

## RAPPORT DE RECHERCHE

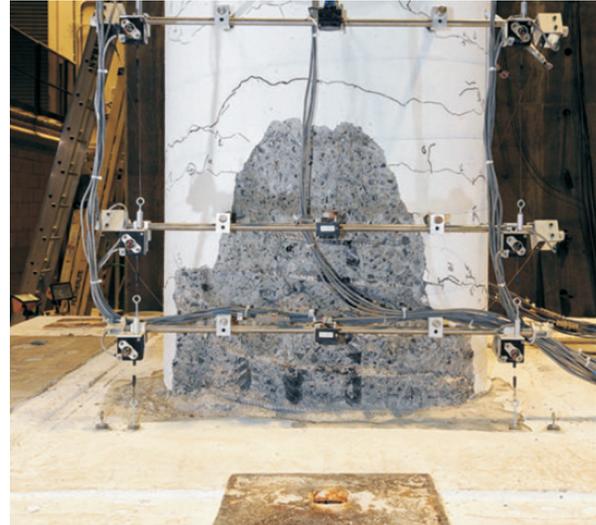
Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures

# DÉTERMINATION DES ÉTATS LIMITES DES PILIERS DE PONTS EN BÉTON DANS UNE APPROCHE BASÉE SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE : ESSAIS CYCLIQUES SUR QUATRE PILES

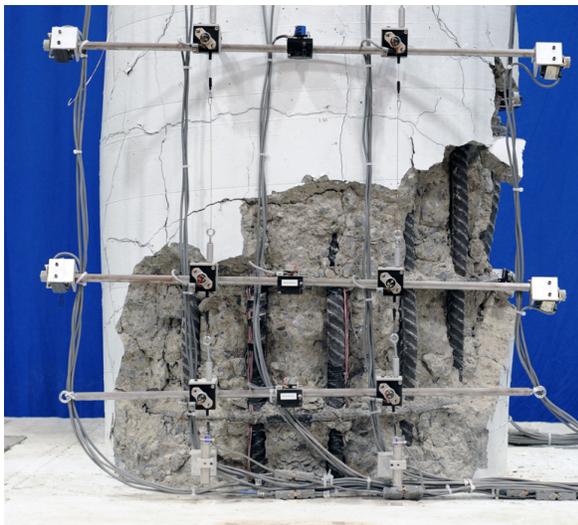
Y. Le Tartesse, L.F. Zuluaga, C. Calixte, G. Chancy et P. Paultre



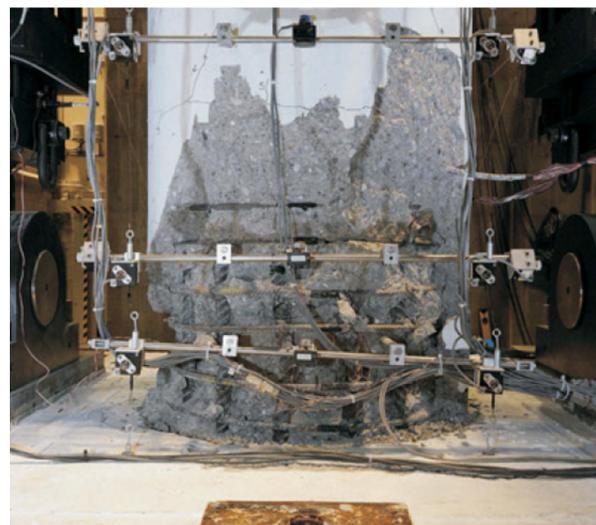
(a) CH300



(b) CS110



(c) CH300s



(d) CH110



Rapport de projet de recherche exécuté par l'Université de  
Sherbrooke pour le Ministère des Transports du Québec :

**Détermination des états limites des piliers  
de ponts en béton dans une approche  
basée sur la performance sismique :  
Essais cycliques sur quatre piles**

Numéro de référence : MTQ-R718.2

Numéro de rapport : CRGP-2018/03

Yoann LE TARTESSE  
Luis Felipe ZULUAGA Rubio  
Christopher CALIXTE  
Georges CHANCY  
Patrick PAULTRE

**Université de Sherbrooke**  
Département de génie civil  
2500 Boulevard Université  
J1K 2R1 Sherbrooke (Qc)  
Canada

23 février 2018





---

# Résumé

Le dimensionnement optimisé des piliers de ponts est indispensable afin de conserver le réseau routier opérationnel notamment les services d'urgence lors d'un évènement sismique. En effet, il a été observé que les ponts peuvent être les points faibles des voies de circulation.

Les différentes études menées après de tels évènements ont permis de faire évoluer les règles de dimensionnement. L'un de ces résultats est le dimensionnement basé sur la performance sismique (DBPS). Ce dimensionnement consiste à déterminer l'état limite d'une structure pour une intensité sismique donnée.

Ce projet vise à améliorer l'évaluation de la fragilité sismique des ponts du réseau routier québécois et à optimiser le dimensionnement sismique des futures réalisations selon une approche basée sur la performance sismique. L'étude se fait sur le pilier du pont Chemin des Dalles situé sur l'autoroute 55 dans la région de Trois-Rivières au Québec.

Plusieurs spécimens ont été réalisés afin d'étudier l'influence du type et de l'espacement de l'armature transversale ainsi que l'influence du recouvrement des barres longitudinales dans les piliers en béton armé. Ces paramètres ont été modifiés dans le code depuis la construction du pont étudié.

Il est présenté différents spécimens, les résultats obtenus ainsi qu'une quantification des états limites pour les spécimens étudiés. Les résultats permettent de comparer :

- l'influence du recouvrement à la base qui diminue grandement la ductilité de la structure ;
- l'espacement du renforcement transversal où plus l'espacement est petit, plus le pilier est ductile ;
- le type de renforcement transversal qui n'apporte pas de grandes modifications à la résistance du pilier.

**Mots-clés :** dimensionnement basé sur la performance, états limites, piliers de pont, béton armé, ductilité, confinement, longueur de rotule plastique



---

# Table des matières

<b>Résumé</b>	<b>i</b>
<b>Table des figures</b>	<b>iv</b>
<b>Liste des tableaux</b>	<b>vi</b>
<b>1 Introduction</b>	<b>1</b>
1.1 Mise en contexte et problématique . . . . .	2
1.2 Définition du projet de recherche . . . . .	2
1.3 Objectifs du projet de recherche . . . . .	3
1.4 Plan du document . . . . .	3
<b>2 Revue de littérature</b>	<b>5</b>
2.1 Comportement du béton armé . . . . .	5
2.2 Dimensionnement basé sur la performance . . . . .	11
2.3 Normes pour la conception parasismique de ponts . . . . .	15
2.4 Résumé . . . . .	18
<b>3 Présentation du spécimen étudié</b>	<b>20</b>
3.1 Pont Chemin des Dalles . . . . .	20
3.2 Spécimen étudié . . . . .	22
3.3 Description des matériaux . . . . .	24
3.4 Instrumentation . . . . .	31
3.5 Procédure expérimentale . . . . .	41
<b>4 Comparaison des différents spécimens</b>	<b>43</b>
4.1 Éléments d'analyse . . . . .	43
4.2 Résultats obtenus . . . . .	47
4.3 Ductilité, dissipation d'énergie et confinement . . . . .	55
4.4 Zones d'endommagement . . . . .	59
<b>5 Dimensionnement basé sur la performance sismique</b>	<b>65</b>
5.1 Niveaux de performance . . . . .	65
5.2 Niveaux de l'aléa sismique . . . . .	66

5.3	Objectifs de performance . . . . .	66
5.4	États limites . . . . .	68
<b>6</b>	<b>Conclusion</b>	<b>70</b>
6.1	Réalisations . . . . .	70
6.2	Résultats observés . . . . .	70
6.3	Travaux futurs et recommandations . . . . .	71
<b>A</b>	<b>Détermination de l'espacement de l'armature transversale requis par la norme CSA.S6-14</b>	<b>72</b>
A.1	Normes de pont CSA S6-14, Armature transversale de confinement, art 4.7.5.2.5 et art 8.14.4.2 . . . . .	72
A.2	Normes de béton CSA A23.3-14, Armature de confinement, art 21.7.2.2.5 . . . . .	73
<b>B</b>	<b>Déplacement dû au cisaillement des différents niveaux d'instrumentation</b>	<b>74</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>78</b>



---

# Table des figures

2.1	Relation contrainte-déformation en compression du béton non confiné et confiné . . . . .	6
2.2	Diagramme d'interaction charge axiale-moment du pilier étudié . . . . .	8
2.3	Recouvrement étudié dans cette étude . . . . .	9
2.4	Distribution de contraintes lors d'un essai d'arrachement . . . . .	11
2.5	Relation entre la ductilité et le facteur de réduction de la force sismique . . . . .	12
2.6	Algorithme explicatif du dimensionnement basé sur la performance . . . . .	12
2.7	Niveaux de performance pour du béton en compression et du béton en traction . . . . .	14
2.8	Endommagements associés aux niveaux de performance . . . . .	14
3.1	Pont Chemin des Dalles : vue d'ensemble et vue d'un appui. . . . .	20
3.2	Élévation du pont Chemin des Dalles . . . . .	21
3.3	Géométrie des appuis . . . . .	21
3.4	Ferraillage du premier spécimen réalisé . . . . .	22
3.5	Ferraillage des différents spécimens . . . . .	23
3.6	Courbes de compression pour le béton du poteau du spécimen CH300. . . . .	26
3.7	Courbes de traction des aciers d'armatures. . . . .	26
3.8	Courbes de compression pour le béton du poteau du spécimen CS110. . . . .	28
3.9	Courbes de traction des aciers d'armatures. . . . .	28
3.10	Courbes de compression pour le béton du poteau du spécimen CH110. . . . .	30
3.11	Courbes de traction des aciers d'armatures. . . . .	30
3.12	Courbes de compression pour le béton du poteau du spécimen CH300s. . . . .	33
3.13	Courbes de traction des aciers d'armatures du pilier CH300s. . . . .	33
3.14	Distribution des jauges de déformation sur l'acier du spécimen CH300 . . . . .	34
3.15	Distribution des jauges de déformation sur les barres longitudinales . . . . .	35
3.16	Distribution des jauges de déformation sur les barres transversales . . . . .	36
3.17	Distribution des jauges de déformation sur les barres longitudinales et transversales . . . . .	36
3.18	Système de fixation des potentiomètres des trois premiers spécimens étudiés . . . . .	37
3.19	Système de fixation des potentiomètres du spécimen CH300s . . . . .	38
3.20	Position des potentiomètres suivant la vue de face du pilier . . . . .	39
3.21	Position des potentiomètres suivant la vue latérale du pilier . . . . .	40
3.22	Protocole de chargement cyclique . . . . .	41
4.1	Décomposition du déplacement latéral sous une charge ultime H en tête. . . . .	43

4.2	Déplacement dû au glissement d'ancrage. . . . .	45
4.3	Profil de déplacements des spécimens . . . . .	49
4.4	Idéalisation du spécimen adaptée de Osorio Gomez . . . . .	50
4.5	Force latérale versus déplacement en tête du poteau des quatre spécimens . . . . .	52
4.6	Force versus déplacement dû au glissement des barres longitudinales . . . . .	52
4.7	Force latérale versus déplacement en tête du poteau dû au cisaillement . . . . .	53
4.8	Répartition du déplacement en tête dans le sens de la tirée . . . . .	54
4.9	Répartition du déplacement en tête dans le sens de la poussée . . . . .	54
4.10	Calcul de la courbe enveloppe moyenne et des paramètres énergétiques. . . . .	55
4.11	Schématisation des relations bilinéaires idéalisées . . . . .	56
4.12	Énergie dissipée par amortissement durant un cycle de chargement. . . . .	59
4.13	Endommagement des quatre spécimens à la fin de l'essai, vue latérale . . . . .	61
4.14	Endommagement des quatre spécimens à la fin de l'essai, vue du nord . . . . .	62
4.15	Endommagement des quatre spécimens à la fin de l'essai, vue du sud . . . . .	63
4.16	Ouverture du crochet des cerces horizontales du spécimen CH300s . . . . .	64
B.1	Force-déplacement du poteau dû au cisaillement au deuxième niveau . . . . .	74
B.2	Force-déplacement du poteau dû au cisaillement au troisième niveau . . . . .	75
B.3	Force-déplacement du poteau dû au cisaillement au quatrième niveau . . . . .	76
B.4	Force-déplacement du poteau dû au cisaillement au cinquième niveau . . . . .	77



---

# Liste des tableaux

2.1	Comparaison des longueurs requises selon différentes normes . . . . .	10
2.2	Domages associés à un niveau de performance . . . . .	13
2.3	Catégorie de performance sismique en fonction de $S(T)$ pour une période de retour de 2475 ans (adapté du tableau 4.10 du CSA-S6-06) . . . . .	16
2.4	Niveaux de performance minimaux après un évènement sismique (adapté du tableau 4.15 du CSA-S6-14 [4]) . . . . .	16
2.5	Niveaux de performance minimaux après un évènement sismique (CSA-S6-14) . . . . .	17
3.1	Description des spécimens à l'étude . . . . .	24
3.2	Caractéristiques des bétons frais du premier spécimen . . . . .	25
3.3	Résistance en compression du béton de la fondation du premier spécimen . . . . .	25
3.4	Propriétés mécaniques du béton du poteau CH300 . . . . .	25
3.5	Caractéristiques des bétons frais du spécimen CS110 . . . . .	27
3.6	Résistance en compression du béton de la fondation du spécimen CS110 . . . . .	27
3.7	Propriétés mécaniques du béton du poteau CS110 . . . . .	28
3.8	Caractéristiques des bétons frais du spécimen CH110 . . . . .	29
3.9	Résistance en compression du béton de la fondation du spécimen CH110 . . . . .	29
3.10	Propriétés mécaniques du béton du poteau CH110 . . . . .	29
3.11	Caractéristiques des bétons frais du premier spécimen . . . . .	31
3.12	Résistance en compression du béton de la fondation du spécimen CH300s . . . . .	32
3.13	Propriétés mécaniques du béton du poteau CH300s . . . . .	32
3.14	Hauteurs des différentes jauges électriques placées sur les barres longitudinales . . . . .	35
4.1	Équations de la longueur de rotule plastique selon différents auteurs . . . . .	46
4.2	Évolution des fissures en fonction des cycles de chargement. . . . .	47
4.3	Déplacements en tête du poteau à la plastification trouvés expérimentalement. . . . .	47
4.4	Taux d'amortissement visqueux équivalent quantifié expérimentalement. . . . .	60
4.5	Indicateurs de ductilité, d'énergie, d'endommagement et de confinement . . . . .	61
5.1	Niveaux de performance des poteaux en béton armé. . . . .	65
5.2	Périodes de récurrence des tremblements de terre . . . . .	66
5.3	Niveaux de performance minimaux après un évènement sismique (adapté du tableau 4.15 du CSA-S6-14 [4]) . . . . .	67
5.4	Corrélation entre les états limites et les niveaux de service. . . . .	68

5.5 États limites et taux relatif interétage. . . . .	69
A.1 Caractéristiques de la section du pilier . . . . .	72



---

# Introduction

La conception d'un pont dépend de sa fonction, de la nature du terrain devant accueillir la nouvelle structure, du type de matériau à utiliser ainsi que des fonds disponibles. La conception du pont doit tenir compte de la zone d'activité sismique où il se trouve : élevée, moyenne ou faible. Par ailleurs, en raison de l'importance d'un pont, il est impératif de garantir la sécurité de l'ouvrage et de ses utilisateurs tout au long de sa vie.

Les retours d'expériences post-sismiques ainsi que les études théoriques et expérimentales effectuées par les chercheurs et les ingénieurs de la pratique ont permis de faire évoluer les règles de l'art relatives au comportement sismique des ouvrages de génie civil. La conception parasismique a pour philosophie de concevoir des structures avec un niveau de probabilité d'effondrement faible pour éviter la perte de vies humaines et des coûts de réparation onéreux. Le concept de ductilité permet d'atteindre ces objectifs. Dans le cas des ponts, la ductilité est apportée par les éléments verticaux (poteaux, piliers composés de plusieurs poteaux, poteaux-voiles, etc.) permettant aux autres composantes de rester élastiques.

Les raisons de concevoir le pilier comme élément structural permettant la dissipation d'énergie sont multiples :

- les critères d'accessibilité des zones endommagées et de maintien de la fonctionnalité de l'ouvrage à la suite d'un événement sismique ;
- le critère économique, car la réparation des piliers est généralement moins dispendieuse que celle du tablier ;
- les piliers sont généralement moins sujets aux phénomènes de non-linéarité géométriques (effet  $P - \Delta$ ) étant donné la faible hauteur relative des piliers de ponts courants.

Les événements sismiques récents, en particulier ceux de Loma Prieta et Northridge, ont fourni des données préliminaires pour étudier la performance sismique des ponts [25]. Il est largement admis que la prochaine étape logique dans le développement de la conception parasismique des ponts est d'adopter la conception sismique basée sur la performance [37].

Dans l'optique du dimensionnement à la performance, il est primordial de situer les états limites des composantes principales des ponts, principalement des piliers, de manière mesurable plutôt que phénoménologique. Lors du développement de courbes de fragilité des ponts au Québec, il est apparu que les états limites des piliers de ponts n'étaient pas clairement définis [42]. Un programme de recherche expérimental a donc été conçu pour les déterminer. Il a été décidé d'utiliser les données et les propriétés des piliers du pont Chemin des Dalles situé sur l'autoroute 55 au Québec fournies par le Ministère des transports, de la mobilité durable et de l'électrification des transport (MTMDET).

## 1.1 MISE EN CONTEXTE ET PROBLÉMATIQUE

Différents tremblements de terre comme ceux de San Fernando (1971), de Loma Prieta (1989), de Northridge (1994), de Kobe (1995) et du Chili (2010) ont montré que les ponts peuvent être les points faibles d'un réseau de transport lors de séismes. À la suite de ces tremblements de terre, des recherches approfondies ont été menées sur la conception parasismique et la réhabilitation des ponts en béton armé afin d'apporter des améliorations et de formuler des recommandations. Ces dernières sont :

- la prévention des ruptures fragiles en cisaillement des poteaux par la prescription d'un taux minimum d'armature transversale (tremblement de terre de San Fernando (1971)) ;
- le dimensionnement des appuis de ponts ductiles capables de dissiper un maximum d'énergie avec l'objectif d'éviter leur effondrement (tremblement de terre de Loma Prieta (1989), tremblement de terre de Northridge (1994) et tremblement de terre de Kobe (1995)).

De même, avec les expériences des tremblements passés et les recherches effectuées, le dimensionnement sismique a fait l'objet d'une évolution en changeant le concept de « résistance » par « performance ». Pendant plusieurs années, la résistance et la performance ont été considérées comme des synonymes dans les spécifications pour les calculs de dimensionnement sismique requis par les codes. Cette évolution progressive se justifie par le fait que l'augmentation de la résistance ne signifie pas nécessairement une amélioration de la sécurité ou une réduction des dommages.

Désormais, le terme dimensionnement basé sur la performance (DBP)[4] est utilisé pour parler de la conception parasismique et de la réhabilitation des structures. Le DBP est une philosophie de conception qui consiste à dimensionner les structures à partir du niveau de performance souhaité et du niveau d'intensité sismique associé.

Bien que le DBP ne soit pas une philosophie de conception nouvelle pour d'autres domaines, comme pour le génie mécanique, il est relativement récent pour la conception parasismique. Les structures en génie civil ont une taille considérable par rapport aux autres domaines. Dans la plupart des cas, la reproductibilité est infaisable en raison des propriétés des sols, des caractéristiques des matériaux, de l'emplacement, etc. Les expériences quant aux séismes, le développement des outils de calcul tout comme les recherches ont permis d'appliquer cette philosophie dans la pratique et dans les normes de conception.

L'évaluation de la performance sismique d'un pont consiste à déterminer le niveau d'endommagement de la structure à la suite d'un séisme d'intensité donnée. L'endommagement est qualifié selon cinq niveaux n'allant progressivement d'aucun dommage à la ruine de la structure. Ces niveaux d'endommagement renseignent sur les mesures qui seront nécessaires à une remise en fonction du pont. La détermination de la performance sismique globale d'un pont se fait par l'évaluation de la performance sismique de chacune de ses composantes structurales. Cette évaluation est permise uniquement si des états limites de fonctionnement sont connus pour chacune des composantes structurales et que ceux-ci sont associés à un niveau d'endommagement. Les états limites correspondent à des phénomènes d'endommagement graduels c'est-à-dire des modifications notables de l'état original du composant pouvant être liées à des valeurs connues d'un ou plusieurs paramètres de réponse qui seront atteints durant un tremblement de terre. Cette démarche est de plus en plus utilisée dans les problématiques de conception sismique des structures.

## 1.2 DÉFINITION DU PROJET DE RECHERCHE

Le DBP implique le dimensionnement, l'évaluation et la construction des structures selon leur performance lorsqu'elles sont soumises aux charges extrêmes. Ces critères de performance doivent rester conformes aux exigences établies par les propriétaires et la société. Le but principal de cette

philosophie est de dimensionner des structures sécuritaires et économiques. Ces structures peuvent présenter des dommages lors d'un événement sismique sans atteindre l'effondrement. Pour y arriver, il est donc important de pouvoir prédire ces dommages et de les lier à des paramètres mesurables afin de prendre des décisions éclairées sur le dimensionnement. En d'autres termes, il faut que chaque niveau de performance soit associé aux états limites respectifs en permettant d'établir le lien avec l'endommagement physique.

Dans le cas des structures en béton armé, les états limites peuvent être divisés en deux ; les états limites pour chaque composante structurelle du système et les états limites du système. Les premiers sont les suivants : fissuration du béton, plastification des barres d'acier, éclatement et fragmentation de l'enrobage, flambage ou rupture de l'acier longitudinal, perte de résistance de l'ancrage ou du recouvrement et perte de la capacité portante des charges de gravité. Les deuxièmes peuvent être : taux de déplacement latéral et résiduel latéral relatif, dégradation de la résistance du système et stabilité structurale à l'effondrement.

Comme on peut le constater, les états limites sont bien liés à un endommagement physique. Toutefois, il reste à déterminer leur quantification d'une manière plus précise. Il importe alors de connaître l'influence de différents paramètres afin d'optimiser ce dimensionnement basé sur la performance. Certaines modifications des normes de conception ont été apportées sur l'armature transversale de cisaillement ainsi que sur le recouvrement de barres longitudinales [4]. Cette étude se concentre sur ces paramètres afin d'évaluer la fragilité sismique.

### 1.3 OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

Ce projet de recherche vise à améliorer l'évaluation de la fragilité sismique des ponts actuels du réseau routier québécois et à optimiser le dimensionnement sismique des futures structures selon une approche basée sur la performance sismique. L'étude s'appuie essentiellement sur le travail de recherche expérimental d'un pilier de pont à échelle réelle soumis simultanément à une charge latérale et à une charge axiale de compression. Un des piliers du pont Chemin des Dalles situé sur l'autoroute 55 dans la région de Trois-Rivières a été choisi pour évaluer les états limites de ses différentes configurations lors de cette étude.

#### 1.3.1 Objectifs spécifiques

Quatre piliers ont été réalisés afin de déterminer les états limites des piliers de ponts en béton armé ; l'auteur a réalisé le dernier pilier uniquement. Il a ensuite regroupé ses données avec les données des trois premiers piliers ([5, 6, 47]). Les objectifs spécifiques de ce rapport sont de :

- comparer les résultats obtenus à partir des quatre piliers ;
- analyser les résultats afin de déterminer l'influence du recouvrement et de l'espacement des armatures transversales ;
- mettre en relation les valeurs des états limites avec les différents niveaux d'endommagement physique.

### 1.4 PLAN DU DOCUMENT

Ce rapport commencera par décrire le comportement sismique du béton armé et plus précisément des piliers de ponts en béton armé dans un état de l'art au chapitre 2, le chapitre 3 commencera par décrire le pont Chemin des Dalles puis décrira les spécimens étudiés, les résultats obtenus seront ensuite comparés au chapitre 4, puis le chapitre 5 décrira les différents états limites des piliers étudiés pour la philosophie du dimensionnement basé sur la performance. Enfin, le chapitre 6

#### 4 *Chapitre 1. Introduction*

donnera les différentes conclusions de la recherche qui a été menée et proposera également des travaux futurs possibles.

---

# Revue de littérature

Les recherches en génie parasismique se sont beaucoup développées depuis le début des années 1970 afin d'apporter une certaine innovation. Une étude bibliographique a été effectuée dans le but d'établir un état de l'art des connaissances dans ce domaine. Nous pouvons ainsi déterminer les apports souhaités de cette recherche.

Tout d'abord, le comportement du béton armé sera décrit avec les différents paramètres permettant de modifier la performance de la structure. Ensuite, il sera nécessaire de présenter le dimensionnement basé sur la performance (DBP) qui est une révolution dans le domaine parasismique et qui apporte une conception différente des structures. Enfin, les différents états d'endommagement prévus seront définis de manière qualitative et quantitative pour la conception parasismique. L'objectif de cette recherche sera d'associer un état d'endommagement à un niveau de performance donné.

## 2.1 COMPORTEMENT DU BÉTON ARMÉ

### 2.1.1 Confinement

L'acier transversal présent dans les poteaux possède deux rôles c'est-à-dire éviter le flambage des armatures longitudinales et reprendre les efforts transversaux de cisaillement. La résistance en cisaillement doit être suffisante pour que la rupture du poteau se fasse par flexion (comportement ductile) et non par cisaillement (comportement fragile non souhaité en génie parasismique). Les étriers qui reprennent ces efforts transversaux ont également le rôle de confiner le noyau du béton [20]. Ce confinement améliore le comportement de celui-ci et notamment la ductilité [33].

Cusson et Paultre [8] ont catégorisé des colonnes selon un index de confinement défini par le rapport entre la pression effective de confinement  $f_{le}$  et la résistance maximale pour le béton non confiné  $f_{c0}$ . On distingue donc :

- les structures faiblement confinées :  $0 \% < \frac{f_{le}}{f_{c0}} < 5 \%$
- les structures moyennement confinées :  $5 \% < \frac{f_{le}}{f_{c0}} < 20 \%$
- les structures fortement confinées :  $20 \% < \frac{f_{le}}{f_{c0}}$

Ils ont montré que le confinement permet d'améliorer les performances en ductilité et en résistance comme on peut le voir sur la figure 2.1.

Cette courbe peut se déterminer à l'aide de deux points caractéristiques :

- (i) la résistance du béton confiné  $f'_{cc}$  correspondant à la déformation  $\epsilon'_{cc}$  ;
- (ii) la déformation post-pic du béton correspondant à une perte de capacité de 50 %.

