, pp. 718-728, 2013.
- [19] W. Sobek, S. Hagenmayer, M. Duder & T. Winterstetter, «Die Highlight Munich Business Towers in München, Tragwerksplanung und statische Nachweise,» chez *Verlag für Architektur und technische Wissenschaften*, Berlin, Ernst & Sohn, 2006, pp. 247-253.

- [20] S.S.Matar and W.J. Faschan, «A structural engineer's approach to differential vertical shortening in tall buildings,» *International Journal of High-Rise Buildings*, vol. 6, pp. 73-82, 2017.
- [21] A. Cargino, P.G. Debernardi, M. Guiglia and M. Taliano, «Axial Shortening Compensation Strategies in Tall Buildings. A Case Study: The New Piedmont Government Office Tower,» *Structural Engineering International*, vol. 22, pp. 121-129, 2010.
- [22] D. Jankowski and H. Yilmaz, «Staged construction, creep and shrinkage effects in tall buildings,» 2008.
- [23] M.T.R. Jayasinghe and W.M.V.P.K. Jayasena, «Effects of axial shortening of columns on design and construction of reinforced concrete buildings,» *Practice Periodical on Structural Design and Construction ASCE*, vol. 4, pp. 70-78, 2004.
- [24] O. Kurc and A. Lulec, «A comparative study on different analysis approaches for estimating the axial loads on columns and structural walls at tall buildings,» *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 22, pp. 485-499, 2013.
- [25] M. Fröderberg, «The human factor in structural engineering, a source of uncertainty and reduced structural safety,» Division of Structural Engineering Lund University, Lund, 2014.
- [26] B. Glisix, D. Inaudi et al, «Large scale lifespan monitoring of high-rise buildings using long-gauge fiber optic sensors,» chez *The 3rd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*, Vancouver, 2007.
- [27] CUBUS Engineering Software, «CEDRUS 7 Manuel,» CUBUS SA, Zürich.
- [28] P. Lestuzzi et M. Badoux, Génie parasismique, Lausanne: Presses polytechniques universitaires romandes, 2011.
- [29] International Federation for Structural Concrete (fib), Model Code 2010, Lausanne.
- [30] Noor Alshairi and Martin Hedström, «The effect of uncertainties in the design of complex structural systems by using FEM,» Division of Structural Engineering Lund University, Lund, 2013.

- [31] B. Glisic et al, «Ten-year monitoring of high-rise building columns using long-gauge fiber optic sensors,» *Smart Materials and Structures*, vol. 22, 2013.
- [32] V. Cervenka, «Reliability-based non-linear analysis according to fib Model Code 2010,» *Structural Concrete*, vol. 14, pp. 19-28, 2013.
- [33] H. Schlune, «Safety evaluation of concrete structures with nonlinear analysis,» Chalmers University of Technology, Gothenburg, 2011.
- [34] F. Sangiorgio, «Safety format fo non-linear analysis of RC structures subjected to multiple failure modes,» KTH University, Stockholm, 2015.
- [35] Taehun Ha and Sungho Lee, «Advanced Construction Stage Analysis of High-rise Building considering creep and shrinkage of concrete,» *Advances in Structural Engineering and Mechanics*, pp. 2139-2147, 2013.
- [36] Diptesh Patil and M.N. Bajad, «Predicting axial shortening of vertical elements in high rise buildings by using PCA method,» *International journal of innovative research in science, engineering and technology*, vol. 5, n° %17, pp. 12512-12519, 2016.
- [37] HN P. Moragaspiya, D. Thambiratnam, N Perera and T. Chan, «Differential axial shortening of concrete structures,» *2nd Infrastructure Theme Postgraduate Conference*, 2009.
- [38] HN P. Moragaspiya, D. Thambiratnam, N Perera and T. Chan, «Development of a vibration based method to update axial shortening of vertical load bearing elements in reinforced concrete buildings,» *Engineering Structures*, vol. 46, pp. 49-61, 2013.
- [39] R. Correia and P.S. Lobo, «Simplified assessment of the effects of columns shortening on the response of tall concrete buildings,» *Procedia Structural Integrity*, vol. 5, pp. 179-186, 2017.
- [40] M. Fintel and F. Khan, «Effects of column creep and shrinkage in tall structures - Prediction of inelastic column shortening,» *ACI Journal*, pp. 957-967, 1969.
- [41] R. Bliuc, J. Merrick and M. Haysler, «Estimation of long term vertical shorteneing of tall structures,» *Concrete Solutions*, 2009.