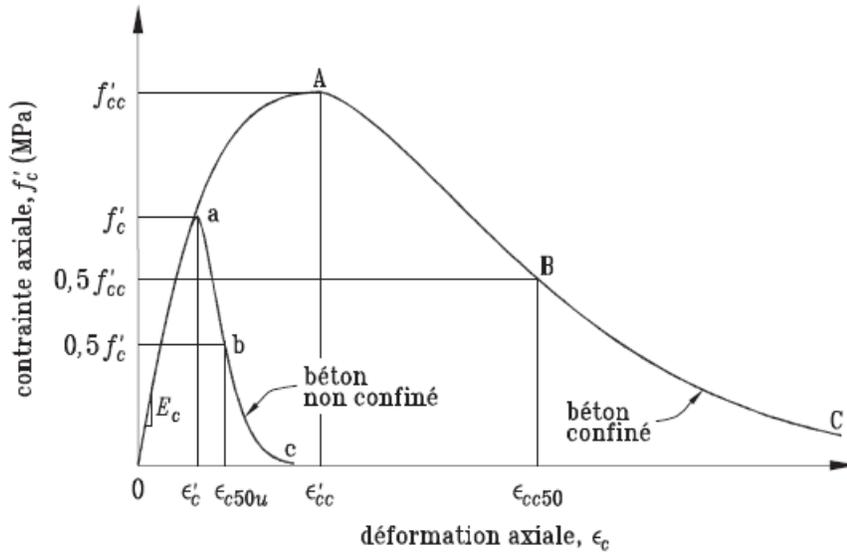


Figure 2.1 – Relation contrainte-déformation en compression du béton non confiné et confiné d'après Cusson et Paultre [8]

Ces deux points peuvent se déterminer à l'aide des équations suivantes :

$$f'_{cc} = f'_c \left( 1,0 + 2,4 \left( \frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{0,7} \right) \quad (2.1)$$

$$\epsilon'_{cc} = \epsilon'_c \left( 1,0 + 35 \left( \frac{f_{le}}{f_{c0}} \right)^{0,7} \right) \quad (2.2)$$

$$\epsilon_{cc50} = \epsilon_{c50} \left( 1,0 + 60 \left( \frac{f_{le50}}{f_{c0}} \right) \right) \quad (2.3)$$

- où  $f'_{cc}$  = résistance en compression du béton confiné ;  
 $f'_c$  = résistance en compression nominale du béton ;  
 $f_{le}$  = pression effective de confinement ;  
 $f_{c0}$  = résistance du béton non confiné ;  
 $\epsilon'_{cc}$  = déformation axiale du béton correspondant à  $f'_{cc}$  ;  
 $\epsilon'_c$  = déformation axiale du béton correspondant à  $f'_c$ .

Il est nécessaire de noter que la première catégorie de confinement, soit les structures faiblement confinées, apporte un très faible gain en ductilité et en résistance. Il est donc fortement déconseillé d'utiliser ce taux de confinement en conception parasismique.

### 2.1.2 Ductilité

La ductilité est une caractéristique très recherchée en conception parasismique. En effet, elle représente la capacité d'une structure à se déformer une fois la plastification atteinte. Cette déformation correspond à une absorption d'énergie par la structure. Ceci permet donc à un bâtiment de se déformer sans effondrement et, ainsi, de sauver des vies.

De plus, la ductilité permet de sous-estimer les charges sismiques lors du dimensionnement grâce à cette absorption d'énergie [34] ce qui permet de réaliser des économies non négligeables dans des structures de grandes dimensions.

La ductilité peut se définir par rapport à différentes variables comme la courbure, les déformations, les rotations ou les déplacements. Il est très important de savoir que la ductilité peut différer en fonction du type de déformation choisi. Nous nous intéresserons à la ductilité en courbure et en déplacement. Ces deux valeurs peuvent s'écrire comme le rapport de la déformation ultime sur la déformation plastique.

Nous avons ainsi la ductilité en courbure [32] :

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (2.4)$$

où  $\varphi_u$  est la courbure ultime de la section et  $\varphi_y$  est la courbure élastique.

La ductilité en déplacement est définie de la même manière :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.5)$$

où  $\Delta_u$  est le déplacement de la structure à l'ultime et  $\Delta_y$  le déplacement à la plastification.

### 2.1.3 Rotule plastique

Pour une poutre en porte-à-faux, il existe une zone proche de l'encastrement où l'on constate une augmentation nette de la courbure au début de la plastification de l'acier. Cette zone correspond à une rotule plastique de longueur  $l_p$ . Le reste de la poutre se déplace tel un corps rigide. Le déplacement à l'ultime est donné par la formule suivante [32] :

$$\Delta_u = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) l_p \times \left( l - \frac{1}{2} l_p \right) = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) l_p \left( 1 - \frac{1}{2} \frac{l_p}{l} \right) \quad (2.6)$$

où  $l_p$  est la longueur depuis la fondation de la rotule plastique. Ning et al. [28] ont déterminé cette longueur par une approche probabiliste :

$$l_p = l \left( 0,042 + 0,072 \frac{P}{P_0} \right) + 0,298H + 6,407d_b \quad (2.7)$$

où  $l$  = distance de la base de la colonne au point d'inflexion ;

$P$  = charge axiale appliquée ;

$P_0$  = résistance en compression du béton ;

$H$  = hauteur entière de la colonne ;

$d_b$  = diamètre des armatures longitudinales.

### 2.1.4 Élancement

L'élancement est le rapport entre la hauteur du poteau et la plus petite dimension de la section transversale représenté dans ce cas par le diamètre. Les recherches [36] ont permis de montrer qu'il est possible de catégoriser les poteaux en trois groupes. D'après ce rapport, le comportement des poteaux est alors dominant en flexion, en cisaillement ou il dispose d'une grande interaction entre les deux. Il est à noter que la ductilité en déplacement d'un poteau diminue avec la réduction de ce rapport.

Un poteau dominant en flexion va réagir de la même manière qu'une poutre en flexion, mais les connaissances sont beaucoup plus faibles pour des poteaux avec de fortes interactions flexion-cisaillement. Il est donc très difficile de connaître la réaction d'un poteau avec ces caractéristiques.

### 2.1.5 Flexion composée

Les piliers de pont sont des parties de structure soumises à des charges axiales ainsi qu'à un moment et cette interaction est la flexion composée. Nous pouvons facilement repérer plusieurs points sur le diagramme d'interaction charge axiale-moment du pilier étudié, soit fig. 2.2) :

- la résistance en compression centrée  $P_{r0}$  ;
- la résistance en flexion simple  $M_{r0}$  ;
- la résistance équilibrée ( $P_{br}$ ,  $M_{br}$ ) ;
- la résistance en traction simple  $P_{tr0}$ .

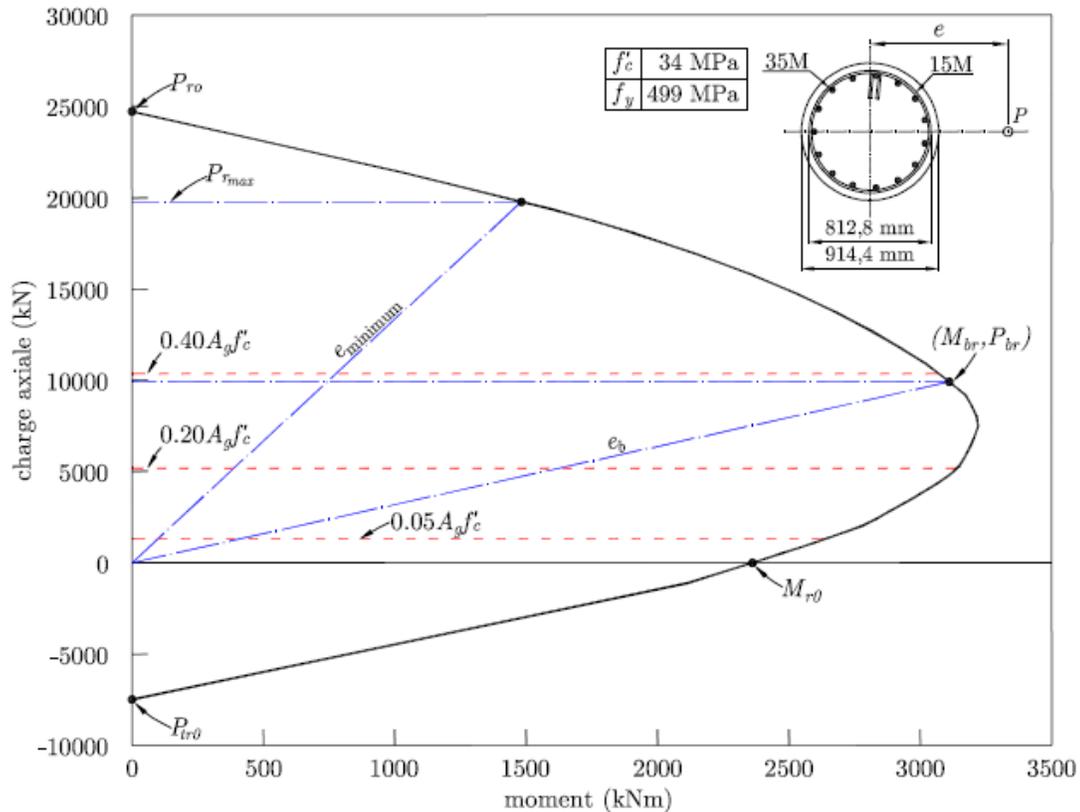


Figure 2.2 – Diagramme d'interaction charge axiale-moment du pilier étudié [47]

La résistance équilibrée correspond à la charge pour laquelle la déformation du béton a atteint sa limite en même temps que l'armature la plus éloignée de la fibre comprimée atteint sa limite élastique. De plus, elle correspond à la limite entre un comportement fragile qui apparaîtra au-dessus de ce point et un comportement ductile qui apparaîtra en dessous de ce point.

On remarque que, bien que la ductilité soit principalement liée à la flexion, la charge axiale a également une influence et il est important de la considérer.

De nombreuses recherches [43, 41, 32] ont été menées sur les facteurs influençant la résistance à la charge axiale c'est pourquoi il est nécessaire de contrôler les paramètres suivants :

- la résistance en compression du béton ;
- le taux d'armature transversale ;
- la limite élastique de l'armature longitudinale ;
- l'indice de charge axiale en compression.

### 2.1.6 Recouvrement

La jonction des barres d'armature par recouvrement est la manière la plus utilisée pour assurer la continuité de l'acier dans les éléments en béton armé. En effet, la taille des ouvrages rend très difficile une continuité pure avec des barres de la longueur de la colonne. La norme canadienne CSA A23.3-04 [2] permet le recouvrement pour des barres de diamètre inférieur à 35M. Des jonctions mécaniques ou soudées sont préconisées pour des barres de plus grand diamètre.

Dans cette recherche, le recouvrement important est celui entre la fondation et la colonne comme précisé à la figure 2.3. On peut y voir le recouvrement présent dans le pilier réel étudié par Luis Zuluaga [47] et le pilier qui sera étudié sans recouvrement.

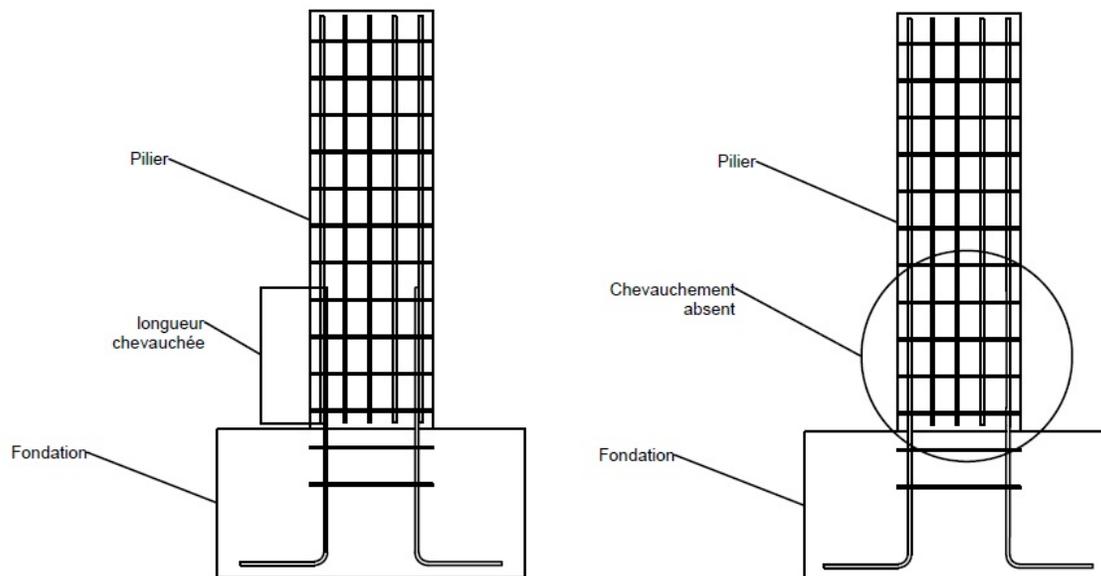


Figure 2.3 – Recouvrement étudié dans cette étude

On distingue deux modes de rupture différents pour les barres. Le premier mode est la rupture par adhérence. Ce mode de rupture apparaît lorsque la barre n'est pas assez bien associée au béton. La barre va se désolidariser du béton et glisser par rapport à ce dernier. Dans ce cas, elle ne peut pas reprendre les efforts transmis. Le second mode de rupture est par fendage. Il s'agit du mode de rupture souhaité puisque l'armature reprend tous les efforts qui lui sont transmis et se rompt parce que le moment est trop fort.

#### Adhérence en traction

Les armatures longitudinales en acier sont utilisées principalement pour augmenter la capacité en traction du béton. La continuité des barres est donc primordiale lorsque le béton est en traction. Dans ce cas, les efforts sont transmis par compression de bielles de béton entre les deux barres. Le phénomène utilisé entre l'interface acier et béton est l'adhérence d'ancrage. Cette adhérence est possible de manière chimique ou mécanique. Toutefois, à partir du premier glissement, seule l'adhérence mécanique a toujours lieu. Pour cette raison, les barres lisses ne sont plus utilisées et les barres crénelées les ont remplacées.

Durant cette étude, nous nous intéresserons particulièrement à l'adhérence mécanique. L'objectif est de développer la capacité maximale de la barre en traction avant que l'adhérence ne se rompe. Cette capacité est directement liée à un paramètre déterminant : la longueur de développement ou

la longueur d'ancrage en traction. Cette longueur est influencée par le type de charge, le diamètre de la barre, l'état de surface, sa position, la présence d'autres barres adjacentes, etc. [32, 7].

De nombreuses recherches [27, 45] ont été menées pour déterminer la longueur d'ancrage optimale nécessaire et, plus particulièrement, la résistance de liage entre le béton et l'acier. Delso et al. [26] résume les longueurs requises par différentes normes dans le tableau 2.1. Il est nécessaire de remarquer que les normes préconisent une longueur plus longue en conception sismique. C'est pourquoi il est important de s'intéresser à ce paramètre.

Tableau 2.1 – Comparaison des longueurs requises selon différentes normes [26]

Résistance du béton en compression spécifiée, ksi (MPa)	Diamètre des barres	Longueur minimale requise		
		Section 5.11.2 de AASHTO LRFD	Section 8.8.4 de AASHTO LRFD (aspect sismique)	Section 21.7.5 de ACI 318 (prévision sismique)
3,6 (24,8)	n° 11 (36 mm)	$26d_b$	$28d_b$	$39d_b$
	n° 14 (43 mm)	$31d_b$	$28d_b$	$39d_b$
	n° 18 (57 mm)	$30d_b$	$28d_b$	$39d_b$
5,0 (34,5)	n° 11 (36 mm)	$26d_b$	$24d_b$	$33d_b$
	n° 14 (43 mm)	$26d_b$	$24d_b$	$33d_b$
	n° 18 (57 mm)	$25d_b$	$24d_b$	$33d_b$

Vincent et al. [45] ont démontré que la longueur de recouvrement n'avait aucune influence sur la déformation ultime  $\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c0}}$ , mais qu'augmenter la longueur permettait d'augmenter la résistance  $\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}}$ .

La longueur d'ancrage n'est pas le seul paramètre influençant la résistance de liaison. Le diamètre des barres est un facteur important. En effet, plus le diamètre augmente, plus l'adhérence et la force transmise diminuent [44, 16], et ce, peu importe la résistance à la compression.

L'étude des forces transmises peut être réalisée grâce à l'essai d'arrachement (*pull-out test* en anglais). Ce test consiste à exercer une force de traction ce qui permet de connaître la force maximale transmissible pour une longueur d'ancrage donnée. Ainsi, il est possible de déterminer la distribution de contrainte sur la barre, mais cette distribution est souvent idéalisée par une valeur moyenne. La figure 2.4 montre cette distribution. Esfahani et al. [11] ont proposé cette formule pour la valeur moyenne de la contrainte moyenne d'adhérence  $u$  :

$$u = \frac{A_b f_s}{\pi d_b L_d} \quad (2.8)$$

avec  $u$  = contrainte moyenne d'adhérence ;

$f_s$  = contrainte de traction dans la barre ;

$A_b$  = aire de la barre en traction (aire d'une seule barre même dans le cas de recouvrement) ;

$d_b$  = diamètre d'une barre ;

$L_d$  = longueur d'ancrage.

Il a été montré que la résistance en compression du béton influençait peu la force d'adhérence ([11, 16, 44]). Il s'avère que cette valeur est inversement proportionnelle à  $f'_c$  [32].

### Effet du renforcement transversal

Esfahani et al. [11] ont étudié la conséquence d'un renforcement transversal dans les zones de recouvrement de barres. Nous avons déjà vu que le renforcement transversal permettait un meilleur

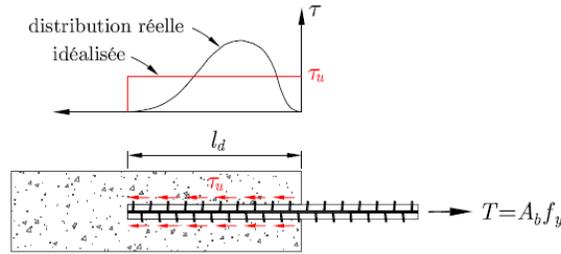


Figure 2.4 – Distribution de contraintes lors d'un essai d'arrachement [47]

confinement dans la section 2.1.1 et, par conséquent, une meilleure résistance en compression. Le renforcement transversal permet également d'augmenter la contrainte d'adhérence à l'endroit des recouvrements. De plus, il peut permettre de passer d'un mode de rupture par adhérence à un mode de rupture par flexion, ce qui est recherché dans la conception.

Cependant, Esfanahi montre aussi que le ACI Committee 440 surestime la force d'adhérence dans le cas où il n'y a pas de renforcement transversal dans la zone chevauchée. Ceci pourrait provoquer un mode de rupture par adhérence malgré une conception respectant le code.

### Problèmes liés au recouvrement

Les contraintes liées au recouvrement sont nombreuses. Par exemple, il est nécessaire de respecter une certaine longueur d'ancrage et les barres doivent posséder un diamètre défini. Toutefois, même si la longueur des barres utilisées est considérable, il est primordial de s'assurer que le recouvrement ne peut être évité. En ce sens, dès les années 1950, Cormick [24] exprime le bénéfice réalisé lors de la construction d'une structure. En effet, le chevauchement de l'armature apporte plus d'acier dans la structure et a donc un coût.

Outre le problème économique apporté par le recouvrement, le chevauchement amène également une plus grande surface d'acier ce qui engendre un risque de corrosion plus grand [14]. De ce fait, la durabilité diminue énormément avec le taux de corrosion qui augmente.

Le recouvrement fait apparaître beaucoup d'incertitude du point de vue du calcul d'effort. C'est pourquoi de nombreuses recherches ([44, 26, 11, 16]) ont été menées sur ce sujet. Cependant, il est également nécessaire de voir l'apport réel de ce recouvrement ; nous étudierons donc un pilier sans aucun chevauchement.

## 2.2 DIMENSIONNEMENT BASÉ SUR LA PERFORMANCE

Lors des années 1970, le dimensionnement se réalisait à partir d'une approche basée sur la force. Cette approche partait du fait connu que les structures sont ductiles et qu'un dimensionnement pour un chargement inférieur aux forces élastiques permettait de rester dans la zone élastique. Cependant, les forces d'inertie lors d'un séisme pouvaient endommager la structure et on était ainsi incertain de ce dimensionnement [31].

La méthode du dimensionnement basé sur la force consiste à appliquer un facteur de réduction  $R$  qui aide à déterminer les besoins en ductilité d'une structure en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximums ou des énergies potentielles maximales. La figure 2.5 nous donne l'expression de ce facteur  $R$ .

Le concept de dimensionnement basé sur la performance est apparu dans les codes de conception après le tremblement de terre de San Fernando (1971). Cependant, cette approche a été réellement formalisée après celui de Northridge en 1994. C'est à ce moment que le génie parasismique a

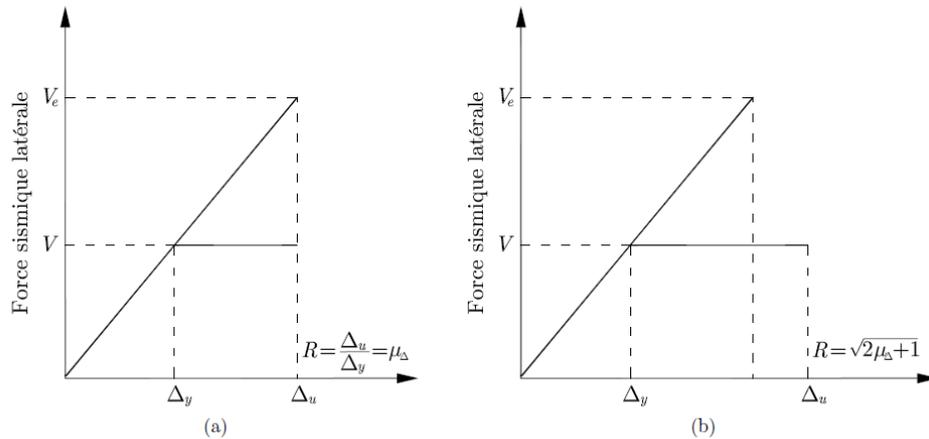


Figure 2.5 – Relation entre la ductilité et le facteur de réduction de la force sismique : (a) critère d'égalité des déplacements maximums et (b) critère d'égalité des énergies potentielles [31]

vraiment codifié une approche sur la performance, c'est-à-dire où l'objectif est d'atteindre un niveau d'endommagement donné pour un séisme avec une intensité imposée. Krawinkler [18] a décrit cette démarche avec l'algorithme de la figure 2.6

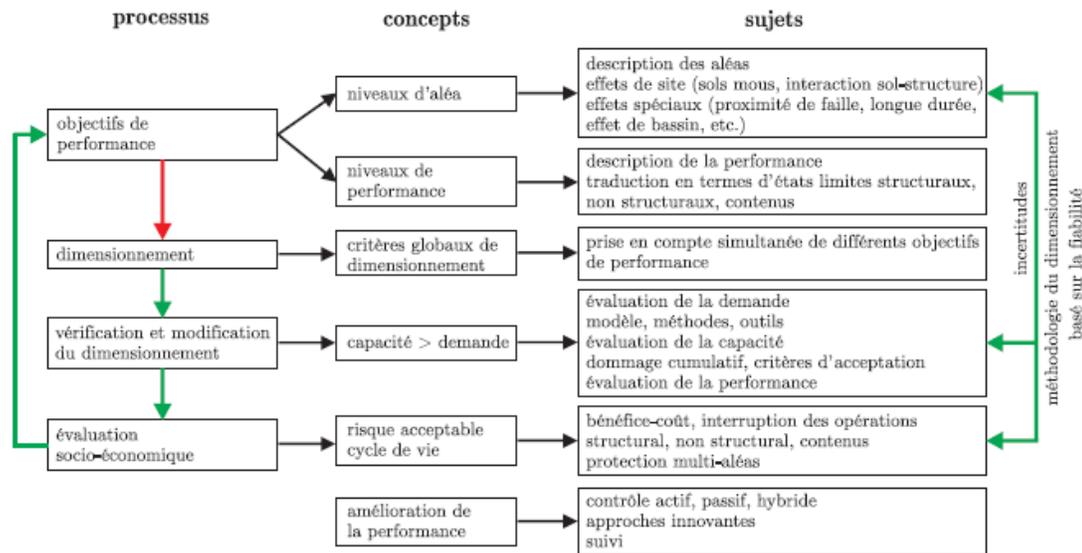


Figure 2.6 – Algorithme explicatif du dimensionnement basé sur la performance [18]

### 2.2.1 Niveaux de performance

Il est nécessaire de connaître le niveau de performance souhaité après un évènement sismique. En effet, le dimensionnement va dépendre de l'importance de la résistance de la structure à un tremblement de terre. Certains ouvrages doivent rester opérationnels en tout temps pour les services d'urgence et autres, tandis que d'autres peuvent être endommagés et inutilisables pendant une durée déterminée sans porter préjudice au bon fonctionnement local.

Les niveaux de performance retenus prennent en considération les endommagements structurels et non structurels. Voici les niveaux de performance des éléments structuraux :

- Opérationnel : la structure de l'ouvrage a simplement subi des dommages mineurs ou aucun dommage à la suite d'un tremblement de terre. Elle peut être utilisée immédiatement.
- Occupation immédiate : les éléments structuraux n'ont pas subi de dommages importants et, même si les éléments non structuraux peuvent avoir été endommagés, la sécurité des usagers est assurée et les dommages sont réparables.
- Sauvegarde de la vie humaine : les éléments structuraux peuvent présenter des dommages incluant une perte de rigidité ou de résistance. Malgré des dégâts possiblement irréparables, la sécurité des usagers est toujours assurée.
- Prévention de l'effondrement : des dommages sévères sont présents sur les éléments structuraux, mais aucun effondrement n'a lieu. Malgré de possibles blessures légères, la vie des usagers n'est pas menacée.
- Proche de l'effondrement : ce niveau de performance n'est absolument pas souhaité. En effet, la structure risque de s'effondrer de manière imminente et les usagers risquent des blessures graves voire mortelles.

Park and Ang [30] ont défini un index de dommage  $D$  de la manière suivante :

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u Q_y} \int dE \quad (2.9)$$

où  $\delta_m$  = déformation maximale ;

$\delta_u$  = déformation ultime sous un chargement monotone ;

$\beta$  = coefficient lié au type de structure ;

$Q_y$  = limite d'élasticité ;

$\int dE$  = énergie dissipée.

On obtient ensuite l'indice de dommage d'un bâtiment par la somme des différents indices structuraux et, ensuite, Hwang [15] a associé à une valeur de cet indice un niveau de performance (tab. 2.2).

Tableau 2.2 – Dommages associés à un niveau de performance [15]

	Niveau de performance	Indice de dommage	
		Valeur	Estimation
1	Dommages non structurels	0,01-0,10	0,05
2	Dommages structurels légers	0,10-0,20	0,15
3	Dommages structurels moyens	0,20-0,50	0,35
4	Dommages structurels élevés	0,5-0,85	0,67
5	Effondrement	0,85-1,15	1,00

Yue et al. [46] ont décrit ces différents niveaux de performance en fonction de la résistance du béton (fig. 2.7) et Gohborah [12] a associé un niveau de performance structural à un état d'endommagement (fig. 2.8).

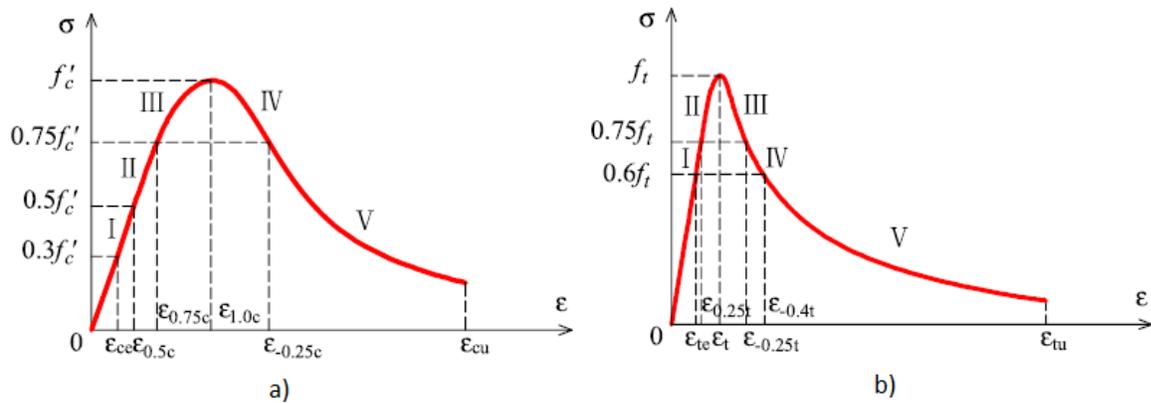


Figure 2.7 – Niveaux de performance pour (a) du béton en compression et (b) du béton en traction [46]

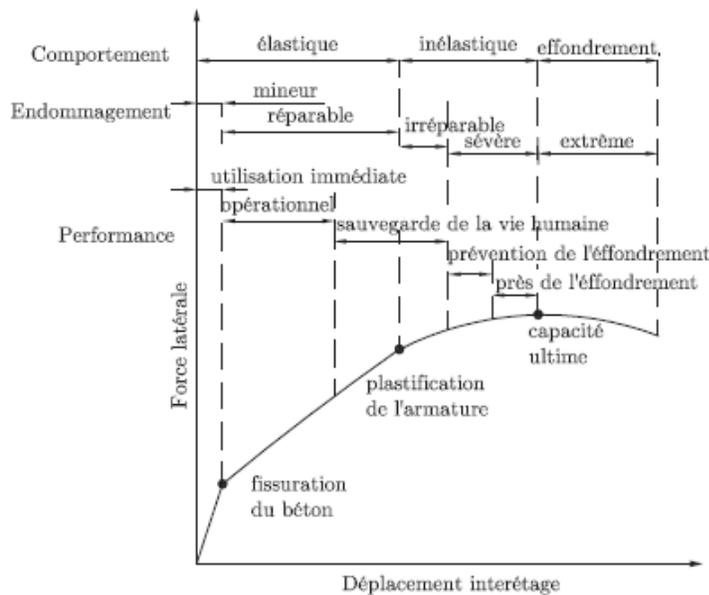


Figure 2.8 – Endommagements associés aux niveaux de performance selon Gohborah [12]

## 2.2.2 États limites

Un état limite est un état à partir duquel un élément a subi une transformation qui modifie ses propriétés et qui n'est pas souhaitée. On distingue deux catégories. La première concerne les éléments individuellement, tandis que la deuxième concerne la structure entière.

Nous avons dans la première catégorie :

- Fissuration du béton : le béton étant peu résistant en traction, on peut apercevoir ce phénomène rapidement sur une structure, mais ce n'est pas un endommagement critique. Il faut cependant noter qu'il peut réduire la durabilité de la structure.
- Plastification de l'armature : l'acier entre dans la zone plastique et apporte des déformations permanentes.

- Éclatement de l'enrobage : cet état peut induire un glissement des barres d'acier. Cet état de rupture est fragile et donc à proscrire.
- Flambage de l'acier d'armature : cet état est irréversible et les barres ne peuvent plus reprendre les efforts ce qui met en danger les usagers.
- Perte de capacité pour des charges de gravité : des effondrements de parties structurales peuvent avoir lieu et il est donc impossible d'assurer la sécurité des usagers.

Lignos [22] a étudié les états limites de la deuxième catégorie, soit les états limites d'une structure entière de 4 étages en se basant sur 3 bases de données de performance des différents éléments structuraux pour obtenir les effets d'une sollicitation due à un séisme. Ces états limites structuraux sont :

- le taux de déplacement inter étage représente le déplacement global du système ;
- le taux résiduel latéral inter étale commence lorsque le déplacement élastique est atteint ;
- la dégradation de la résistance du système est un indicateur de la stabilité d'une structure ;
- la stabilité structurale à l'effondrement a été le principal sujet d'étude de Lignos [22] : elle peut venir de la perte de capacité des charges de gravité de plusieurs éléments de la structure ou du déplacement inter étage amenant un fort effet  $P-\Delta$  ;
- l'état limite de l'effondrement est le point à partir duquel la structure ne peut plus résister à son propre poids.

## 2.3 NORMES POUR LA CONCEPTION PARASISMIQUE DE PONTS

Les codes de conception sont différents entre chaque pays ou même selon les états dans le cas des États-Unis. Le code canadien pour la conception des ponts est le code CAN/CSA-S6 [3], [4].

### 2.3.1 Normes canadiennes CSA S6-14 [4]

Les règles de calculs de cette norme sont principalement inspirées des normes AASHTO. Les ponts sont catégorisés en trois groupes selon des critères sociaux, de survie et de sécurité. On a ainsi les catégories :

- Ponts essentiels : grand ouvrage unique, emblématique et (ou) complexe qui est indispensable à l'intégrité du réseau de transport régional, à l'économie et à la sécurité de la région et représente un investissement majeur qui devrait prendre beaucoup de temps à réparer ou à remplacer.
- Ponts principaux : le service peut être interrompu à la suite d'un tremblement de terre dont la période de retour est de 2475 ans. Pour les autres niveaux de tremblements de terre, le service doit être immédiat ou limité (voir tableau 2.5).
- Autres ponts : ouvrage qui n'a pas la même importance que les ponts essentiels et les ponts principaux.

De plus, quatre types de dommages sont également décrits :

- les dommages mineurs qui ne provoquent pas l'effondrement du pont et qui peuvent être réparés sans provoquer la fermeture de la circulation ;
- les dommages réparables qui peuvent être accompagnés de certains comportements inélastiques, mais qui n'entraînent pas de remplacement de membrures principales ;
- les dommages importants pour lesquels certaines membrures auront subi des dommages visibles, mais sans aucune dégradation de leur résistance ;
- remplacement probable est l'état où le pont n'est pas opérationnel, bien que les tabliers restent en place, et nécessite des réparations majeures et le remplacement du pont.

Dans le domaine parasismique, il est nécessaire de dimensionner en fonction de la zone où l'on se situe puisque l'aléa sismique est différent en fonction de la zone géographique. Le tableau 2.3 donne les catégories de performance sismique à attribuer à chaque pont en fonction de l'accélération spectrale du site où se situe le pont, pour une période de retour de 2475 ans, de la période fondamentale du pont,  $T$ , dans la direction de calcul et de la catégorie d'importance. À noter que la catégorie de performance sismique la plus élevée dans les deux axes principaux doit primer.

Tableau 2.3 – Catégorie de performance sismique en fonction de  $S(T)$  pour une période de retour de 2475 ans (adapté du tableau 4.10 du CSA-S6-06)

$T < 0,5$ s	$T \geq 0,5$ s	Catégorie de performance sismique	
		Ponts essentiels	Ponts principaux et autres ponts
$S(0,2) < 0,20$	$S(1,0) < 0,10$	2	1
$0,20 < S(0,2) < 0,35$	$0,10 < S(1,0) < 0,30$	3	2
$S(0,2) \geq 0,35$	$S(1,0) \geq 0,30$	3	3

Les différentes catégories de ponts ne doivent pas, par définition, subir les mêmes dommages en fonction de l'intensité du séisme. Les critères de performance exigés par la norme CSA-S6-14 [4] sont données dans le tableau 5.3 et comprennent des critères relatifs au service (immédiat, limité et interrompu) et à l'endommagement (aucun, mineur réparable, important et remplacement probable). Ces différents critères pour différents niveaux de performance peuvent être lus dans le tableau 2.5 qui, vu son importance, est repris intégralement du code CSA S6-14 [?].

Tableau 2.4 – Niveaux de performance minimaux après un évènement sismique (adapté du tableau 4.15 du CSA-S6-14 [4])

Probabilité de dépassement sismique en 50 ans (période de retour)	Catégorie de ponts					
	Pont essentiels		Pont principaux		Autres ponts	
	Service	Dommages	Service	Dommages	Service	Dommages
10% (475 ans)	Immédiat	Aucun	Immédiat	Mineur	Service limité*	Réparable*
5% (975 ans)	Immédiat	Mineur	Service limité*	Réparable*	Service interrompu*	Important*
2% (2475 ans)	Service limité	Réparable	Service interrompu	Important	Aucun	Remplacement probable

\* Niveaux de performance facultatifs sous réserve des exigences des pouvoirs de réglementation ou du propriétaire.

Tableau 2.5 – Niveaux de performance minimaux après un évènement sismique (CSA-S6-14 [4])

Service	Dommages
<p><b>Immédiat</b> Le pont doit être pleinement opérationnel pour la circulation régulière, et les travaux de réparation ne causent aucune interruption du service.</p>	<p><b>Dommages mineurs</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• État général : Le pont doit demeurer essentiellement élastique avec des dommages minimaux n'ayant aucune incidence sur son niveau de performance.</li> <li>• Ouvrages en béton : Les déformations de compression du béton ne doivent pas être supérieures à 0,004 et les déformations de l'acier d'armature ne doivent pas dépasser la limite d'élasticité.</li> <li>• Ouvrages en acier : Les déformations de l'acier ne doivent pas dépasser la limite d'élasticité. Il ne doit y avoir aucun voilement ou flambement.</li> <li>• Assemblages : Les assemblages ne doivent pas être altérés.</li> <li>• Déplacements : Il ne doit pas y avoir de martèlement. Les déplacements résiduels, tassements, translations ou rotations de l'ouvrage ou des fondations, y compris des murs de soutènement et des murs en aile, doivent être négligeables sans compromettre le niveau de performance.</li> <li>• Appareils d'appui et joints : Ne doivent pas avoir à être remplacés sauf en cas de dommages éventuels à des garnitures d'étanchéité.</li> <li>• Dispositifs de retenue : Il ne doit y avoir aucun dommage observable ni perte de capacité en déplacement des systèmes de retenue ou des éléments liés.</li> <li>• Fondations : Les mouvements de la fondation doivent être limités seulement à de légers désalignements des travées ou à un tassement de certaines piles ou approches qui ne nuisent pas la circulation régulière, et aucune réparation n'est requise.</li> </ul>
<p><b>Service limité</b> Le pont doit être opérationnel pour la circulation des véhicules d'urgence et réparable sans devoir être fermé. Au moins 50% des voies, mais pas inférieure à une voie, doivent demeurer opérationnelles. Le service régulier doit être rétabli dans un délai d'un mois.</p>	<p><b>Dommages réparables</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• État général : Il peut y avoir certains comportements inélastiques ainsi que des dommages modérés; toutefois, les membrures principales ne doivent pas avoir à être remplacées, doivent être réparables sur place et être en mesure de supporter la charge permanente plus la surcharge totale.</li> <li>• Ouvrages en béton : Les déformations en traction de l'acier d'armature ne doivent pas dépasser 0,015.</li> <li>• Ouvrages en acier : Il ne doit y avoir aucun flambement des membrures principales. Il peut y avoir un flambement des membrures secondaires à condition que la stabilité soit préservée. Il ne doit y avoir aucune rupture de l'aire nette des membrures principales aux assemblages.</li> <li>• Assemblages : Les assemblages principaux ne doivent pas être altérés.</li> <li>• Déplacements : Aucun décalage permanent ne doit nuire au service et aux travaux de réparation du pont. Aucun tassement résiduel ni aucune rotation de l'ouvrage principal ne doit s'être produit. Il peut y avoir certains mouvements des murs en aile à condition qu'ils puissent être réparés et que la performance soit maintenue.</li> <li>• Appareils d'appui et joints : Les appareils d'appui en élastomère peuvent être remplacés. Si des joints à entures multiples sont endommagés, ils doivent être réparables.</li> <li>• Dispositifs de retenue : Aucun système de retenue ne doit être endommagé.</li> <li>• Fondations : Les mouvements de la fondation doivent être limités seulement à de légers désalignements des travées ou à un tassement de certaines piles ou approches qui ne nuisent pas la circulation régulière, à condition que la capacité opérationnelle initiale puisse être rétablie suite aux travaux de réparation.</li> </ul>

*Suite à la page suivante*

Tableau 2.5 – Suite de la page précédente

Service	Dommages
	<ul style="list-style-type: none"> <li>● Répliques sismiques : L'ouvrage doit conserver 90% de sa capacité parasismique en cas de répliques et sa pleine capacité doit être rétablie à la suite des réparations.</li> </ul>
<p><b>Service interrompu</b> Le pont doit être opérationnel pour des véhicules d'urgence à circulation restreinte à la suite d'une inspection. Le pont doit être réparable. Les réparations du pont pour le rétablissement du plein service peuvent nécessiter une fermeture du pont.</p>	<p><b>Dommages importants</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● État général : Un comportement inélastique est prévu. Des membrures peuvent avoir subi des dommages visibles importants, tels qu'un éclatement du béton et un flambement des contreventements, mais aucune dégradation de la résistance ne doit survenir. Les membrures doivent être en mesure de supporter la charge permanente plus 50% des surcharges, en excluant les impacts, en considérant les effets P-delta, sans que le pont s'effondre.</li> <li>● Ouvrages en béton : Il peut y avoir un éclatement étendu du béton, mais le béton du noyau confiné ne doit pas s'être écrasé. Les déformations en traction de l'acier d'armature ne doivent pas dépasser 0,050.</li> <li>● Ouvrages en acier : Il ne doit y avoir aucun flambement des éléments supportant des charges gravitaires.</li> <li>● Assemblages : Il peut y avoir des distorsions importantes des joints.</li> <li>● Déplacements : Il peut y avoir des décalages permanents à condition qu'ils n'empêchent pas une circulation limitée des véhicules d'urgence à la suite d'une inspection ni un rétablissement complet du service du pont.</li> <li>● Fondations : Les mouvements latéraux et verticaux du sol ne doivent pas empêcher une circulation limitée des véhicules d'urgence à la suite d'une inspection ni un rétablissement complet du service du pont.</li> <li>● Appareils d'appui et joints : Il peut y avoir une défaillance de certains appareils d'appui de la superstructure, mais ceux-ci doivent avoir conservé une connectivité et une longueur d'assise adéquates pour la circulation d'urgence. Le remplacement des joints peut être requis.</li> <li>● Dispositifs de retenue : Les systèmes de retenue peuvent avoir été endommagés, mais ne doivent pas subir de défaillance.</li> <li>● Répliques sismiques : L'ouvrage doit conserver 80% de sa capacité parasismique en cas de répliques et sa pleine capacité doit être rétablie suite aux réparations.</li> </ul>
<p><b>Aucun</b> L'ouvrage ne doit pas s'effondrer permettant une évacuation sans danger.</p>	<p><b>Remplacement probable</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● État général : Les travées du pont doivent être en place, mais le pont risque de ne pas être opérationnel et peut nécessiter des réparations majeures ou un remplacement. Des grandes distorsions de poutres et de cadres à colonne ont pu se produire. Une défaillance sur l'assemblage transférant le moment fléchissant peut se produire, alors que les assemblages transmettant l'effort tranchant doivent être intacts. Les membrures doivent être capables de supporter la charge permanente plus 30% des surcharges, à l'exclusion des impacts, mais y compris les effets P-delta, sans s'effondrer.</li> <li>● Déplacements : Les décalages permanents doivent être limités de sorte que le pont puisse être évacué sans danger.</li> <li>● Fondations : Les mouvements latéraux et verticaux du sol ne sont pas limités, mais ne doivent pas provoquer un effondrement de la superstructure du pont.</li> </ul>

## 2.4 RÉSUMÉ

Nous avons vu dans ce chapitre des concepts très importants pour la construction de ponts et, notamment, pour la conception parasismique. Ainsi, l'importance de la ductilité des structures et

des éléments structuraux a été abordée tout comme l'apport du confinement dans la résistance des colonnes en béton armé. L'importance de la compréhension de l'interaction entre la flexion et le cisaillement dans notre colonne a été soulevée tout comme le moment et la charge axiale ont un effet joint sur la résistance de la colonne.

Les récents séismes ont permis d'aborder la conception avec une autre approche, soit le dimensionnement basé sur la performance. Cette approche vise à obtenir une déformation de la structure définie en fonction de l'intensité du séisme. La supposition que la ductilité de la structure suffira en cas de séisme comme dans une approche de dimensionnement par la force n'est plus réalisée.

Ensuite, la norme canadienne a été citée pour lier ces niveaux de performance souhaités aux différentes catégories de ponts données dans cette norme. Ces catégories sont basées sur l'utilisation nécessaire de ces ponts après un événement sismique.

Il est maintenant nécessaire d'appliquer ces connaissances à notre spécimen pour pouvoir analyser l'influence du recouvrement des barres.

## Présentation du spécimen étudié

Ce chapitre présente une description du pont étudié à la section 3.1 et la géométrie sera présentée à la section 3.2. Ensuite, les matériaux constituant les différents spécimens seront présentés et comparés à la section 3.3. Finalement, l'instrumentation utilisée sur ces spécimens afin d'acquérir les données nécessaires à l'analyse ainsi que la procédure expérimentale seront données aux sections 3.4 et 3.5.

### 3.1 PONT CHEMIN DES DALLES

Le pont Chemin des Dalles (fig. 3.1) est situé sur l'autoroute 55 dans la région de la Mauricie. Ce pont a été conçu en 1975. Le Code canadien de conception de ponts en vigueur de nos jours (le CAN/CSA-S6 [4]) est bien différent de celui en application lors de la conception et la construction de ce pont. En particulier, la quantité d'armatures minimale prescrite actuellement n'est pas respectée. Ainsi, la conception de ce pont n'est pas conforme au CAN/CSA-S6-14.



Figure 3.1 – Pont Chemin des Dalles : vue d'ensemble et vue d'un appui [Roy, N. 2006][40]

Le pont a une longueur de 106,50 m, une largeur de 13,20 m et un dégagement minimum de 4,90 m (fig. 3.2). La superstructure du viaduc est constituée d'une dalle en béton armé reposant sur six poutres en béton précontraint de type AASHTO V. Le pont possède trois travées supportées par deux cadres géométriquement égaux en béton armé et deux culées remblayées. Les deux cadres sont constitués d'une poutre-chevêtre de 1,22 m et de trois poteaux circulaires de 0,91 m de diamètre et d'une hauteur de 6,22 m qui reposent sur une fondation superficielle rectangulaire. La figure 3.3 présente, de manière schématique, la structure des cadres du pont.

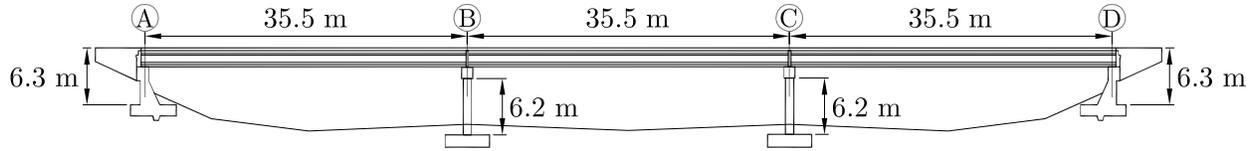


Figure 3.2 – Élévation du pont Chemin des Dalles

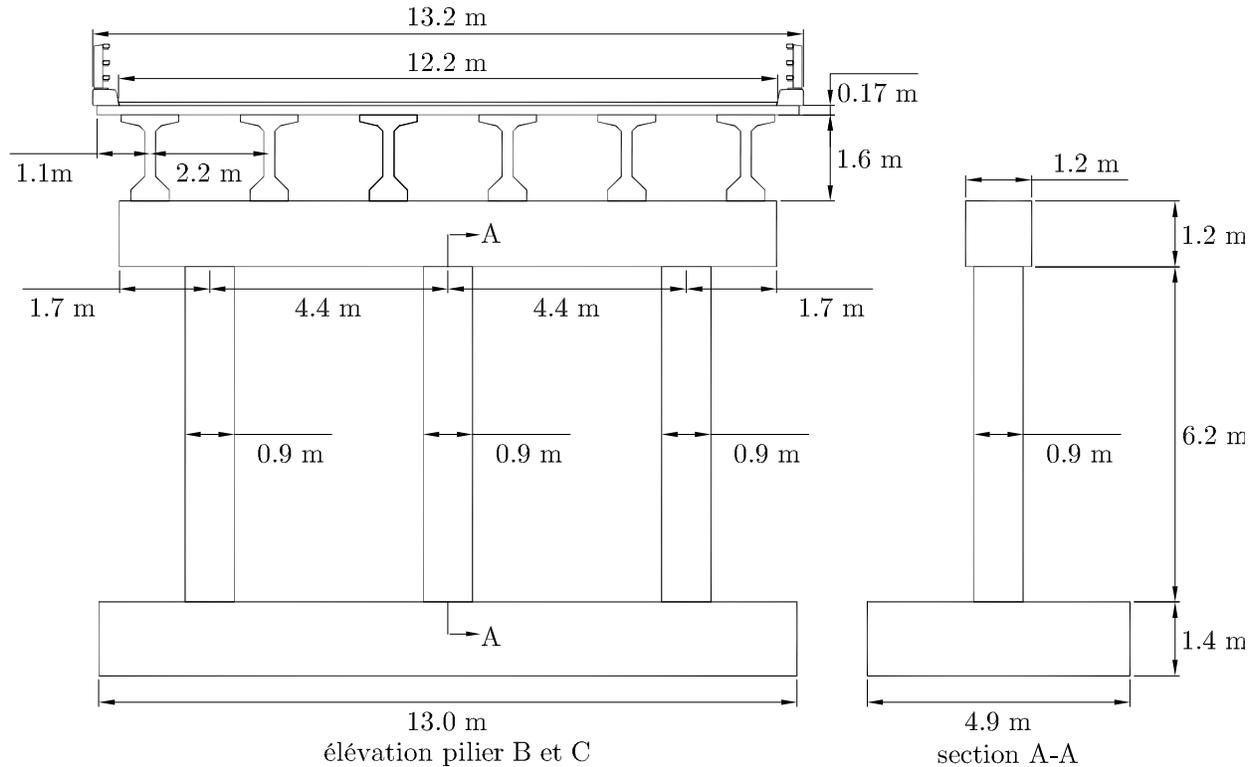


Figure 3.3 – Géométrie des appuis

Il faut préciser que ce pont a été utilisé à plusieurs reprises comme prototype dans diverses recherches menées au Centre de recherche en génie parasismique (CRGP) de l'Université de Sherbrooke [40]. Il a été choisi puisqu'il dispose d'une géométrie régulière et symétrique et puisqu'il ne présente aucun biais. De plus, sa localisation est intéressante étant donné qu'il existe une grande différence entre l'accélération au sol maximale prescrite pour la ville de Trois-Rivières dans les éditions du Code national du bâtiment du Canada (CNBC) de 1995 et de 2005.

### 3.1.1 Description du pilier

Ce pilier possède un diamètre de 36 pouces, soit 914,4 mm, sur une hauteur de 6,2 m de la fondation jusqu'à la partie inférieure du tablier. Il est consolidé par 15 barres d'armatures longitudinales 35M. Ces barres se chevauchent sur une hauteur de 1300 mm à partir de l'interface fondation/pilier. Le recouvrement est de 2 pouces, soit 50,8 mm. Des étriers 15M le renforcent transversalement avec un espacement de 300 mm centre-à-centre. La résistance spécifiée du béton du pilier est de 30 MPa. L'acier des étriers circulaires a une limite élastique de 275 MPa alors que l'acier de l'armature longitudinale en a une de 400 MPa.

### 3.2 SPÉCIMEN ÉTUDIÉ

Quatre spécimens à échelle réelle sont testés. Par symétrie, le point d'inflexion du pilier se trouve à mi-hauteur. C'est pourquoi le pilier est étudié sur une hauteur de 3,1 m à laquelle s'ajoute 0,3 m pour pouvoir placer les vérins qui appliquent les charges latérales. Ainsi, la hauteur des spécimens est fixée à 3,40 m.

En ce qui concerne la géométrie de la fondation, il a fallu tenir compte des différentes contraintes géométriques, de capacité et d'emplacement du laboratoire des structures de l'Université de Sherbrooke, tout en cherchant à conserver la géométrie de la fondation réelle du pont. La fondation retenue est une fondation de base carrée de 2,5 m de côté avec une hauteur de 1,2 m.

Le premier des spécimens testés a été la réplique du pilier du pont. L'espacement des armatures transversales était de 300 mm et les barres longitudinales se chevauchaient sur une hauteur de 1300 mm à partir de l'interface fondation/pilier. La figure 3.4 décrit le ferrailage du pilier ainsi que de la fondation. Ce spécimen est dénommé CH300 où *C* est l'initiale du mot poteau en anglais (*column*), *H* est l'initiale du mot cerce en anglais (*hoop*) et 300 est l'espacement du renforcement transversal en millimètres.

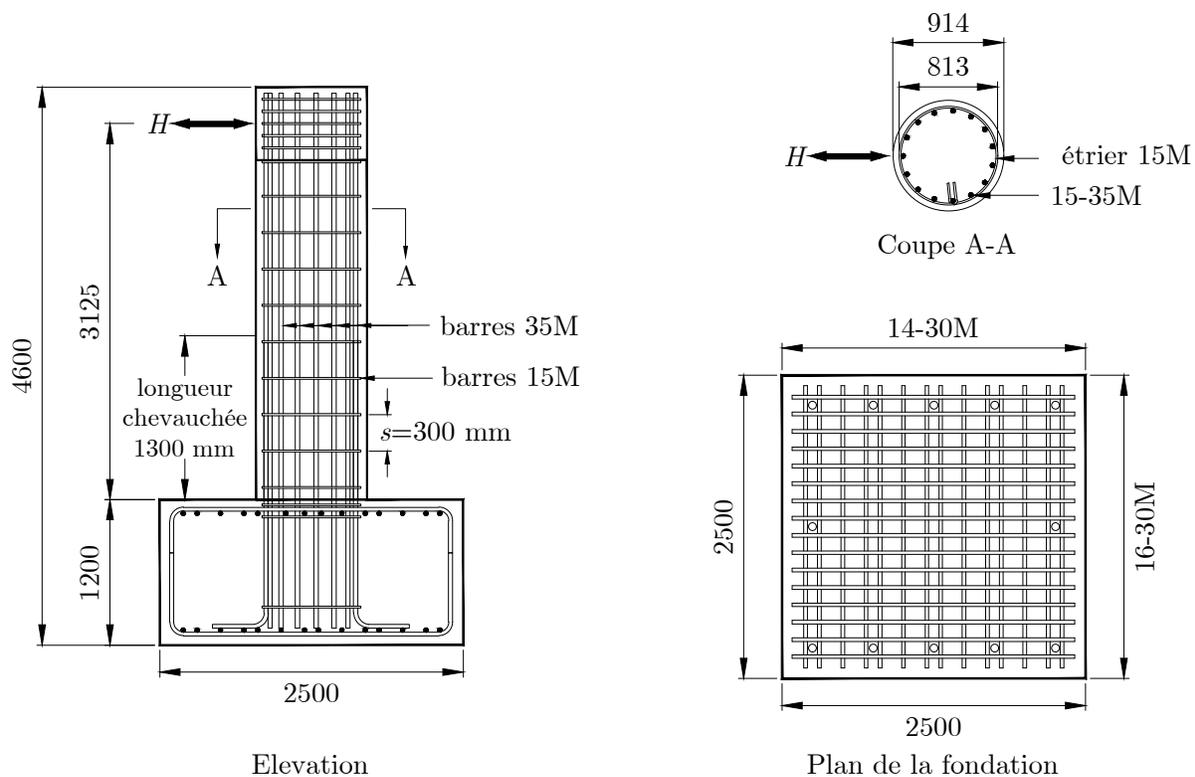


Figure 3.4 – Ferrailage du premier spécimen réalisé

Le spécimen CH300 va permettre d'étudier plus particulièrement le recouvrement des barres. Les trois autres spécimens ne disposent pas de recouvrement. Le deuxième et le troisième spécimens ont été construits de manière à respecter le renforcement transversal recommandé par la norme CSA S6-14, c'est-à-dire que l'espacement entre les barres transversales étaient de 110 mm contre les 300 mm

du premier pilier. Le détail du calcul est donné annexe A. Le deuxième spécimen était constitué d'armatures transversales hélicoïdales, tandis que le troisième possédait des étriers horizontaux. Ces spécimens sont dénommés CS110 et CH110 afin d'être cohérent avec la dénomination du premier spécimen où le *S* est l'initiale du mot hélicoïdal en anglais (*spiral*). Le dernier spécimen étudié est identique au spécimen CH300 concernant l'espacement de l'armature transversale et, comme précisé auparavant, le recouvrement à la base est absent. Il est dénommé CH300s étant donné qu'il dispose du même espacement et même type d'étrier que le CH300 (le *s* est utilisé afin de préciser que c'est le second pilier ayant ces caractéristiques).

La figure 3.5 ainsi que le tableau 3.1 résument la description des quatre spécimens à l'étude.

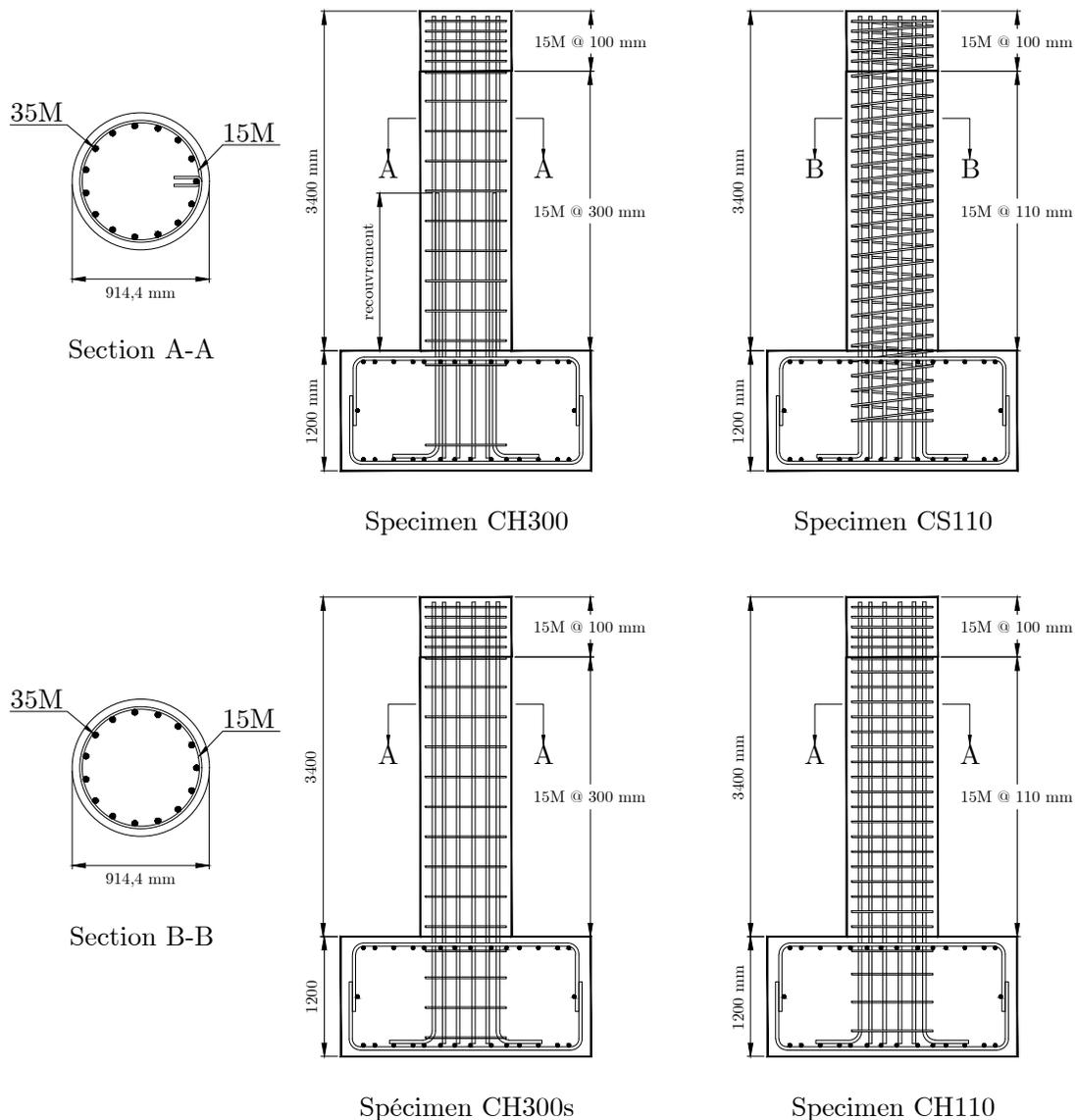


Figure 3.5 – Ferrailage des différents spécimens

Tableau 3.1 – Description des spécimens à l'étude

Spécimen	Armature			
	Longitudinale	Transversale		
	Barres	Barres	Espacement	Géométrie
CH300	35M <sup>†</sup>	15M	300 mm	Cerces
CS110	35M	15M	110 mm	Spirales
CH110	35M	15M	110 mm	Cerces
CH300s	35M	15M	300 mm	Cerces

<sup>†</sup> Ce spécimen a un recouvrement à la base comme le vrai pont.

### 3.3 DESCRIPTION DES MATÉRIAUX

Le béton a les mêmes caractéristiques que celui du pont, c'est-à-dire une résistance spécifiée de 30 MPa. En raison de la non-disponibilité d'acier de limite élastique de 275 MPa, toutes les barres d'acier sont de grade 400W. De plus, trois types de barres sont nécessaires. Nous avons des barres 30M pour la fondation, des barres 35M pour le renforcement longitudinal et des barres 15M pour les étriers.

Dans chacun des cas, trois camions de béton ont été nécessaires à la construction ; deux camions pour la fondation, puis un camion pour le pilier.

Avant la coulée, et pour chaque gâchée (ou camion-malaxeur), trois propriétés du béton frais ont été mesurées : l'affaissement au cône d'Abrams, la masse volumique et la teneur en air. Elles ont été utilisées comme critère d'acceptation ou de rejet des mélanges envoyés par le fournisseur. L'essai d'affaissement est accepté généralement comme la méthode pour mesurer la consistance des bétons conventionnels [17]. Il donne une indication sur la malléabilité du béton, autrement dit, la facilité avec laquelle un mélange peut être placé. L'affaissement a été obtenu suivant la norme CSA A23.2-5C (ASTM 143). La valeur d'affaissement du béton spécifié au fournisseur au moment de la commande était de  $80 \pm 30$  mm ; ceci permettant une malléabilité suffisante pour la mise en place. Aussi, une vibration mécanique a été utilisée pour la mise en place du béton dans le but de faciliter son installation à l'intérieur du coffrage et de réduire au maximum les vides dans le béton.

La détermination de la masse volumique a été réalisée sur tous les mélanges selon la norme CSA A23.2-6C (ASTM C 138), tandis que le pourcentage de la teneur en air a été déterminé en utilisant la méthode de pression métrique en utilisant la norme CSA A23.2-4C (ASTM C 231).

#### 3.3.1 Spécimen CH300

##### Béton

Les caractéristiques des bétons frais sont montrées au tableau 3.2. Cinq cylindres de béton par gâchée ont été prélevés pour trouver la résistance en compression du béton ( $f'_c$ ) de la fondation, soit dix cylindres pour la fondation. Quatre ont été testés à 7 jours et les autres à 28 jours après la coulée. Aucune autre propriété mécanique n'a été mesurée pour le béton de la fondation puisque l'objectif essentiel du projet concerne le poteau. Le tableau 3.3 donne la résistance à la compression du béton durci utilisé pour la fondation.

Pour le poteau, douze cylindres et six prismes de béton ont été prélevés. Quatre des douze cylindres ont été testés à 7 jours. Trois autres cylindres et trois prismes ont été testés à 28 jours, puis le jour même de l'essai sur le poteau. Les cylindres restants servent de témoins.

Tableau 3.2 – Caractéristiques des bétons frais du premier spécimen

Composante	Camion n°	Affaissement (mm)	Teneur en air (%)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Température (°C)
Fondation	1	105	4,50	2370	22,4
	2	115	5,20	2348	22,4
Poteau	1	72	4,90	2359	26,1

Tableau 3.3 – Résistance en compression du béton de la fondation du premier spécimen

Âge (jours)	$f'_c$ (MPa)	
	Camion 1	Camion 2
7	– <sup>†</sup>	24,2
7	27,9	25,7
28	29,9	30,3
28	31,6	33,8
28	29,9	32,0

<sup>†</sup> Erreur de vitesse de la charge pendant l'essai.

Des courbes contrainte-déformation du béton du poteau ont été déterminées à partir des essais en compression axiale réalisés sur les échantillons à 28 jours et le jour de l'essai sur le poteau. Les propriétés mécaniques moyennes obtenues à partir de ces courbes sont montrées au tableau 3.4, où  $f'_c$  est la résistance en compression axiale du béton non confiné,  $\epsilon'_c$  la déformation en compression du béton correspondant à  $f'_c$ ,  $E_c$  le module d'élasticité sécant et  $\epsilon_{50u}$  la déformation post-pic du béton non confiné mesuré à  $0,50f'_c$ . Le module de rupture  $f_r$  est trouvé à partir des essais de flexion quatre points standardisés sur les prismes de 100 mm × 100 mm × 400 mm. La figure 3.6 présente les courbes de compression pour le béton du poteau.

Tableau 3.4 – Propriétés mécaniques du béton du poteau CH300

Essai n°	28 jours					Jour de l'essai				
	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon'_c$ ×10 <sup>-3</sup>	$\epsilon_{50u}$ ×10 <sup>-3</sup>	$E_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon'_c$ ×10 <sup>-3</sup>	$\epsilon_{50u}$ ×10 <sup>-3</sup>	$E_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)
1	33,69	1,89	3,99	25 891	5,00	35,23	2,39	4,24	20 313	5,28
2	34,43	2,01	4,04	25 766	4,70	36,90	2,29	3,79	22 000	6,24
3	32,66	1,83	4,24	25 514	5,57	35,99	2,29	4,13	22 522	5,70
Moyenne	33,59	1,91	4,09	25 724	5,09	36,04	2,32	4,05	21 522	5,74

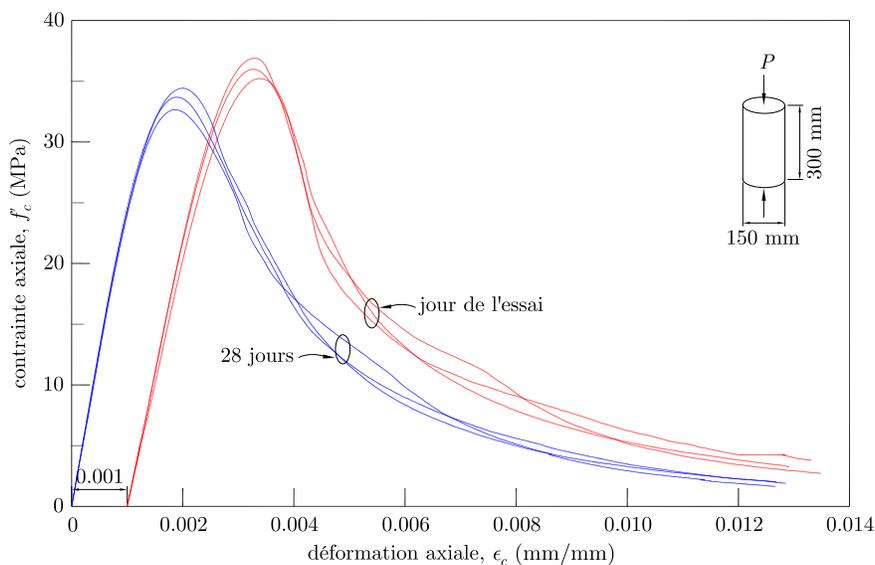


Figure 3.6 – Courbes de compression pour le béton du poteau du spécimen CH300.

### Acier

Trois types de barres d'acier crénelées ont été utilisés comme armature : des barres 30M ( $700 \text{ mm}^2$  de section droite) pour la fondation, des barres 35M ( $1000 \text{ mm}^2$  de section droite) pour l'armature longitudinale dans le poteau et des barres 15M ( $200 \text{ mm}^2$  de section droite) pour les étriers dans le poteau. Au moins trois échantillons pour les barres 15M et 35M ont été caractérisés par des essais en traction selon la norme ASTM A370 ; les barres 30M ont été utilisées exclusivement dans la fondation. Les courbes contrainte-déformation obtenues à partir des essais en traction sont présentées à la figure 3.7.

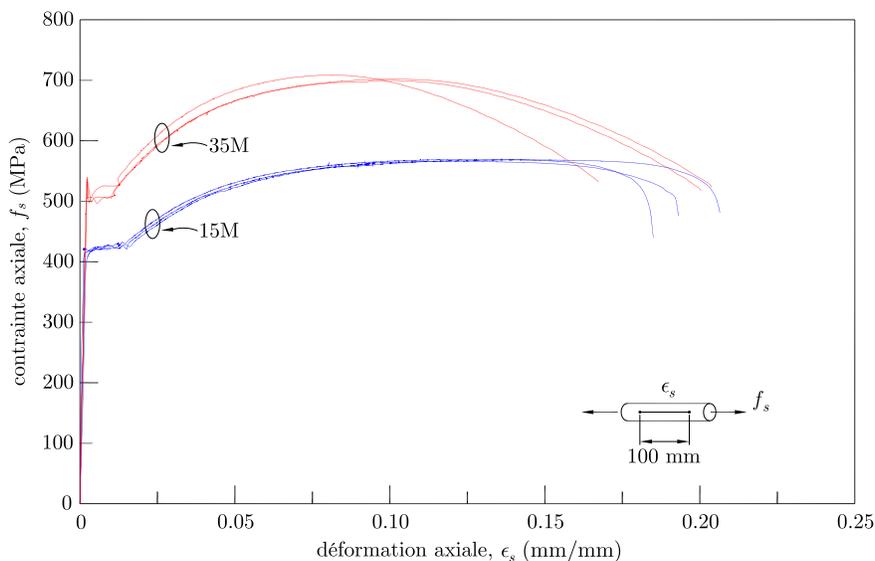


Figure 3.7 – Courbes de traction des aciers d'armatures.

### 3.3.2 Spécimen CS110

#### Béton

Les mêmes tests que sur le spécimen CH300 ont été effectués. L'affaissement, la teneur en air et la masse volumique ont été mesurés en respectant les normes CSA A23.2-5C, A23.2-4C et A23.2-6C. Ces caractéristiques sont montrées au tableau 3.5.

Tableau 3.5 – Caractéristiques des bétons frais du spécimen CS110

Composante	Camion n°	Affaissement (mm)	Teneur en air (%)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Température (°C)
Fondation	1	115	5,60	2347	23,6
	2	100	6,40	2326	25,0
Poteau	1	98	5,50	2348	23,6

Le nombre de cylindres prélevé a été augmenté par rapport au premier spécimen. En effet, trois cylindres par essais sont plus représentatifs et il est plus facile de faire une moyenne. Neuf cylindres de béton ont donc été prélevés pour chaque camion et des tests de compression ont été réalisés sur ces cylindres à 7, 10 et 28 jours. Étant donné qu'à 7 jours, le béton de la semelle n'avait pas développé 80 % de la résistance en compression attendue à 28 jours, il était nécessaire de faire des tests à 10 jours. Les propriétés mécaniques du béton de la fondation sont présentées au tableau 3.6

Tableau 3.6 – Résistance en compression du béton de la fondation du spécimen CS110

Âge (jours)	$f'_c$ (MPa)	
	Camion 1	Camion 2
7	22,4	23,2
7	23,7	22,0
7	23,7	22,6
10 <sup>†</sup>	25,2	24,6
28	31,4	26,5
28	33,7	29,8
28	32,6	29,6

<sup>†</sup> La résistance du béton à 7 jours était inférieure à 80 % de la résistance attendue.

Afin de disposer de trois échantillons par test, douze cylindres et six prismes de béton ont été prélevés lors du coulage du béton du poteau.

Les courbes contrainte-déformation du béton du poteau déterminées à partir des essais en compression axiale réalisés sur les échantillons à 28 jours et au jour de l'essai sur le poteau sont à la figure 3.8, tandis que le tableau 3.7 résume les différentes propriétés mécaniques.

#### Acier

L'acier a été caractérisé par des essais de traction. La figure 3.9 montre les résultats obtenus.

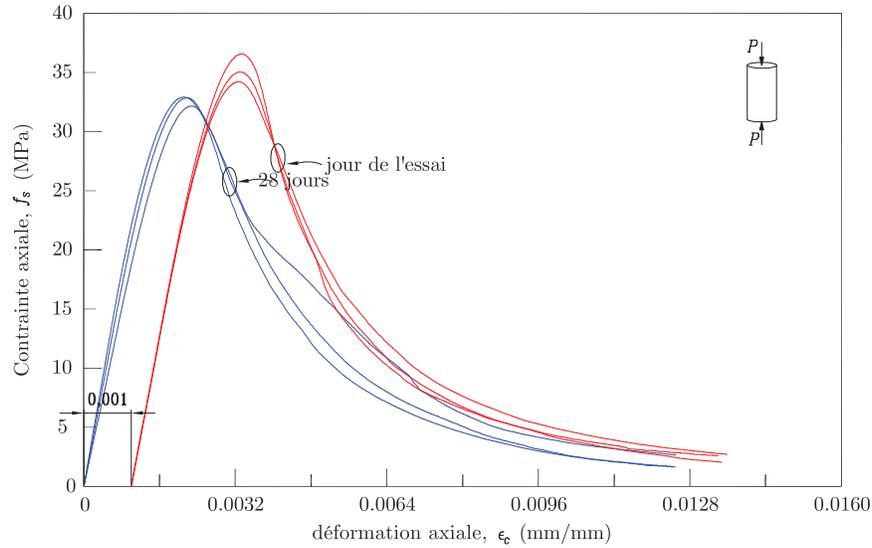


Figure 3.8 – Courbes de compression pour le béton du poteau du spécimen CS110.

Tableau 3.7 – Propriétés mécaniques du béton du poteau CS110

Essai n°	28 jours					Jour de l'essai				
	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon'_c$ $\times 10^{-3}$	$\epsilon_{50u}$ $\times 10^{-3}$	$E_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon'_c$ $\times 10^{-3}$	$\epsilon_{50u}$ $\times 10^{-3}$	$E_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)
1	32,86	2,17	4,03	21 238	4,00	36,56	2,32	4,04	21 247	3,58
2	32,16	2,29	4,35	18 728	3,1	35,04	2,30	4,05	21 008	4,88
3	32,92	2,11	4,95	23 064	3,08	34,21	2,28	4,36	20 912	3,43
Moyenne	32,64	2,19	4,45	21 010	3,40	35,27	2,30	4,15	21 052	3,97

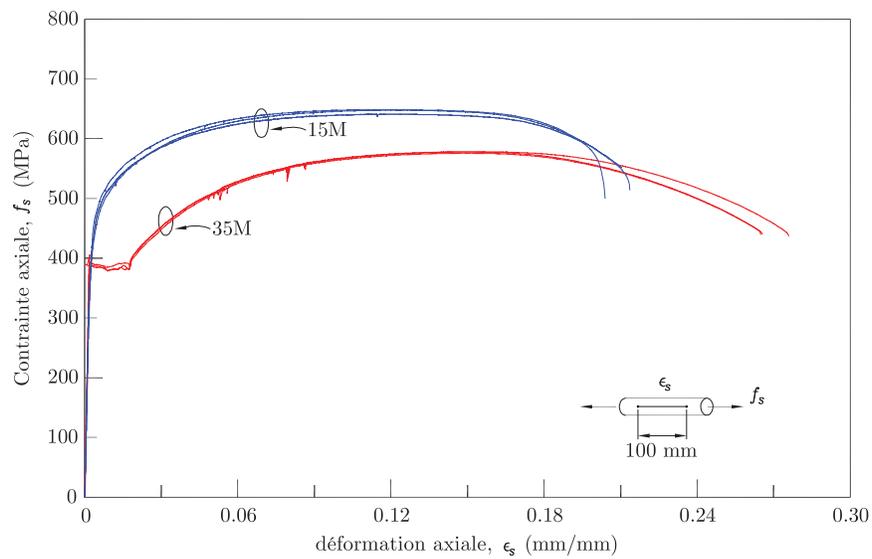


Figure 3.9 – Courbes de traction des aciers d'armatures.

### 3.3.3 Spécimen CH110

Les mêmes tests ont été réalisés avec le troisième spécimen. On obtient ainsi les caractéristiques du béton frais au tableau 3.8, les résultats des tests de compression de la fondation au tableau 3.9, les caractéristiques du béton du poteau au tableau 3.10 qui ont été obtenues des courbes contrainte-déformation à la figure 3.10. Les caractéristiques de l'acier du troisième spécimen sont données à la figure 3.11.

Tableau 3.8 – Caractéristiques des bétons frais du spécimen CH110

Composante	Camion n°	Affaissement (mm)	Teneur en air (%)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Température (°C)
Fondation	1	110	4,90	2340	22,0
	2	105	4,80	2342	19,0
Poteau	1	110	4,50	2305	22,4

Tableau 3.9 – Résistance en compression du béton de la fondation du spécimen CH110

Âge (jours)	$f'_c$ (MPa)	
	Camion 1	Camion 2
7	27,7	26,1
7	27,6	26,2
7	27,1	25,5
28	29,6	33,3
28	29,7	33,1
28	31,2	33,9

Tableau 3.10 – Propriétés mécaniques du béton du poteau CH110

Essai n°	28 jours					Jour de l'essai				
	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon'_c \times 10^{-3}$	$\epsilon_{50u} \times 10^{-3}$	$E_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon'_c \times 10^{-3}$	$\epsilon_{50u} \times 10^{-3}$	$E_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)
1	37,4	2,2	3,64	22 889	4,76	36,8	2,1	3,72	24 339	4,21
2	36,6	2,1	3,74	23 479	4,64	38,0	2,1	3,46	24 949	4,19
3	36,8	2,2	3,56	23 071	4,09	36,8	2,1	3,43	23 315	4,50
Moyenne	36,9	2,2	3,65	23 146	4,50	37,2	2,1	3,54	24 201	4,30

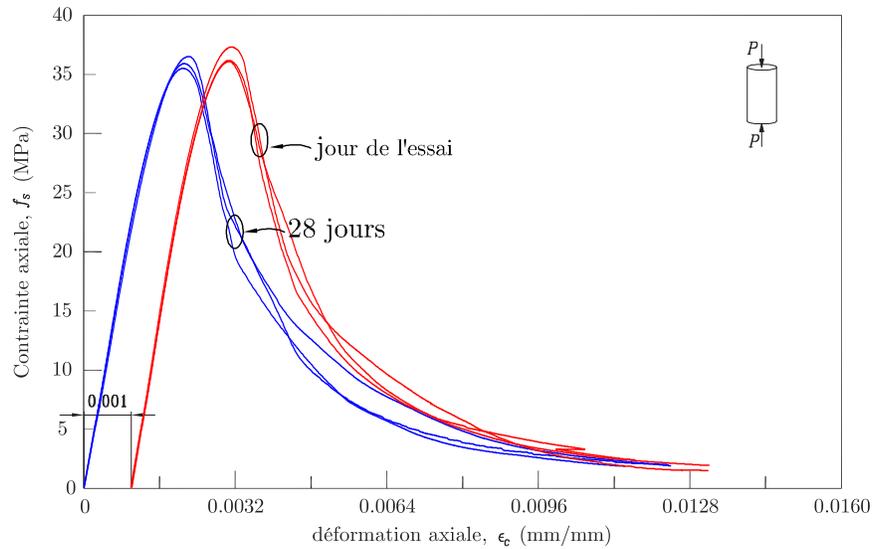


Figure 3.10 – Courbes de compression pour le béton du poteau du spécimen CH110.

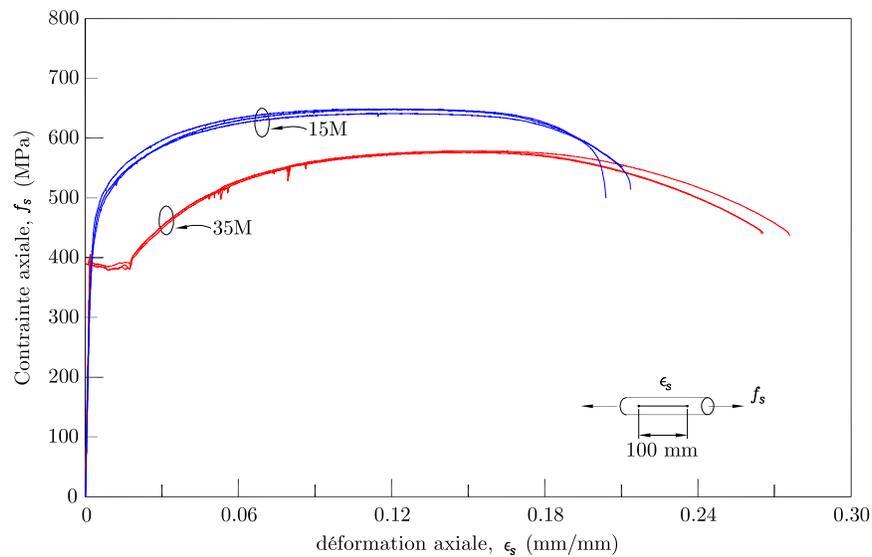


Figure 3.11 – Courbes de traction des aciers d'armatures.

### 3.3.4 Spécimen CH300s

#### Béton

Les mêmes tests que sur les précédents spécimens ont été effectués. L'affaissement, la teneur en air et la masse volumique ont été mesurés en respectant les normes CSA A23.2-5C, A23.2-4C et A23.2-6C. Ces caractéristiques sont montrées au tableau 3.11.

#### Béton durci

Neuf cylindres de béton par gâchée ont été prélevés pour trouver la résistance en compression du béton ( $f'_c$ ) de la fondation, soit dix-huit cylindres pour la fondation. Trois cylindres ont été

Tableau 3.11 – Caractéristiques des bétons frais du premier spécimen

Composante	Camion n°	Affaissement (mm)	Teneur en air (%)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Température (°C)
Fondation	1	190	8,50	2293	21
	2	186	7,20	2346	19
Poteau	1	150	7,80	2304	20

testés à 7 jours pour savoir si la cure humide pouvait être stoppée. Puisque les 24 MPa n'avaient pas été atteints (80 % de la résistance spécifiée de 30 MPa), la cure humide a été prolongée. De plus, puisque la deuxième gâchée était la pire lors des essais à 7 jours, seule celle-ci a été vérifiée à 10 jours. La résistance souhaitée n'était toujours pas atteinte, la cure s'est prolongée jusqu'à 14 jours puis jusqu'à 28 jours. Deux cylindres pour chaque camion ont été conservés afin d'effectuer les tests de compression le jour de l'essai. La résistance de 30 MPa n'était toujours pas atteinte. Aucune autre propriété mécanique n'a été mesurée pour le béton de la fondation puisque l'objectif essentiel du projet concerne le poteau. Le tableau 3.12 donne la résistance à la compression du béton durci utilisé pour la fondation. Les résultats sont très éloignés de ceux attendus, mais une erreur de calibrage de la machine a été détectée a posteriori. C'est ainsi que les 30 MPa ont pu être atteints le jour de l'essai.

Pour le poteau, douze cylindres et six prismes de béton ont été prélevés. Trois des douze cylindres ont été testés à 7 jours. Trois autres cylindres et trois prismes ont été testés à 28 jours, puis le jour même de l'essai sur le poteau. Les cylindres restants étaient utiles dans l'éventualité où les 80 % de la résistance spécifiée n'étaient pas atteints.

Les propriétés mécaniques moyennes obtenues à partir des courbes contraintes-déformations sont montrées au tableau 3.13. La figure 3.12 présente les courbes de compression pour le béton du poteau.

## Acier

Les courbes contrainte-déformation obtenues à partir des essais en traction sont présentées à la figure 3.13. Il est nécessaire de remarquer que les dimensions de la courbe ont été modifiées afin de pouvoir inclure la courbe entière de l'acier 15M qui possédait une déformation axiale supérieure à  $0,25\mu\epsilon$  dans certains cas.

## 3.4 INSTRUMENTATION

Pour pouvoir acquérir les différentes données nécessaires à l'analyse du pilier, différents capteurs sont placés sur la hauteur du poteau ainsi que dans la fondation. Des jauges électriques sont placées sur certaines barres pour obtenir leurs déplacements. De plus, des capteurs de déplacement LVDT (Linear Variable Differential Transformer) et des potentiomètres pour connaître les rotations et les déplacements horizontaux du pilier sont placés.

Tableau 3.12 – Résistance en compression du béton de la fondation du spécimen CH300s

Âge (jours)	$f'_c$ (MPa)	
	Camion 1	Camion 2
7	22,9	20,9
7	22,5	20,6
7	23,3	20,9
10 <sup>†</sup>		20,8
14	22,2	21,8
14 <sup>‡</sup>	23,3	
28	27,5	22,2
28	25,0	24,2
JE*	32,8	27,1
JE*	29,7	28,2

<sup>†</sup> Les 80 % de résistance n'avaient pas été atteints, la cure a été continuée

<sup>‡</sup> Une erreur a été supposée pour le premier échantillon, la valeur étant inférieure à celle à 7 jours

\* Jour de l'essai

Tableau 3.13 – Propriétés mécaniques du béton du poteau CH300s

Essai n°	28 jours					Jour de l'essai				
	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon'_c$ $\times 10^{-3}$	$\epsilon_{50u}$ $\times 10^{-3}$	$E_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon'_c$ $\times 10^{-3}$	$\epsilon_{50u}$ $\times 10^{-3}$	$E_c$ (MPa)	$f_r$ (MPa)
1	32,64	2,11	4,37	25 812	3,87	35,23	2,39	4,24	20 313	5,28
2	34,55	2,17	4,49	26 365	4,68	36,90	2,29	3,79	22 000	6,24
3	33,58	2,07	4,26	26 089	4,09	35,99	2,29	4,13	22 522	5,70
Moyenne	33,59	2,12	4,36	26 092	4,21	36,04	2,32	4,05	21 522	5,74

### 3.4.1 Jauges électriques

Les déformations dans la zone de rotule plastique doivent être mesurées. Pour cela, des barres longitudinales ainsi que certaines barres transversales ont été instrumentées.

#### Spécimen CH300

Quatre barres longitudinales ont été sélectionnées pour recevoir les jauges dans chaque direction perpendiculaire ; deux de ces barres sont vis-à-vis l'une de l'autre. Chaque barre longitudinale était instrumentée par neuf jauges dont trois étaient placées à l'intérieur de la semelle de fondation pour observer le comportement de l'acier au niveau de l'ancrage. Les autres jauges permettaient

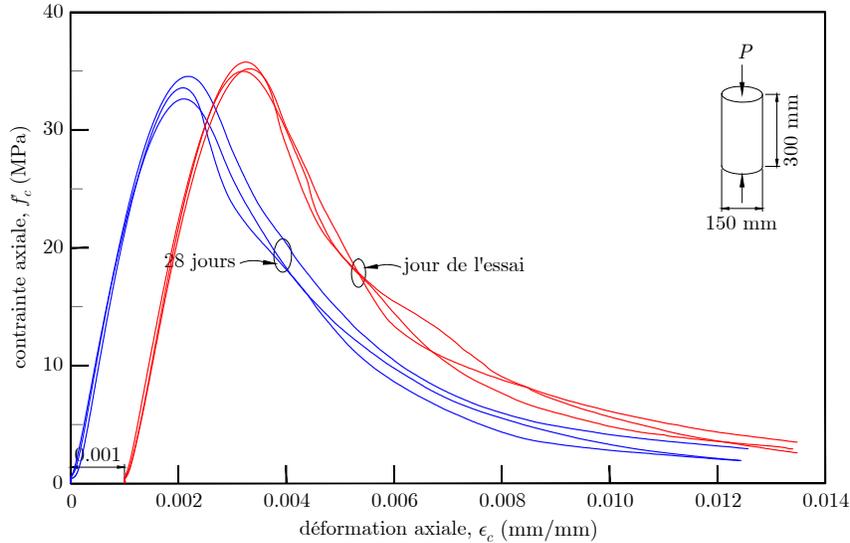


Figure 3.12 – Courbes de compression pour le béton du poteau du spécimen CH300s.

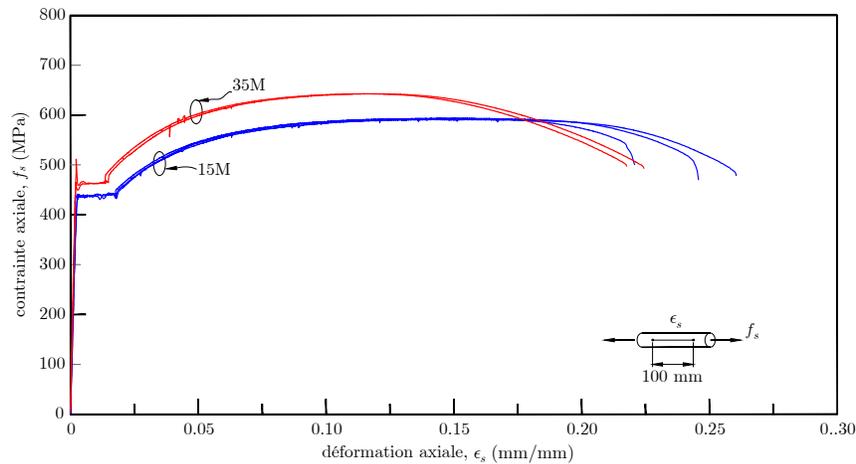


Figure 3.13 – Courbes de traction des aciers d'armatures du pilier CH300s.

de mesurer la variation de la courbure dans la zone de rotule plastique. Quatre étriers au niveau de la rotule plastique ont été instrumentés avec deux jauges chacun pour mesurer la déformation de l'armature transversale à ce niveau. La figure 3.14 montre la position des jauges collées sur les barres longitudinales et sur les étriers.

### Spécimens CS110, CH110

Les déformations les plus importantes sont situées sur les barres les plus au nord et au sud dans le cas des trois piliers. Cependant, le spécimen CH300 contrôlait la déformation trop au centre et le positionnement des jauges a été changé.

Cinq barres longitudinales ont été équipées de neuf jauges réparties sur la hauteur, dont trois de ces jauges dans la fondation ; leur asymétrie ne permettait pas de positionner les jauges sur des

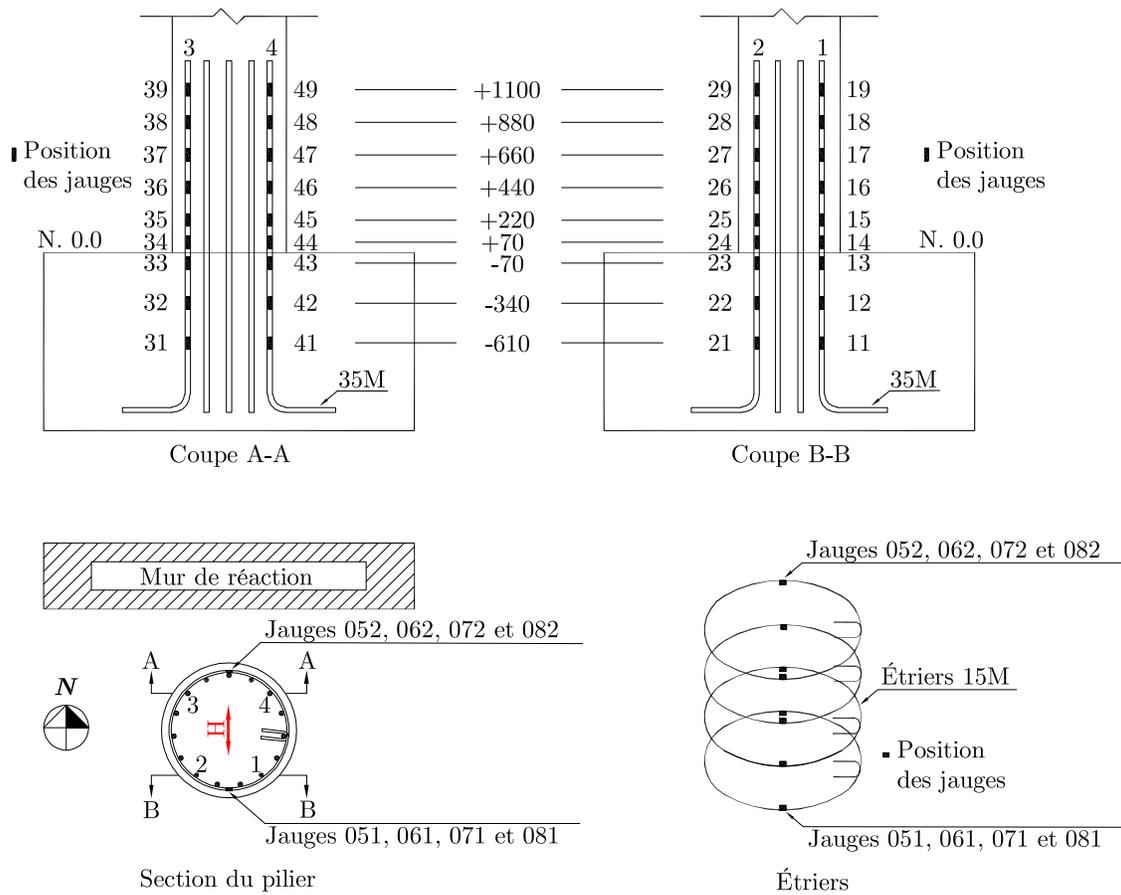


Figure 3.14 – Distribution des jauges de déformation sur l’acier du spécimen CH300

barres diamétralement opposées). Le placement vertical des jauges sur les barres longitudinales est similaire au premier spécimen afin de pouvoir comparer facilement les données. Le tableau 3.14 donne le placement de ces différentes jauges depuis la base du pilier et la figure 3.15 montre les barres équipées.

Des jauges ont également été positionnées sur les cerces présentes dans la zone de rotule plastique pour mesurer les déformations transversales. Elles ont été placées diamétralement opposées comme le montre la figure 3.16.

### Spécimen CH300s

Le pilier CH300s était le dernier à être réalisé. Les jauges sur les barres ont été placées comme dans les piliers CS110 et CH110. La différence se porte sur les jauges transversales parce que le dernier pilier dispose d’un plus grand espacement et, par conséquent, de moins d’étriers transversaux dans la zone plastique. Les jauges sont décrites à la figure 3.17.

Tableau 3.14 – Hauteurs des différentes jauges électriques placées sur les barres longitudinales

Niveau	Hauteur depuis la base (mm)
1	-610
2	-340
3	-70
4	70
5	220
6	440
7	660
8	880
9	1100

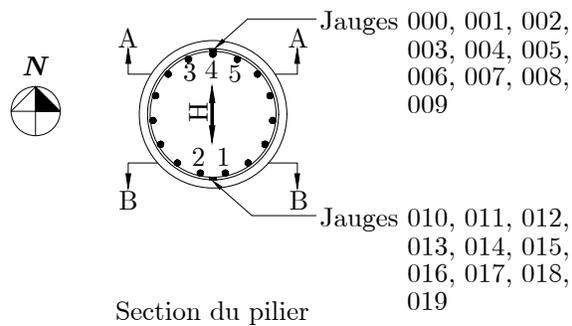
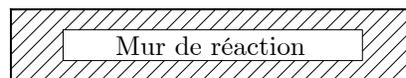
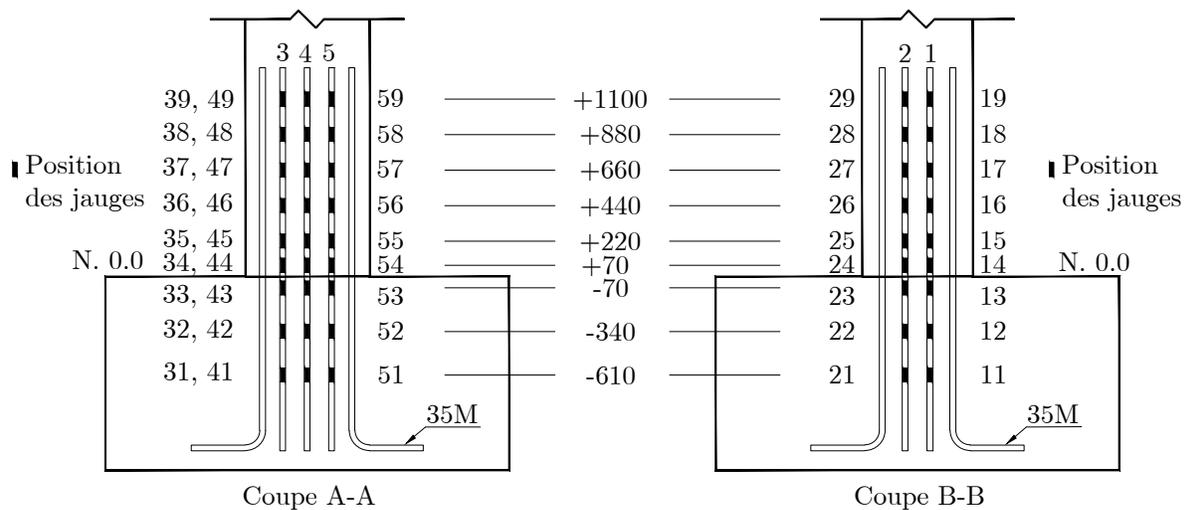


Figure 3.15 – Distribution des jauges de déformation sur les barres longitudinales

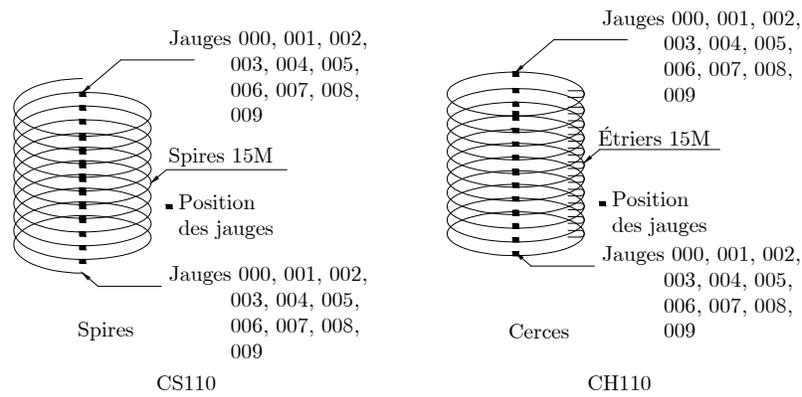


Figure 3.16 – Distribution des jauges de déformation sur les barres transversales

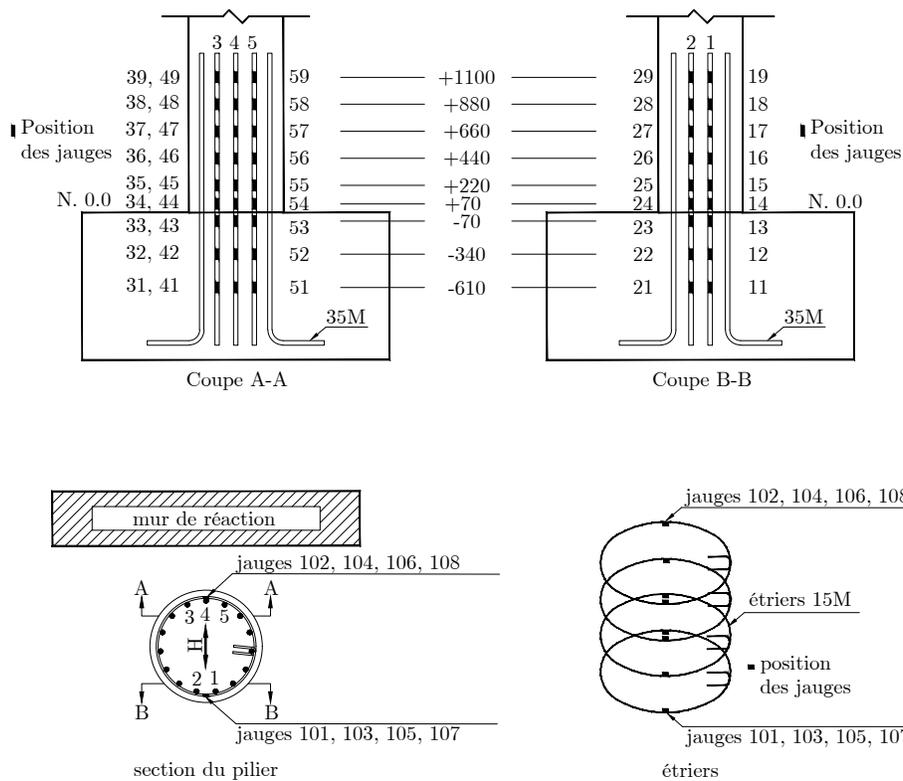


Figure 3.17 – Distribution des jauges de déformation sur les barres longitudinales et transversales

### 3.4.2 Capteurs de déplacements

Plusieurs modes de déformation sont présents dans le déplacement latéral d'un pilier soumis à des charges latérale et à une charge axiale. Chaque mode participe au déplacement total du pilier et il est important de distinguer les différentes composantes du déplacement comme les composantes dues au cisaillement, à la flexion et à la plastification.

Différents capteurs de déplacement pour obtenir les déformations du pilier ont été placés. Des potentiomètres ainsi que des LVDT (Linear variable deformation transformer) ont été placés à l'extérieur à différents multiples de  $D$ , le diamètre du pilier. Depuis le sommet de la fondation, ces capteurs étaient donc à  $D/4$ ,  $D/2$ ,  $D$ ,  $2D$  et  $3D$  (figure 3.20 et 3.21). Les trois spécimens possédaient considérablement la même configuration, sauf à trois exceptions comme montrées à la figure 3.18 :

- le spécimen CH300 ne possédait qu'un potentiomètre vertical par plan à l'est comme à l'ouest ;
- l'espacement entre les deux barres à l'intérieur du pilier a été réduit à chaque pilier ;
- le matériau des barres a été modifié entre les spécimens CS110 et CH110.

Les deux dernières modifications ont été effectuées afin d'obtenir une meilleure lecture de la courbure. L'espacement était de 533,4 mm pour le premier spécimen, puis 480 mm pour le deuxième et 380 mm pour le troisième. De plus, les tuyaux sur la figure 3.18 étaient en plastique dans les deux premiers cas (CH300 et CS110) puis en métal dans le troisième cas (CH110).

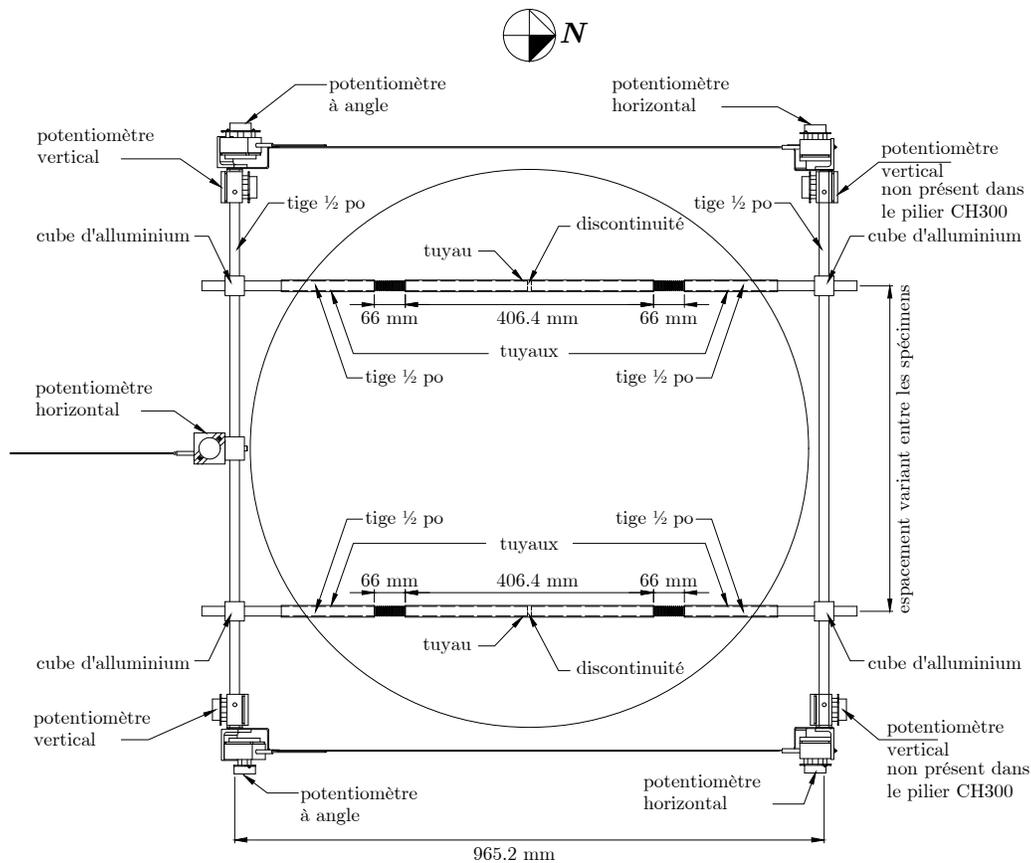


Figure 3.18 – Système de fixation des potentiomètres des trois premiers spécimens étudiés (CH300, CH110 et CS110)

Mander et al. [23] avaient proposé un système d'instrumentation composé de deux tiges discontinues et huilées situées dans la colonne. La discontinuité était justifiée pour prévenir l'effet du confinement créé par ces tiges. Les premières recherches au laboratoire ont montré que ce système induisait des erreurs dans la lecture de la courbure et négligeait l'effet du confinement. Ce système a été simplifié par la suite pour le dernier pilier testé (CH300s) pour se composer de seulement deux tiges continues au travers de la colonne auxquelles sont fixés des potentiomètres verticaux pour mesurer la courbure. À l'extrémité de ces tiges sont positionnées des tiges horizontales afin de fixer des potentiomètres horizontaux et diagonaux pour mesurer les déformations en cisaillement du poteau. La figure 3.19 montre le système horizontal placé à chaque niveau et les figures 3.20 et 3.21 montrent les positions des potentiomètres suivants respectivement la vue de face et latérale.

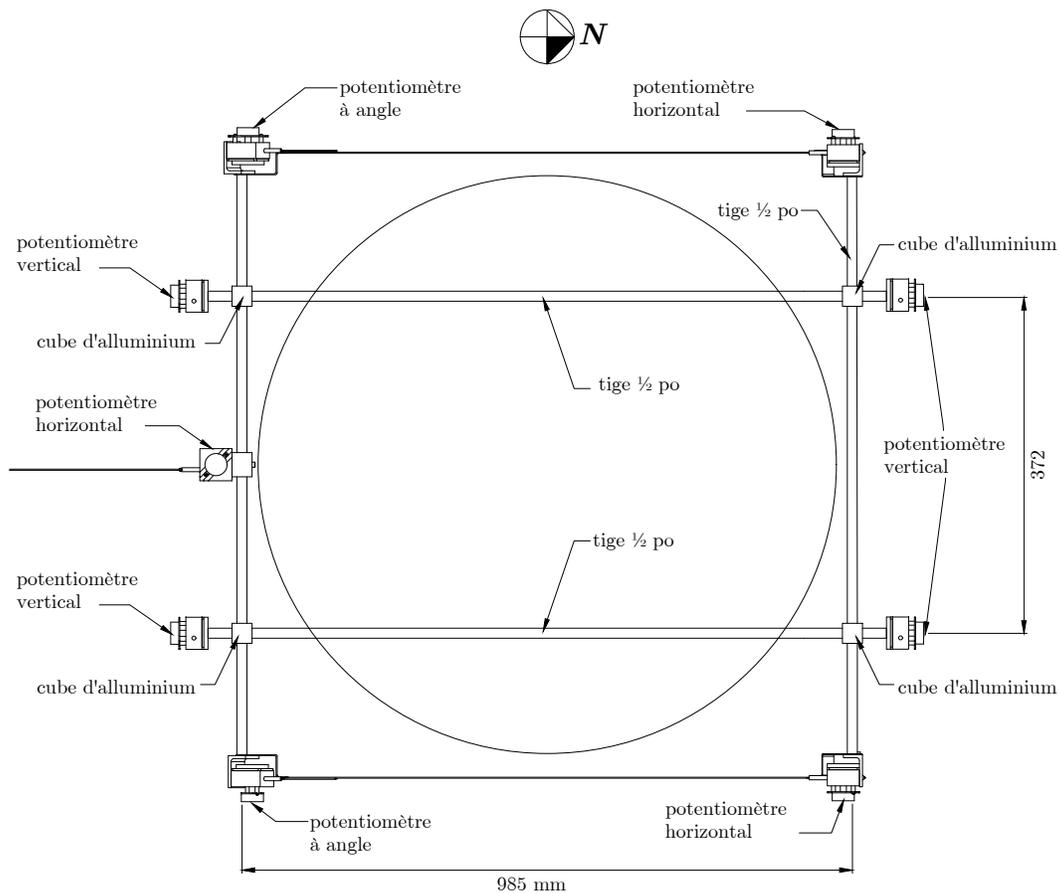


Figure 3.19 – Système de fixation des potentiomètres du spécimen CH300s

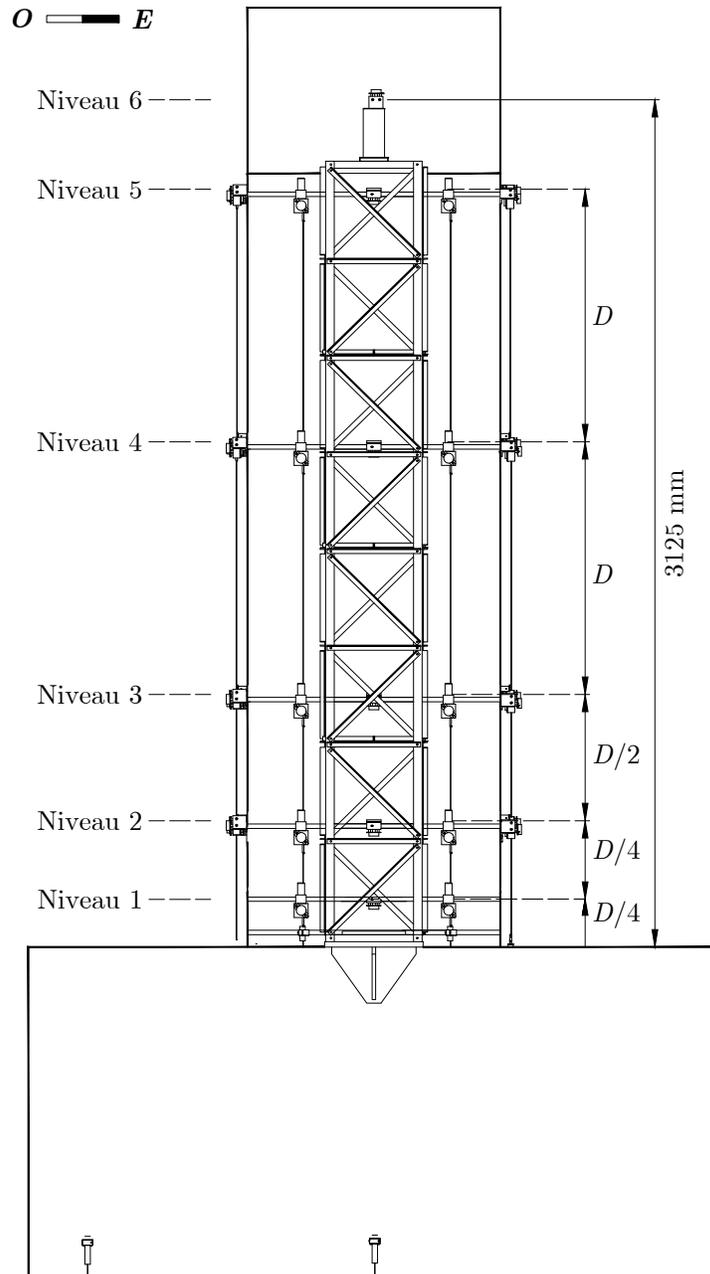


Figure 3.20 – Position des potentiomètres suivant la vue de face du pilier

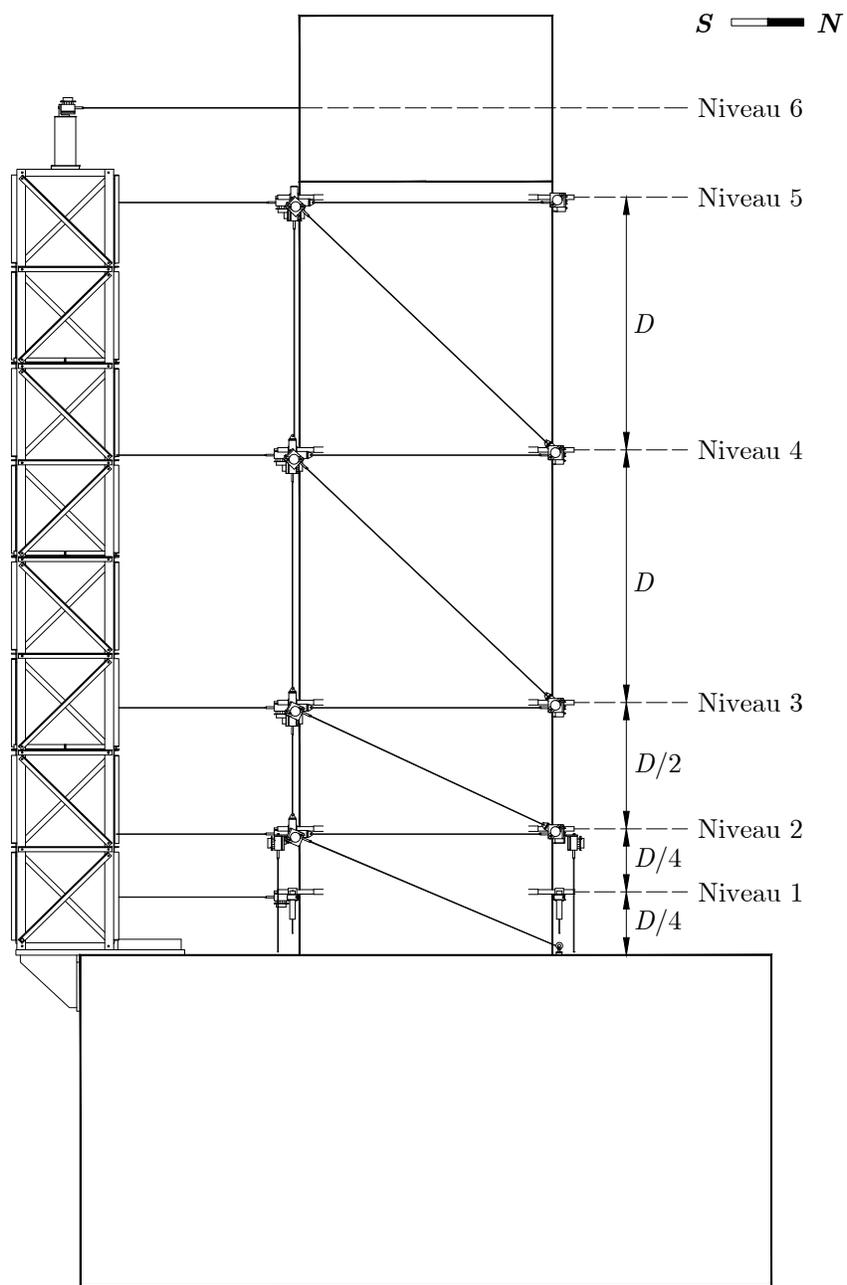


Figure 3.21 – Position des potentiomètres suivant la vue latérale du pilier

### 3.5 PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE

Afin de pouvoir aisément comparer les données obtenues et observer les différences sur les caractéristiques des piliers et non sur les différences de protocoles, tous les piliers ont suivi la même procédure expérimentale.

Des vérins verticaux appliqués au sommet du pilier simulent les charges gravitaires du pont qui représentent 2300 kN. Des vérins horizontaux sont utilisés pour simuler les charges sismiques à étudier. L'objectif étant de connaître les états limites de ce pilier, un chargement latéral par cycles est appliqué. Il est important de noter que le chargement a lieu dans deux directions, selon un même axe horizontal. Le protocole est décrit à la figure 3.22.

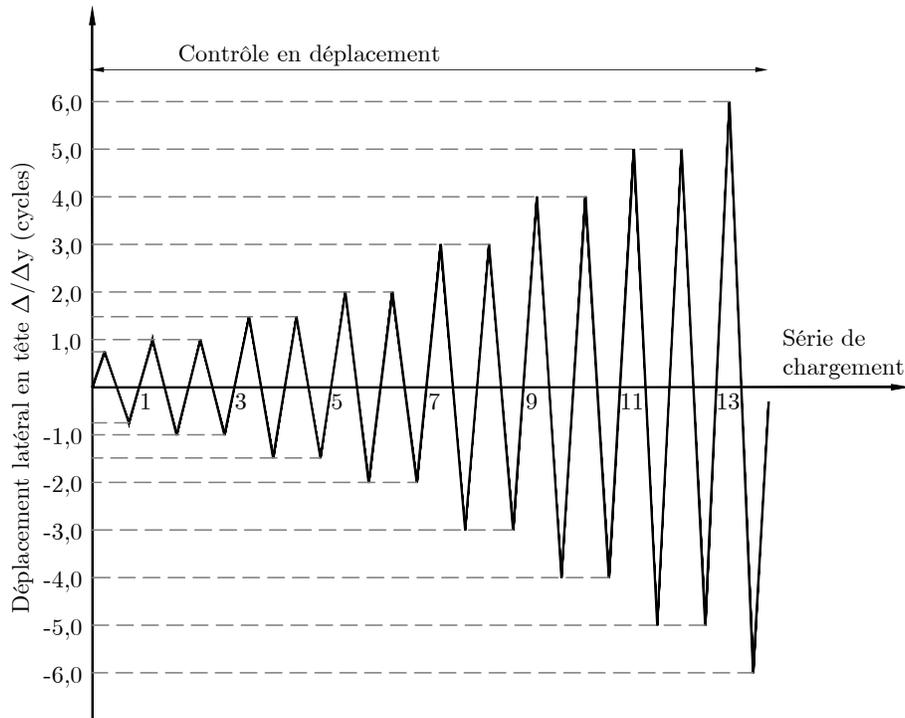


Figure 3.22 – Protocole de chargement cyclique

La première étape de l'essai consiste à appliquer une force axiale de 2300 kN qui représente la portion des charges gravitaires du pont qui repose sur le poteau à l'étude (approximativement 10 % de la capacité brute  $f'_c A_g$  du poteau). Une fois la force axiale appliquée, le chargement latéral est appliqué pour un cycle à un déplacement maximum correspondant approximativement à 75 % du déplacement de plastification théorique  $\Delta_y$  (plastification de la première armature). Le but de ce premier cycle de chargement est de fissurer le béton en tension dans chacune des deux directions de chargement. Au cours du cycle suivant, la première plastification des barres longitudinales dans le poteau est recherchée. Cette plastification est détectée grâce aux jauges de déformation collées sur les barres longitudinales dans la zone de rotule plastique. La déformation latérale en tête du poteau  $\Delta_y$  correspondant au début de la plastification des barres longitudinales tendues est mesurée. Le même procédé est réalisé dans les deux directions. En faisant la moyenne des deux valeurs  $\Delta_y$  mesurées, la valeur du déplacement de plastification expérimental  $\Delta_{yexp}$  est déterminée. Cette valeur sert de référence pour tout le reste de l'essai. Un second cycle est  $\Delta_{yexp}$  effectué. Les déplacements maximums des cycles suivants sont pris comme multiples de  $\Delta_{yexp}$  et chaque amplitude est appliquée sur deux cycles :  $1,5\Delta_{yexp}$ ,  $2\Delta_{yexp}$ ,  $3\Delta_{yexp}$ ,  $4\Delta_{yexp}$ , etc. La tête du

poteau est poussée dans un sens, puis tirée dans l'autre sens à une vitesse de 0,10 mm/s durant les cycles des deux premières amplitudes (à 75 %  $\Delta_y$  et à  $\Delta_y$ ) et à une vitesse de 0,30 mm/s pour le reste de l'essai. La figure 3.22 illustre le protocole de chargement. Afin d'éviter tout effet de torsion dans le poteau, seul le vérin latéral central est contrôlé en déplacement (à partir d'un potentiomètre externe en tête du poteau), tandis que les deux autres vérins latéraux sont contrôlés en force pour appliquer chacun une charge égale à celle du vérin central.

Des critères d'arrêt ont été définis. Une fois que l'une de ces limites est atteinte, l'essai prend fin. Ces limites sont les suivantes :

- perte de capacité axiale du pilier ;
- perte de plus de 50 % de la capacité de flexion maximale connue expérimentalement ;
- rupture par flambement ou traction d'une barre d'armature ou d'une cerce.

# Comparaison des différents spécimens

Les différents spécimens déjà testés ont été présentés aux chapitres 3. Ce chapitre va énoncer certains résultats obtenus ainsi qu'une première analyse à partir des conclusions de commentaires réalisés.

## 4.1 ÉLÉMENTS D'ANALYSE

### 4.1.1 Déplacement latéral total

À partir du déplacement latéral en tête de poteau, Priestley et coll. [38] ont montré que le déplacement latéral total  $\Delta_u$  peut être divisé en une composante élastique  $\Delta_y$  et une composante plastique  $\Delta_p$  (éq. 4.1 et fig. 4.1) :

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (4.1)$$

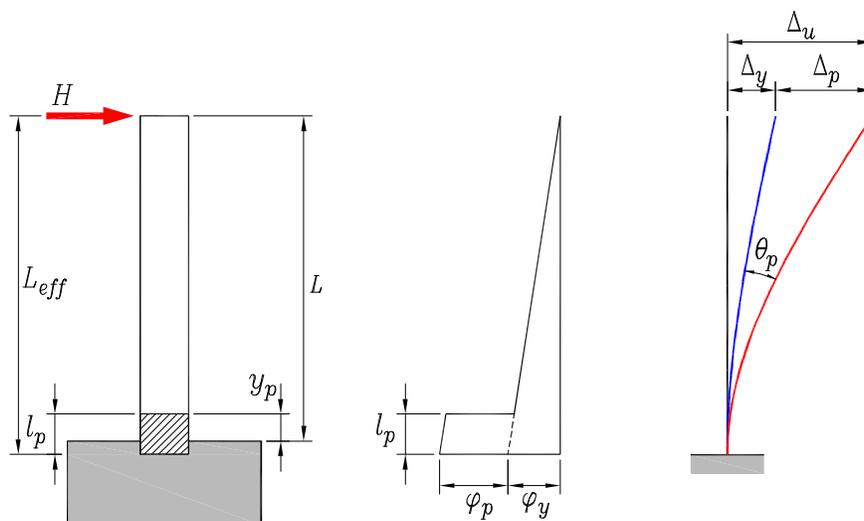


Figure 4.1 – Décomposition du déplacement latéral sous une charge ultime H en tête.

### 4.1.2 Déplacement élastique $\Delta_y$

Le déplacement total élastique  $\Delta_y$  est composé de trois parties : une composante due à la flexion, une composante due au cisaillement et une composante due au glissement des barres. Ces composantes sont quantifiées comme elles sont décrites ci-dessous.

- *Composante due à la flexion* : la distribution de la courbure sur la longueur d'une membrure en béton armé n'est pas linéaire en raison des fissures qui apparaissent dans la membrure. En effet, la courbure diminue entre les fissures et augmente à proximité de celles-ci. Cependant, au moment de la plastification, on peut supposer que la distribution est linéaire et qu'elle représente assez bien la distribution moyenne de la courbure bien qu'elle soit idéalisée [32]. Par conséquent, pour un poteau en béton armé en porte-à-faux dont la valeur de la courbure à la plastification  $\varphi_y$  est connue, la valeur du déplacement due à la flexion peut être trouvée d'après le théorème des moments d'aire suivant :

$$\Delta_f = \frac{1}{3} \varphi_y L_{eff}^2 \quad (4.2)$$

où  $L_{eff} = L + l_{yp}$  représente la longueur réelle de la colonne,  $L$  est la hauteur libre du poteau et  $l_{yp}$  tient compte de l'allongement des barres longitudinales à l'intérieur de la fondation. Ce dernier permet de tenir compte de la rotation additionnelle causée par la pénétration de la plastification des barres longitudinales dans la fondation. Selon Priestley et coll. [38],  $l_{yp} = 0,022d_b f_y$  est une bonne estimation de cette longueur de pénétration. On souligne pour les cas des poteaux de ponts que cette approche est valide quand sont négligés les effets de flexibilité additionnels qui peuvent être générés par la poutre de chevêtre pour des piles à poteaux multiples (ou portiques) par la résistance d'appui de la fondation (rotation de la fondation) ou par les piliers à colonnes continues (en anglais continuous pile shaft column) [38].

- *Composante due au cisaillement* : la rigidité en cisaillement d'une membrure en béton armé est largement liée à son état de fissuration. Le déplacement dû au cisaillement peut être trouvé en utilisant la méthode simplifiée proposée par Park et Paulay [29]. Cette méthode considère comme hypothèse que le poteau est divisé en trois parties : non fissuré, fissuré, mais hors de la zone de rotule plastique et fissuré dans la zone de rotule plastique. Aussi, par définition, les déformations de cisaillement n'entraînent aucune rotation. Le déplacement total dû au cisaillement a, par conséquent, trois composantes (équation (4.3)), correspondant à chaque partie du poteau comme elles sont définies ci-dessus.

$$\Delta_{sh} = \Delta_{sh_{élastique}} + \Delta_{sh_{fissuré}} + \Delta_{sh_{plastique}} \quad (4.3)$$

Certains auteurs ne considèrent pas les déformations de cisaillement plastique puisqu'ils les incluent dans le concept de la rotule plastique et puisque sa contribution peut être négligeable en comparaison au déplacement total en tête de poteau.

- *Composante due au glissement des barres* : le glissement d'ancrage et l'allongement des barres longitudinales donnent lieu à une rotation  $\theta_{sl}$  qui n'est pas due aux déformations de flexion et qui augmente le déplacement total en tête du poteau (fig. 4.2). Habituellement, pour les poteaux en béton armé, cette rotation se produit aux interfaces où le poteau est relié avec un autre élément structural comme sa fondation ou une poutre. Normalement, les analyses conventionnelles de flexion pour une membrure en béton armé ne prennent pas en compte le glissement des barres longitudinales. Cela peut conduire à des erreurs significatives lors de l'estimation du déplacement latéral inélastique total d'un poteau, principalement pour des poteaux qui peuvent atteindre la plastification de l'acier

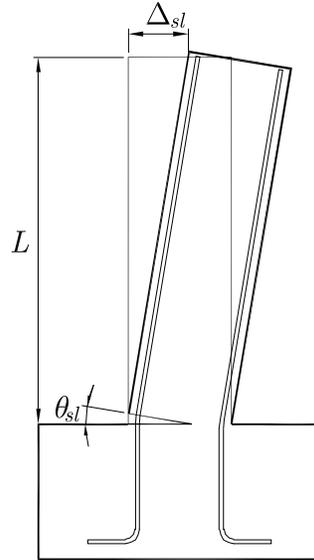


Figure 4.2 – Déplacement dû au glissement d’ancrage.

longitudinal sous chargements faibles. De plus, le déplacement dû au glissement peut atteindre un ordre de grandeur similaire au déplacement dû à la flexion [7, 1, 21], ce qui n’est donc pas négligeable. La rotation due au glissement peut être trouvée expérimentalement à l’aide des capteurs de déplacement installés à l’interface d’une membrure en béton armé où la membrure est reliée avec un autre élément structural. Aussi, cette rotation peut être quantifiée analytiquement par des modèles adhérence-glissement obtenus à partir des recherches passées. Ces modèles peuvent représenter les déformations d’adhérence-glissement des membrures en béton armé soumises à des charges monotones ou cycliques. Alsiwat et Saatcioglu [1] ont fait une analyse détaillée du glissement des barres lorsqu’elles sont soumises aux charges monotones, tandis que Eligehausen et coll. [10] ont proposé un modèle largement utilisé pour des charges cycliques. Une fois que la rotation due au glissement est connue, le déplacement peut être trouvé en le multipliant par la hauteur du poteau (équation (4.4)).

$$\Delta_{sl} = \theta_{sl}L \quad (4.4)$$

Le déplacement dû au glissement est calculé jusqu’à l’apparition de la rotule plastique du fait que le phénomène de glissement est déjà intégré dans le concept de rotule plastique. Cependant, il existe des modèles d’adhérence-glissement qui permettent de quantifier la rotation due au glissement suivant l’apparition de la rotule plastique [21].

L’expression de la prédiction du déplacement total élastique est :

$$\Delta_y = \Delta_f + \Delta_{sh} + \Delta_{sl} \quad (4.5)$$

### 4.1.3 Déplacement plastique $\Delta_p$

Après que la plastification des barres longitudinales due aux efforts de traction induits par la flexion survient, une membrure en béton armé se déforme de manière inélastique jusqu’à atteindre sa rupture. Ces déformations inélastiques de flexion donnent lieu à une rotation inélastique  $\theta_p$  et, généralement, ces déformations peuvent être concentrées sur une longueur finie de la membrure qui est dénommée longueur de rotule plastique  $l_p$  (fig. 4.1). Cette rotation est calculée en multipliant

la longueur de la rotule plastique  $l_p$  et de la courbure plastique  $\varphi_p$ . Cette dernière est à son tour définie par la différence entre la courbure ultime  $\varphi_u$  et la courbure à la plastification  $\varphi_y$  :

$$\theta_p = \varphi_p l_p = (\varphi_u - \varphi_y) l_p \quad (4.6)$$

Dans le cas d'un poteau en porte-à-faux, le déplacement plastique peut être trouvé selon l'équation (4.7) où l'hypothèse est que la rotation inélastique advient à la moitié de la hauteur de la longueur de la rotule plastique.

$$\Delta_p = \theta_p \left( L - \frac{l_p}{2} \right) = (\varphi_u - \varphi_y) l_p \left( L - \frac{l_p}{2} \right) \quad (4.7)$$

Le concept de rotule plastique a été introduit dans le but de simplifier la quantification de la composante du déplacement plastique  $\Delta_p$  d'une membrure en béton armé. Les équations (4.6) et (4.7) proviennent de la dérivation théorique qui remplace la partie de l'aire inélastique du diagramme de la courbure d'une membrure en béton armé en porte-à-faux par un trapèze équivalent qui a, pour hauteur, la longueur de la rotule plastique et, pour largeur, la courbure plastique. On voit alors que le déplacement plastique est fonction de la courbure ultime  $\varphi_u$ , la courbure à la plastification  $\varphi_y$  et la longueur de la rotule plastique  $l_p$ . Cependant, les deux premières peuvent être quantifiées à l'aide d'une analyse sectionnelle ou même mesurées expérimentalement, tandis que la troisième est estimée par des équations obtenues à la suite de recherches expérimentales. La longueur de la rotule plastique a en effet été le sujet de nombreuses recherches qui comportaient des équations pour l'estimer (habituellement établies par analyses paramétriques et régressions linéaires). Ces équations ont été obtenues à partir des résultats des essais statiques, quasi statiques et dynamiques sur des membrures en béton armé. Le tableau 4.1 résume certaines de ces équations.

Tableau 4.1 – Équations de la longueur de rotule plastique selon différents auteurs

Auteur	Longueur de rotule plastique (mm)
Park et coll. (1982)	$l_p = 0.4h$
Mander (1986)	$l_p = l_{py} + 0.06L$ avec $l_{py} = 32\sqrt{d_b}$
Zahn et Priestley (1986)	$l_p = (0.08L + 6d_b) \left( 0.50 + 1.67 \frac{P_f}{f'_c A_g} \right)$ avec $\frac{P_f}{f'_c A_g} \not\geq 0.3$
Priestley et Park (1987)	$l_p = 0.08L + 6d_b$
Paulay et Priestley (1992)	$l_p = 0.08L + 0.022d_b f_y \geq 0.44d_b f_y$
Priestley et Calvi (2003)	$l_p = 0.054L + 0.022d_b f_y$
Eurocode (2005)	$l_p = 0.1L + 0.015d_b f_y$
Bae (2005)	$l_p = \left[ 0.3 \left( \frac{P}{P_0} \right) + 3 \left( \frac{A_s}{A_g} \right) - 0.1 \right] L + 0.25h \geq 0.25h$
Barry et coll. (2008)	$l_p = 0.05L + 0.1 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

Note :  $L$  est la longueur du poteau et  $h$  est la hauteur de la section changée par le diamètre  $D$  pour les sections circulaires

## 4.2 RÉSULTATS OBTENUS

### 4.2.1 Comportement général et atteinte d'états représentatifs

Dans un premier temps, il est nécessaire de noter que le pilier CH300 n'a pas atteint le même critère d'arrêt que les deux autres. Dans le premier cas, la perte en capacité de flexion du béton a atteint les 50 %, tandis que les deux autres spécimens ont vu le flambement des barres longitudinales avant cette perte de capacité.

- **Fissuration** : Comme prévu, des fissures horizontales sont apparues dès le premier cycle. L'espacement entre les fissures diminue avec l'augmentation de la demande en déplacement. Des fissures à l'interface fondation-poteau sont apparues par la suite, de même que des fissures verticales pour le poteau CH300. Ces fissures verticales sont dues à l'interaction des barres chevauchées à la base du poteau. Les ouvertures maximums des fissures selon le cycle sont montrées dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 – Évolution des fissures en fonction des cycles de chargement.

$\Delta/\Delta_y$	Cycle	Ouvertures maximums des fissures (mm)							
		CH300		CS110		CH110		CH300s	
		face sud	face nord	face sud	face nord	face sud	face nord	face sud	face nord
0,75	1	0,15	0,20	0,30	0,20	0,35	0,35	0,25	0,25
1,00	2	0,33	0,30	0,60	0,55	0,40	0,40	0,6	0,8
1,00	3	0,50	0,30	0,80	0,80	0,60	0,6	0,6	0,8
1,50	4	0,80	0,60	0,90	0,90	0,85	0,85	0,8	0,9
1,50	5	0,90	0,60	1,00	1,00	0,90	0,90	0,9	1,0
2,00	6	1,25	0,90	1,50	1,25	1,50	1,50	1,25	1,25
2,00	7	1,50	1,25	1,50	1,50	1,80	1,80	1,25	1,25
3,00	8	1,50	1,25	2,50	2,00	2,50	2,50	2,0	2,0
3,00	9	1,70	1,25	3,00	2,00	2,50	2,50	2,0	2,0

- **Première plastification de l'armature longitudinale** : La première plastification des armatures longitudinales les plus tendues a été détectée en suivant les déformations lues par les jauges de déformation installées sur des barres d'armature avant le coulage de béton du spécimen. Les déplacements correspondant à la plastification des aciers trouvés expérimentalement sont montrés dans le tableau 4.3. Ils présentent une différence de quelques millimètres en raison de l'asymétrie de la disposition des barres d'armature longitudinales.

Tableau 4.3 – Déplacements en tête du poteau à la plastification trouvés expérimentalement.

Direction du chargement latéral	$\Delta_{yexp}$ (mm)			
	CH300	CS110	CH110	CH300s
Sud	14,46	18,67	15,94	20,1
Nord	18,01	19,33	17,14	19,6

- **Éclatement du béton** : L'éclatement du béton est survenu dans les deux zones comprimées du poteau, soit au-dessus de l'interface poteau-fondation. Plus la demande en déplacement

augmentait, plus la zone éclatée augmentait en hauteur et en épaisseur vers le noyau de béton du poteau. Géométriquement, les zones éclatées décrivaient approximativement des arcs.

- **Armatures longitudinales et transversales exposées** : Un étrier et deux barres longitudinales d'acier étaient totalement exposés à la base du poteau à des cycles différents pour chacun des spécimens ( $5\Delta_y$  pour le CH300,  $4\Delta_y$  pour le CS110 et  $6\Delta_y$  pour le CH110).
- **Flambement d'une barre d'armature longitudinale** : Le flambement d'une des barres d'armatures longitudinales a eu lieu pour un déplacement en tête de 152 mm pour le CS110, 148 mm pour le poteau CH110 et 120 mm pour le poteau CH300s. L'atteinte du critère d'arrêt correspondant à une perte de plus de 50 % de la capacité en flexion maximum mesurée expérimentalement est apparue en premier pour le poteau CH300. L'expérience a donc été arrêtée.
- **Rupture d'une barre d'armature longitudinale** : Puisque c'était l'un des critères d'arrêt, la rupture de la barre flambée a mis fin au test pour les poteaux CH110 et CS110. La perte de plus de 50 % de la capacité en flexion a été atteinte avant la rupture d'une barre pour le poteau CH300s. Le test a donc été arrêté.

#### 4.2.2 Profil du déplacement latéral total

Le profil des déplacements latéraux a été enregistré à partir des potentiomètres horizontaux installés à chaque niveau d'instrumentation (fig. 3.21). Les valeurs rapportées à la figure 4.3 correspondent aux enregistrements des potentiomètres latéraux lorsque celui situé en tête atteignait le déplacement maximal à chaque cycle. Aussi, pour obtenir une figure plus dégagée et faciliter l'analyse, après le déplacement correspondant à la première fissuration du béton (c'est-à-dire  $0,75\Delta_y$ ), la moyenne entre deux cycles consécutifs qui subissaient le même déplacement en tête ou autrement dit, ayant la même ductilité, a été prise.

On constate que dans le cas du pilier CH300, peu importe l'amplitude du déplacement imposé en tête du poteau, il existait une zone de faibles déformations latérales. Cette zone correspond à la région de la rotule plastique en délimitant un endroit où les rotations se concentraient et son étendue est d'approximativement 400 mm. Au-dessus de cette zone, les déformations latérales sont plus appréciables et sont en fonction de l'amplitude du déplacement imposé en tête du poteau.

#### 4.2.3 Relation Force-Déplacement

Les diagrammes force-déplacement représentent la force appliquée en tête du poteau en fonction du déplacement au même endroit. Dans le montage d'essai, les vérins qui appliquent la force axiale au poteau sont pourvus de rotules à la base dont l'axe coïncide approximativement à la mi-hauteur de la rotule plastique qui se développe à la base du poteau. Il n'y a donc pas de correction à appliquer en raison de l'effet P- $\Delta$ . La figure 4.4 présente l'idéalisation du spécimen ainsi que toutes les forces qui agissent sur lui.

Les composantes horizontale et verticale de la force verticale appliquée  $P$  s'expriment :

$$P_x = P \sin \theta = \frac{P\Delta'}{\sqrt{y'^2 + \Delta'^2}} = \frac{P\Delta'}{y' \sqrt{1 + \left(\frac{\Delta'}{y'}\right)^2}} \simeq \frac{P\Delta'}{y'} \quad (4.8)$$

$$P_y = P \cos \theta = \frac{Py'}{\sqrt{y'^2 + \Delta'^2}} = \frac{Py'}{y' \sqrt{1 + \left(\frac{\Delta'}{y'}\right)^2}} \simeq P \quad (4.9)$$

Le moment à la base s'exprime par :

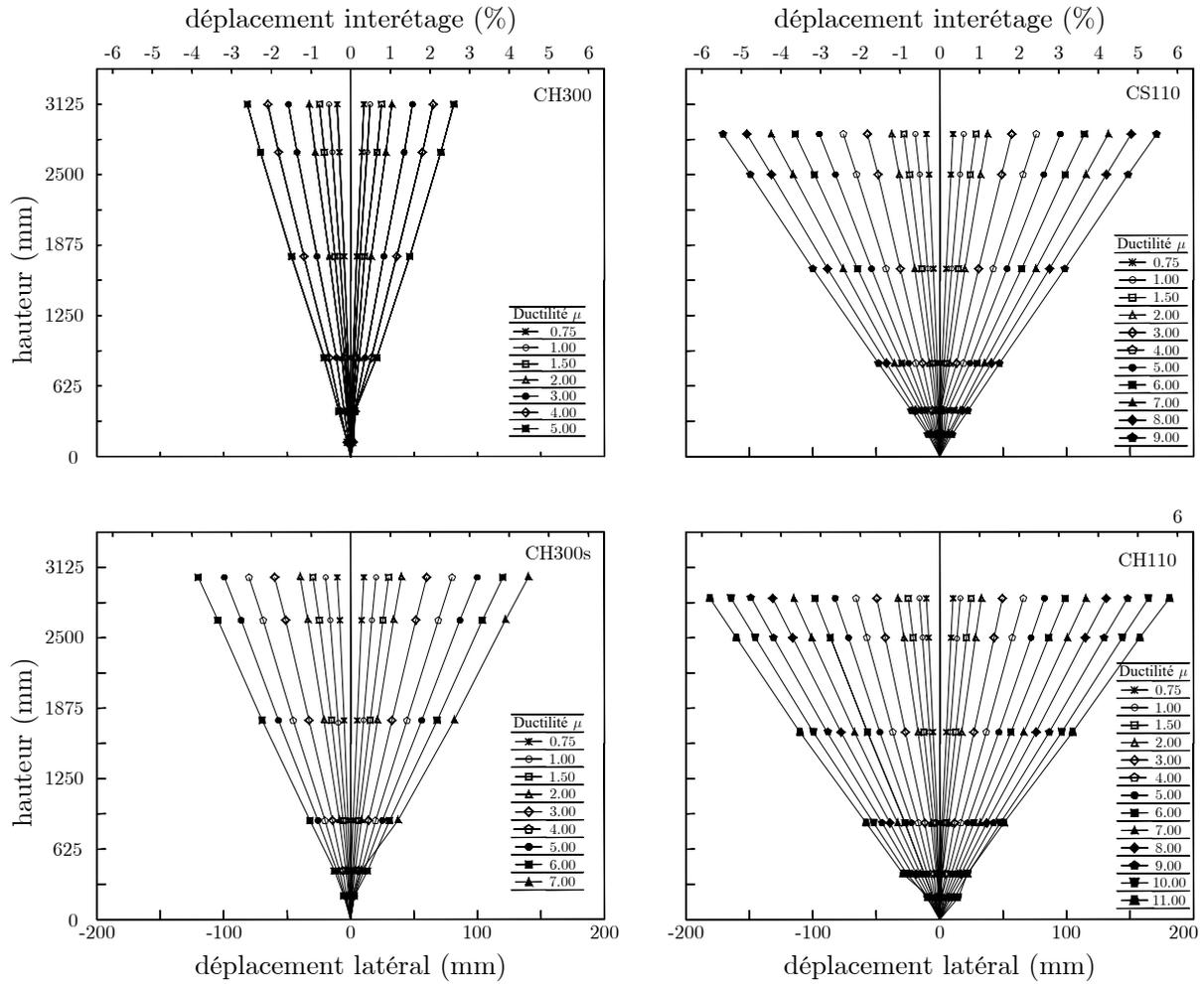


Figure 4.3 – Profil de déplacements des spécimens : (a) CH300 ; (b) CS110 ; (c) CH300s ; (d) CH110.

$$M = Hl - P_x l' + P_y \Delta' \quad (4.10)$$

En substituant l'équation (4.8) et (4.9) dans (4.10), on obtient :

$$M = Hl - P \frac{\Delta'}{y'} l' + P \Delta' = Hl + P \Delta' \left(1 - \frac{l'}{y'}\right) \quad (4.11)$$

Sachant que  $\Delta' = \Delta \frac{y'}{y}$ , nous obtenons :

$$M = Hl + P \Delta \frac{y'}{y} \left(1 - \frac{l'}{y'}\right) \quad (4.12)$$

En substituant  $y = 2788$  mm,  $y' = 3063$  mm,  $l = 3125$  mm et  $l' = 3400$  mm dans les équations précédentes, on obtient :

$$M = 3.125H - 0.121P\Delta \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (4.13)$$

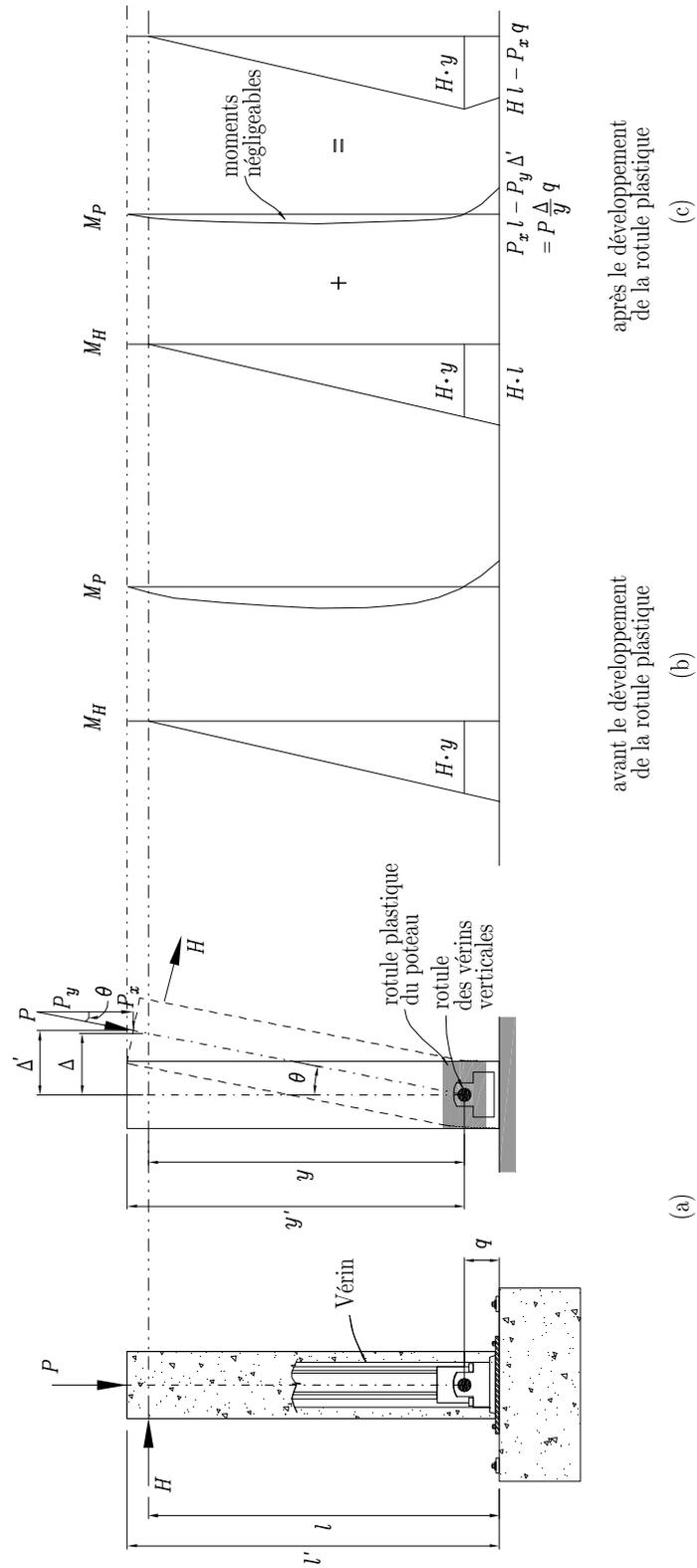


Figure 4.4 – Idéalisation du spécimen adaptée de Osorio Gomez

où  $P$  et  $H$  sont en kN et  $\Delta$  est en m.

La force horizontale incluant la correction pour l'effet  $P - \Delta$ ,  $H'$  est égale au moment  $M$  donné par l'équation (4.13) divisée par la distance du point d'application de la force latérale au sommet de la fondation du spécimen (soit  $l = 3,125$  m). On a donc :

$$H' = H - 0,039P\Delta \quad (\text{kN}) \quad (4.14)$$

L'influence des moments de second ordre peut être négligée. En effet, ces moments secondaires causés par la charge axiale ( $MP\Delta = P\Delta$ ) sont très faibles entre le sommet du poteau et la rotule plastique. Bien qu'ils soient plus élevés dans la partie inférieure du poteau, ces moments influencent relativement peu le comportement des poteaux après la plastification et ils ont été négligés afin de simplifier l'analyse. Pour un déplacement maximal en tête de poteau de 60 mm avec la charge verticale  $P = 2300$  kN, le moment de second ordre vaut  $0,121 \times 0,06 \times 2300 = 17$  kN·m. En comparaison avec des valeurs de moment de l'ordre de 2500 kN·m, les 17 kN·m de la composante  $P\Delta$  ne représentent que 0,66 % du moment total. Ainsi, le moment à la base et la charge utilisés pour les calculs sont pris comme :

$$M = 3.125H \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (4.15)$$

$$H' = H \quad (\text{kN}) \quad (4.16)$$

Les relations force-déplacement obtenues expérimentalement pour les trois premiers piliers sont montrées à la figure 4.5. Les déplacements entre la tête du poteau et une tour de référence directement montée sur la semelle de fondation étaient mesurés à l'aide d'un potentiomètre dont l'axe était situé au même niveau que l'axe des vérins horizontaux appliquant la force latérale.

Il est possible de noter que les premiers cycles sont similaires dans tous les cas. De plus, l'éclatement du recouvrement et la plastification des barres longitudinales apparaissent pour des déplacements et efforts similaires. Cependant, la plastification d'un étrier dans le spécimen CH300 donne lieu à une grande perte de résistance et les déplacements des cycles suivants sont atteints pour des efforts nettement inférieurs que dans les trois autres cas.

#### 4.2.4 Déplacement dû au glissement des barres longitudinales

Le glissement d'ancrage et l'allongement des barres longitudinales donnent lieu à une rotation qui n'est pas due aux déformations de flexion et qui augmente le déplacement total en tête du poteau. Cette rotation a été mesurée grâce aux LVDTs verticaux installés à l'interface poteau-fondation. Une fois que les rotations à l'interface poteau-fondation sont connues, elles peuvent être multipliées par la hauteur du poteau, ce qui permet de quantifier les déplacements en tête dus au glissement de l'ancrage et l'allongement des barres longitudinales. La figure 4.6 montre la relation force-déplacement en tête due au glissement de l'armature longitudinale.

#### 4.2.5 Déplacement dû au cisaillement

L'instrumentation externe a permis de mesurer les modes de déformation locale, dont le déplacement et la déformation dus au cisaillement. Chaque segment instrumenté se déplace en cisaillement selon sa localisation (variation en hauteur). L'annexe B donne les déplacements dus au cisaillement dans chaque niveau. Le déplacement total en tête est donné par la somme du déplacement de chaque segment. Le déplacement total en tête du poteau dû au cisaillement par rapport à la force appliquée en tête est donné à la figure 4.7.

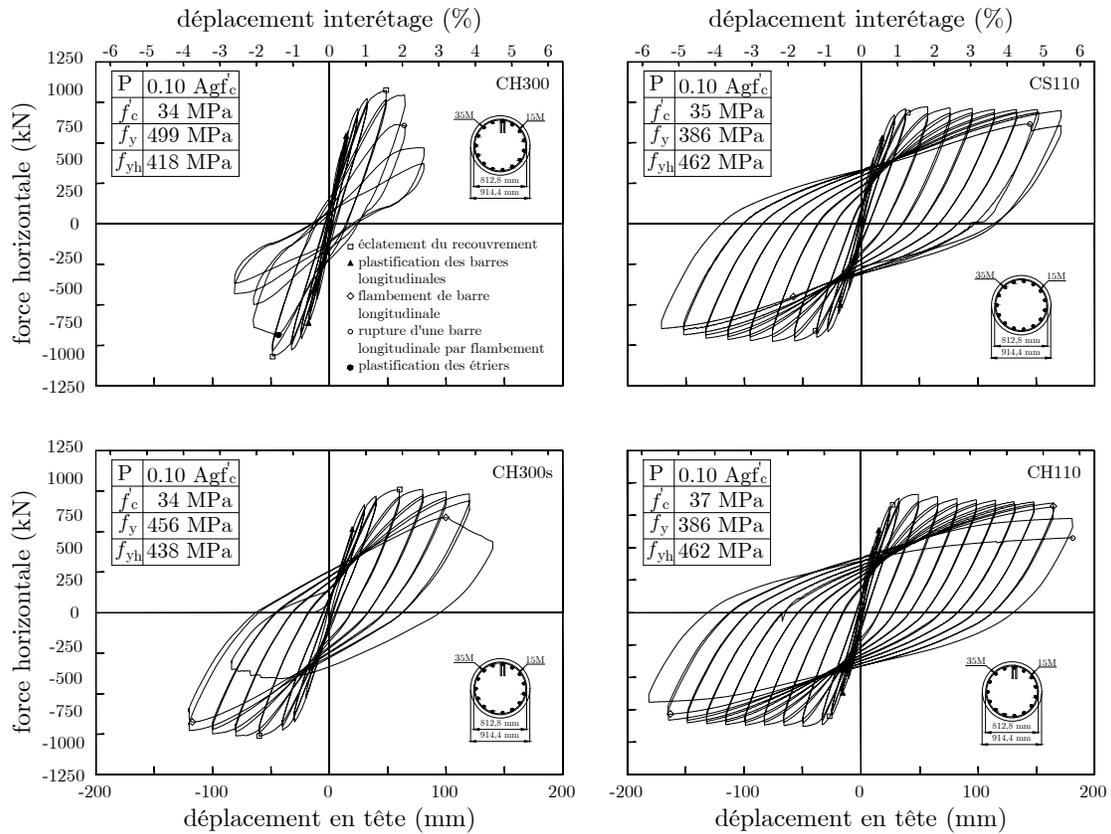


Figure 4.5 – Force latérale versus déplacement en tête du poteau des quatre spécimens

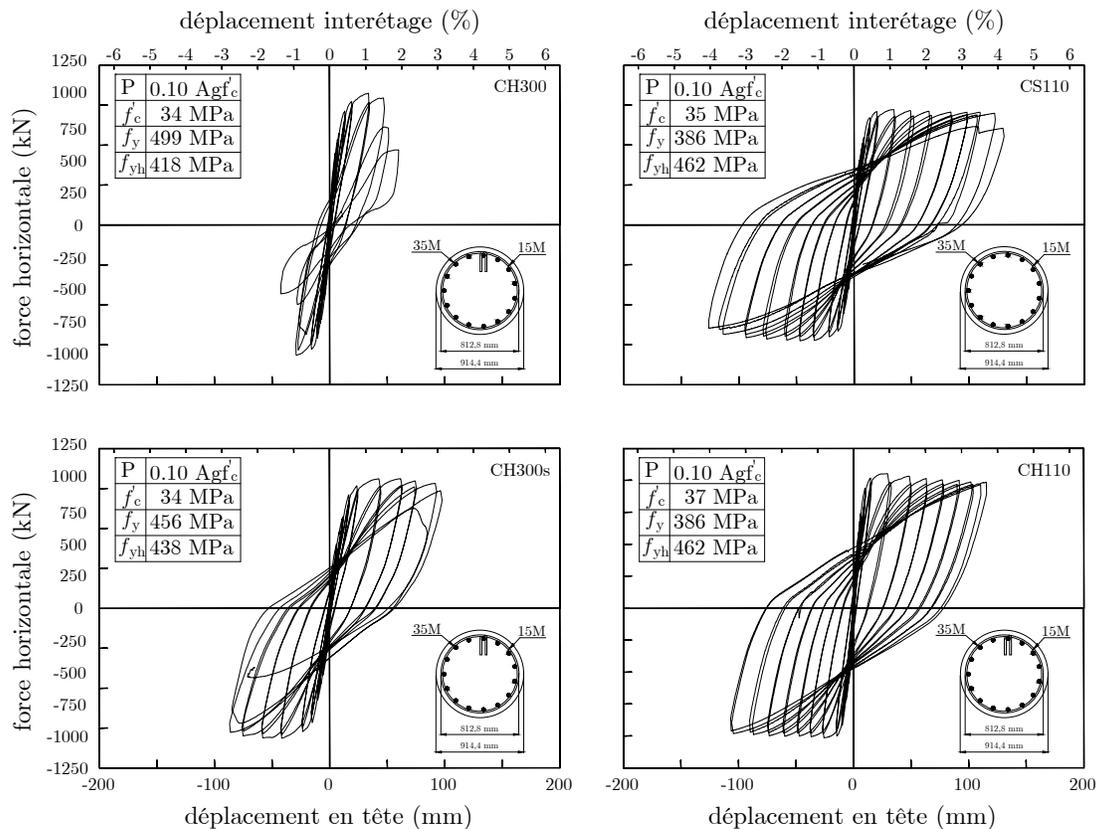


Figure 4.6 – Force latérale versus déplacement en tête du poteau dû au glissement des barres longitudinales

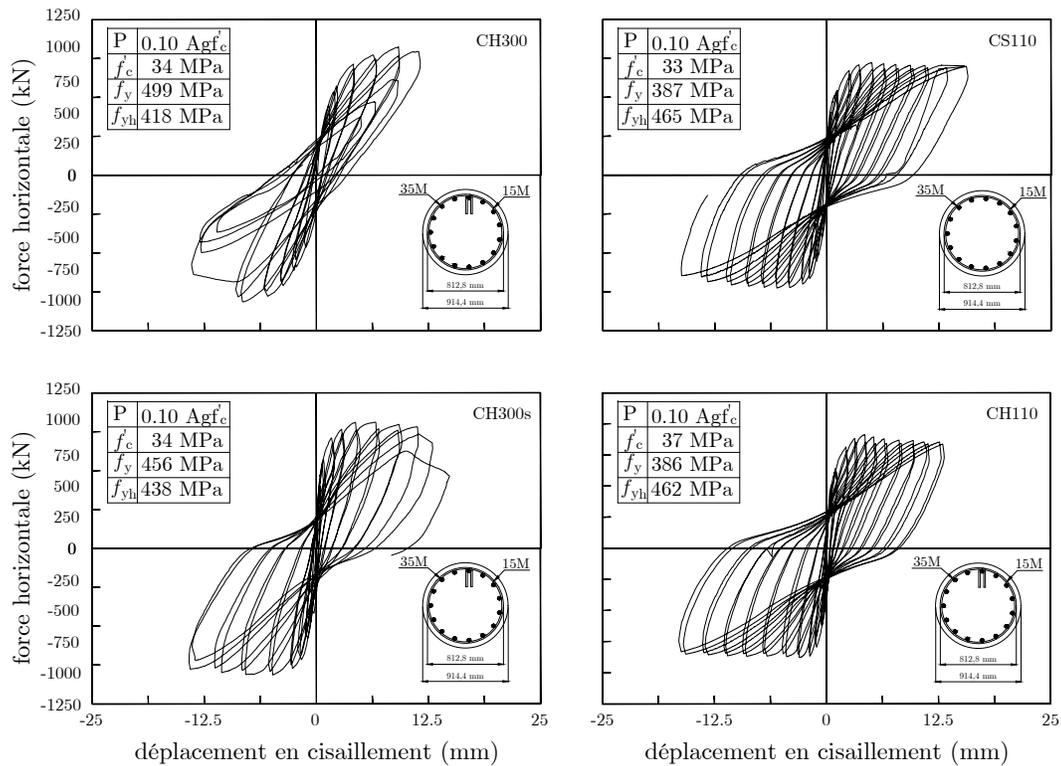


Figure 4.7 – Force latérale versus déplacement en tête du poteau dû au cisaillement

#### 4.2.6 Composantes du déplacement

Le déplacement en tête du poteau est donc dû à la somme de différentes composantes distinctes, soit une composante liée au cisaillement, une composante liée au glissement et une composante liée au moment. La somme de ces trois composantes donne le déplacement total observé en tête du poteau. Afin d'étudier l'importance d'une composante par rapport à une autre, les graphes 4.8 et 4.9 donnent la participation de chacune des composantes de déplacement dans celui relevé à la tête du poteau. Le déplacement maximal à chaque cycle est relevé dans les deux sens ; le sens négatif (tirée du pilier) et le sens positif (poussée du poteau). Ensuite, la moyenne est effectuée pour chaque ductilité.

Un espacement plus élevé entre les aciers horizontaux entraîne une résistance plus faible en cisaillement, ce qui provoque une participation du déplacement plus importante. Cependant, cette contribution est plus importante lorsqu'un recouvrement à la base est présent. En outre, plus le déplacement est important et la ductilité est grande, moins la flexion participe au déplacement. Ceci est dû à la contribution du béton dans la résistance en flexion qui résiste moins au glissement.

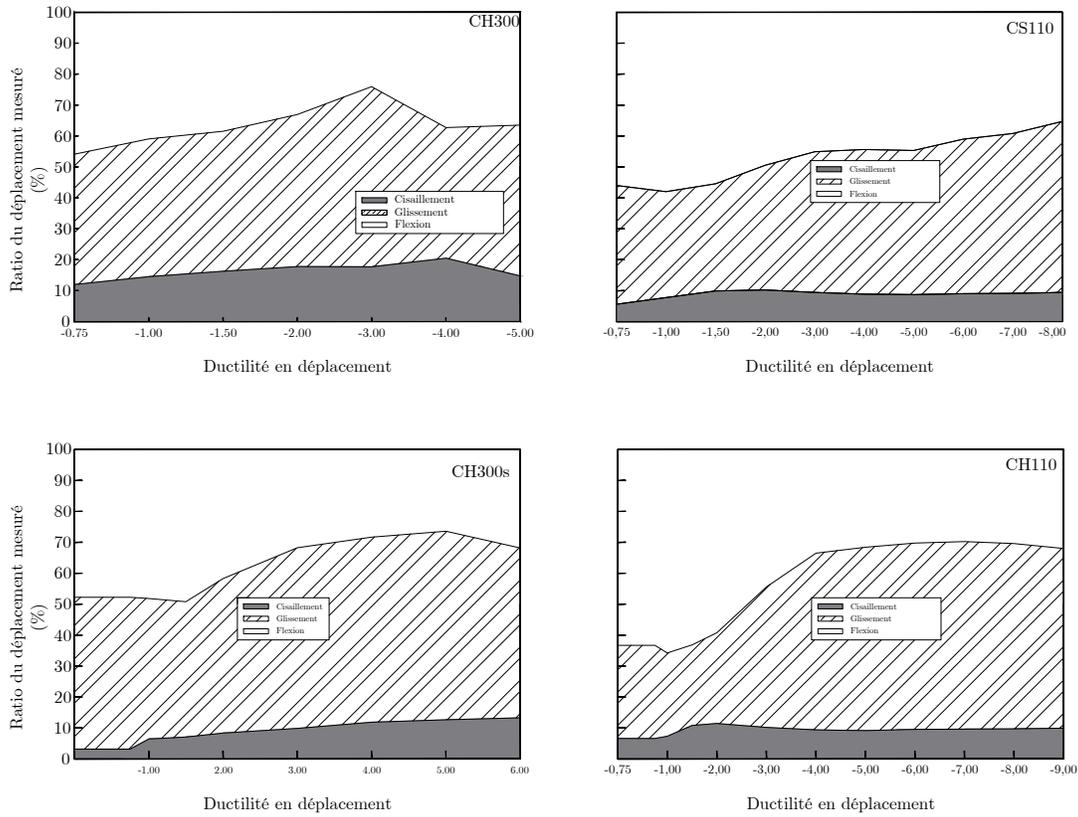


Figure 4.8 – Répartition du déplacement en tête dans le sens de la tirée

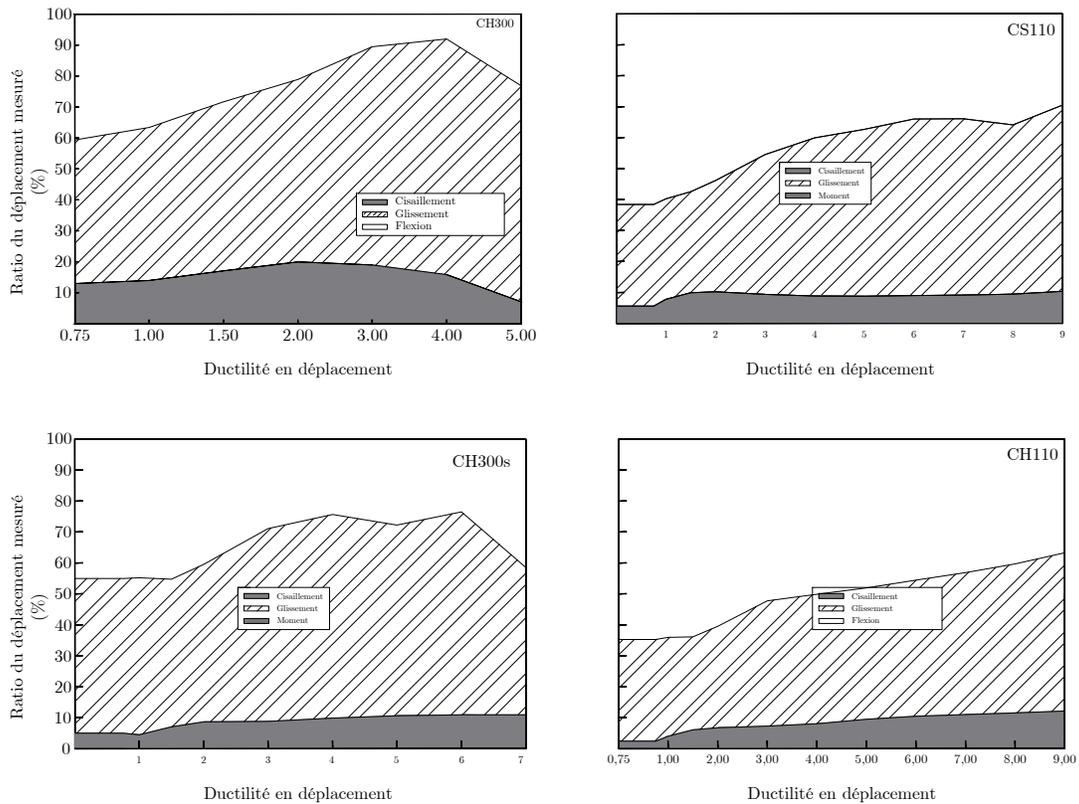


Figure 4.9 – Répartition du déplacement en tête dans le sens de la poussée

### 4.3 DUCTILITÉ, DISSIPATION D'ÉNERGIE ET CONFINEMENT

En règle générale, le comportement sismique des poteaux est évalué selon des indicateurs de ductilité et en fonction de l'énergie dissipée. Les paramètres de ductilité utilisés ici, formulés en manière de déplacement et de courbure, permettent d'exprimer cela en termes adimensionnels et, par conséquent, les indicateurs de ductilité sont directement applicables dans un contexte de réglementation. Les indicateurs énergétiques sont liés aux dommages et à la capacité de dissipation d'énergie. Ils fournissent de précieuses informations sur la forme des cycles qui influence la réponse dynamique des structures. La ruine d'une structure peut intervenir à la suite d'un chargement monotone dont la demande en déformation est trop élevée. Cette demande en déformation est uniquement liée à la ductilité limite et sans dissipation d'énergie. De la même manière, une structure peut atteindre la rupture en fatigue sous déformation faiblement plastique, mais dissipant une grande quantité d'énergie cyclique après de nombreux cycles. Il existe aussi des indicateurs d'endommagement qui pondèrent les indicateurs énergétiques afin de tenir compte de la perte de rigidité et de résistance associée à la progression de l'endommagement dans la structure. Avant de calculer les indicateurs de ductilité et de dissipation d'énergie, les courbes enveloppes moyennes de la réponse cyclique force-déplacement et moment-courbure doivent être estimées en utilisant la formulation présentée dans la figure 4.10.

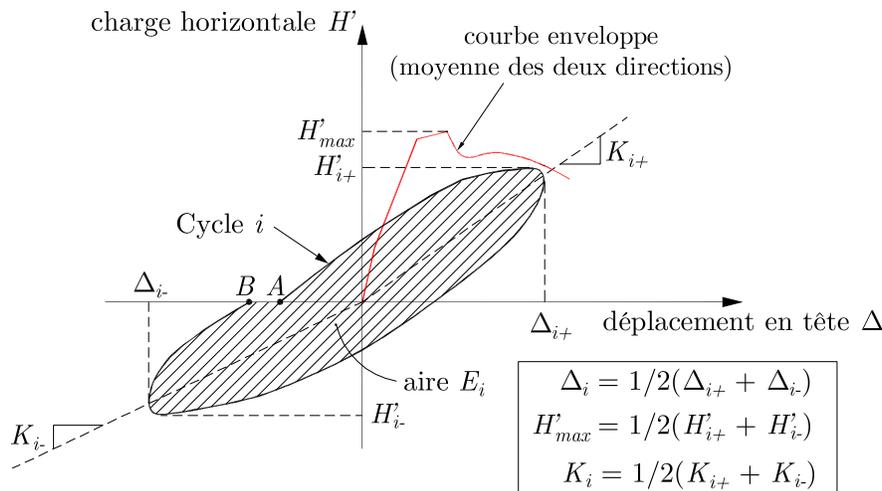


Figure 4.10 – Calcul de la courbe enveloppe moyenne et des paramètres énergétiques.

Une fois les enveloppes force-déplacement et moment-courbure obtenues, elles doivent être idéalisées comme des courbes bilinéaires afin de déterminer les indicateurs de ductilité et de dissipation d'énergie. La procédure pour obtenir ces courbes idéalisées est montrée à la figure 4.11.

La partie ascendante est définie comme une ligne droite passant par l'origine et reliant la courbe enveloppe à la force correspondant à 75 % de la charge maximale horizontale supportée par le pilier après le point de plastification  $H'_{max}$  ou la force causant la plastification (la plus petite des deux valeurs). La plastification idéalisée est atteinte lorsque la partie ascendante prolongée arrive à  $H'_{max}$ . La seconde partie de la courbe idéalisée est définie comme une droite reliant le point précédemment trouvé ( $\Delta_{yI}$ ,  $H'_{max}$ ) au point de rupture en déplacement ( $\Delta_2$ ,  $H'_2$ ),  $H'_2$  étant pris pour une force valant 80 % de  $H'_{max}$ . Ceci assure que l'aire sous la courbe idéalisée est la même que celle de la courbe enveloppe. Les déplacements de ces deux points sur la courbe bilinéaire sont le déplacement de plastification idéalisée  $\Delta_{yI}$  et le déplacement ultime idéalisé  $\Delta_2$  (voir figure 4.11a).

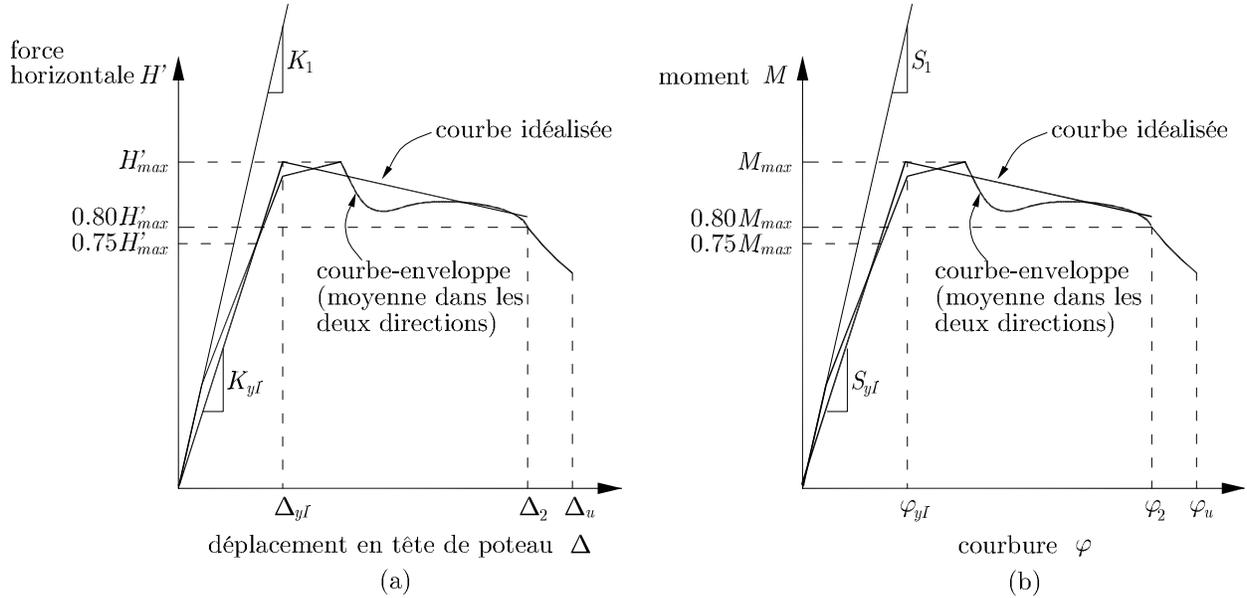


Figure 4.11 – Schématisation des relations bilinéaires idéalisées : (a) force versus déplacement (b) moment versus courbure.

Cette procédure est répétée pour la relation moment-courbure pour obtenir les courbures idéalisées correspondant à la plastification,  $\varphi_{yI}$  et à l'ultime,  $\varphi_2$  (voir figure 4.11b).

### 4.3.1 Indicateurs de ductilité

La ductilité en déplacement idéalisée  $\mu_{\Delta I}$  est définie comme le rapport du déplacement ultime idéalisé  $\Delta_2$  sur le déplacement au point de plastification idéalisé  $\Delta_{yI}$ , soit :

$$\mu_{\Delta I} = \frac{\Delta_2}{\Delta_{yI}} \quad (4.17)$$

et la ductilité en courbure idéalisée  $\mu_{\varphi I}$  est définie comme le rapport de la courbure ultime idéalisée  $\varphi_2$  sur la courbure au point de plastification idéalisé  $\varphi_{yI}$ , soit :

$$\mu_{\varphi I} = \frac{\varphi_2}{\varphi_{yI}} \quad (4.18)$$

Il est d'usage de déterminer des indicateurs non directement liés à la ductilité, mais qui, comme outil de comparaison pour des poteaux identiques, permettent de donner une autre indication de la ductilité. Ainsi, le déplacement relatif maximum  $\delta_u$  est un autre indicateur utilisé pour mesurer le déplacement maximum à la rupture divisé par la hauteur de l'élément :

$$\delta_u = \frac{\Delta_2}{l} \quad (4.19)$$

où,  $l = 3125$  mm est la longueur entre le point d'application de la charge et la base du poteau.

Ces indicateurs facilitent la comparaison entre des poteaux en normalisant les déplacements et les courbures.

### 4.3.2 Indicateurs de dissipation d'énergie

La capacité de dissipation d'énergie conditionne le comportement sismique d'un élément. Plus la capacité de dissipation d'énergie d'un élément est grande, plus son comportement sismique est favorable, car il devra ainsi moins se déformer pour dissiper l'énergie introduite par le séisme. L'énergie dissipée par la déformation inélastique pendant un cycle de chargement est représentée par l'aire enfermée par une boucle d'hystérésis correspondant à l'aire hachurée  $E_i$  de la figure 4.10. Elle équivaut à l'énergie irréversiblement consommée pour endommager la structure et qui se dissipe principalement par la fissuration du béton, la plastification des armatures, l'endommagement des interfaces, etc. L'énergie dissipée peut mathématiquement être quantifiée selon l'équation (4.20).

$$E_i = \oint H' d\Delta \quad (4.20)$$

où  $H'$  est égal à  $H$  pour ce projet, comme indiqué à l'équation (4.16).

L'énergie totale dissipée durant l'essai  $E_{hyst}$  est obtenue en additionnant les énergies sur les  $n$  cycles jusqu'à la ruine.

$$E_{hyst} = \sum_{i=1}^n E_i \quad (4.21)$$

Pour rendre cet indicateur utilisable, il faut le normaliser. En effet,  $E_{hyst}$  est une valeur absolue qui rend difficile la comparaison entre les différents spécimens. Une méthode de normalisation s'obtient en tenant compte des valeurs expérimentales de résistance et de déplacement élastique :

$$E_N = \frac{1}{H'_{max} \Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n E_i \quad (4.22)$$

### 4.3.3 Indicateurs d'endommagement

Les indicateurs d'endommagement sismique tentent de combiner l'énergie cyclique et le déplacement maximum afin de définir, à l'aide d'une seule variable, la rupture du poteau sous le chargement sismique. Gosain et coll. [13] ont proposé un indicateur d'endommagement,  $I_W$ , qui prend en considération uniquement les valeurs maximums de chaque cycle et donne une valeur de niveau d'endommagement des poteaux. Il est une combinaison de l'énergie cyclique dissipée, de la force latérale ainsi que des déplacements mesurés et il s'exprime par la relation entre la somme des forces et des déplacements mesurés, soit :

$$I_w = \frac{1}{H'_{max} \Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n H'_i \Delta_i \quad (4.23)$$

Lorsque des poteaux à comparer ont des chargements différents, cet indice ne permet pas de bien comparer l'énergie dissipée. Toutefois, sa simplicité le rend attirant, notamment pour l'évaluation rapide de la capacité d'un poteau soumis à un chargement sismique.

Ehsani et Wright [9] proposent d'utiliser un indice énergétique normalisé,  $D_{ew}$ , en introduisant la rigidité sécante  $K_i$  et les déplacements maximums  $\Delta_i$  à chaque cycle :

$$D_{EW} = \frac{1}{H'_{max} \Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n E_i \left( \frac{K_i}{K_{yI}} \right) \left( \frac{\Delta_i}{\Delta_{yI}} \right)^2 \quad (4.24)$$

où  $K_{yI}$  est défini dans la figure 4.11. L'avantage de cet indicateur réside dans le fait d'inclure l'effet de différents historiques de chargement, car il englobe le déplacement effectif et la rigidité de chaque cycle.

#### 4.3.4 Indicateur de confinement

L'indice de confinement permet de compléter les indices de ductilité, d'énergie et d'endommagement. Surtout, l'indice de confinement permet de corrélérer la capacité de déplacement d'un poteau avec l'efficacité du confinement apportée par le renforcement transversal. L'indice  $I_k$  (équation (4.25)) a été proposé par Paultre et coll. [35]. Cet indice a l'avantage d'inclure le niveau de charge axiale du poteau. Pareillement, il est plus approprié pour des poteaux renforcés avec un acier à grande limite élastique en comparaison aux autres indices de confinement existants dans la littérature.

$$I_k = \frac{\rho_s f'_h}{f'_c k_p} \quad (4.25)$$

où  $k_p = P/P_0$  est le rapport entre la charge axiale réelle appliquée  $P$  et la capacité axiale de la section transversale du poteau  $P_0 = 0,85(A_g - A_{st})f'_c A_{st} f_y$ ,  $A_g$  est la section transversale brute du poteau et  $A_{st}$  est la section transversale totale de l'armature longitudinale du poteau. De plus,  $f'_h$  est la contrainte dans l'armature transversale lorsque le béton atteint sa contrainte maximale qui peut être prise également à la limite élastique de l'acier de l'armature transversale  $f'_{yh}$  jusqu'à 500 MPa.

#### 4.3.5 Amortissement cyclique

Il est largement accepté que l'amortissement est un des paramètres déterminants pour la réponse dynamique d'une structure. Priestley et coll. [38] expliquent que pour les ponts, trois types d'amortissement sont plus courants. Tout d'abord, il y a l'amortissement de Coulomb ou de friction que l'on retrouve principalement dans la superstructure du pont aux appuis ou par le mouvement des joints. Cet amortissement est indépendant de la vitesse ou du déplacement. Ensuite, il y a l'amortissement par radiation qui est dû à l'interaction sol-structure en dissipant l'énergie en forme d'ondes de la fondation au sol l'entourant. Finalement, il y a l'amortissement hystérétique qui est physiquement la façon la plus évidente de dissiper l'énergie d'un pont en raison de sa réponse force-déplacement.

Néanmoins, selon la dynamique des structures, on sait que pour des raisons mathématiques, numériques et de stabilité, l'amortissement visqueux est nécessaire dans l'équation du mouvement, c'est-à-dire qu'il doit être proportionnel à la vitesse ( $f_D = c\dot{u}$ ). D'un autre côté, l'amortissement hystérétique, caractéristique des structures, ne remplit pas cette hypothèse. Toutefois, afin de contourner cet inconvénient, il peut être exprimé par un amortissement visqueux équivalent. Il est plus courant d'exprimer ce dernier par le taux d'amortissement visqueux équivalent  $\xi_{eq}$  qui est, à son tour, le rapport entre le coefficient d'amortissement visqueux équivalent  $c_{eq}$  et le coefficient d'amortissement critique  $c_{cr}$ . Ce dernier est la plus petite quantité d'amortissement pour laquelle aucune oscillation ne se produit en réponse libre [31].

La figure 4.12 explique la manière dont il est possible pour un cycle d'hystérèse  $i$  de trouver le taux d'amortissement visqueux équivalent. Autrement dit, elle explique la manière dont la boucle d'hystérèse peut être convertie dans un autre linéaire élastique équivalent qui représente l'énergie de déformation emmagasinée pour un cycle  $i$ . Le taux d'amortissement visqueux équivalent peut être quantifié pour chaque cycle selon l'équation (4.26) et les valeurs trouvées sont présentées au tableau 4.4.

$$\xi_{eq_i} = \frac{E_i}{4\pi E_{ei}} = \frac{E_i}{2\pi H'_{max} \Delta_i} \quad (4.26)$$

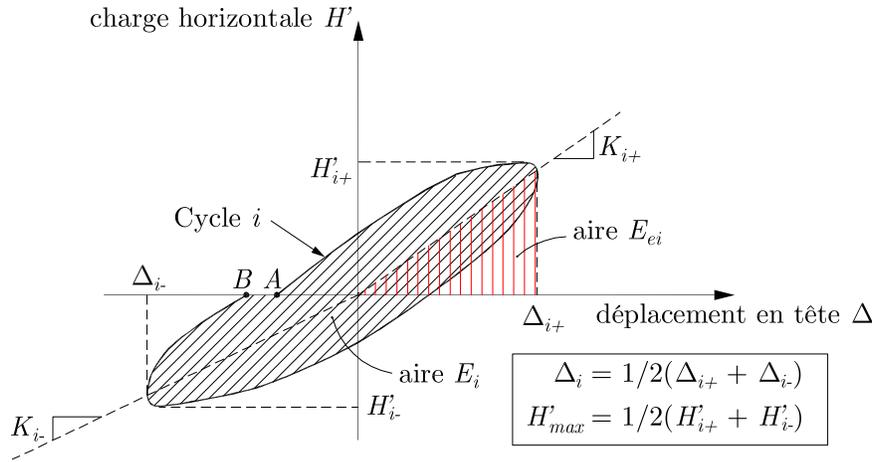


Figure 4.12 – Énergie dissipée par amortissement durant un cycle de chargement.

À partir des valeurs du tableau précédent, on peut voir que l'amortissement visqueux équivalent varie en fonction de la ductilité structurale  $\mu_{\Delta}$  ce qui est convenable de pouvoir exprimer cette relation de façon mathématique. L'amortissement visqueux équivalent peut être exprimé comme la superposition de l'amortissement élastique et de l'amortissement hystérétique, mais cette relation n'est pas linéaire [19, 39]. Les équations (4.27), (4.28), (4.29) et (4.30) sont tirées de la régression logarithmique employée pour chacun des spécimens étudiés :

$$\xi_{eq} = 7,3 + 5,0 \ln(\mu_{\Delta}) \quad \text{CH300} \quad (4.27)$$

$$\xi_{eq} = 8,9 + 8,6 \ln(\mu_{\Delta}) \quad \text{CS110} \quad (4.28)$$

$$\xi_{eq} = 9,4 + 8,3 \ln(\mu_{\Delta}) \quad \text{CH110} \quad (4.29)$$

$$\xi_{eq} = 7,4 + 8,5 \ln(\mu_{\Delta}) \quad \text{CH300s} \quad (4.30)$$

Le tableau 4.5 résume les valeurs des indicateurs mentionnés ci-dessus.

#### 4.4 ZONES D'ENDOMMAGEMENT

Les critères d'arrêt ont été définis en 4.2.1 et ont été différents pour les quatre spécimens. Visuellement, les quatre piliers ont réagi de manière différente et il est nécessaire d'observer le résultat final des spécimens pour comparer la réaction de ceux-ci à leur sollicitation respective (fig. 4.13 à 4.16).

On peut très rapidement observer que le béton du poteau CH300s a été éclaté sur une hauteur plus importante; les photos prenant particulièrement la zone endommagée avec un alignement horizontal des positions des capteurs.

Cet endommagement du spécimen CH300s peut être justifié par un flambement important des barres longitudinales sur une hauteur plus importante. Ce flambement plus important peut, quant à lui être justifié par les crochets des cerces horizontales qui se sont ouvertes et qui ne reprenaient

Tableau 4.4 – Taux d'amortissement visqueux équivalent quantifié expérimentalement.

Cycle	$\mu$	CH300			CH300s			CS110			CH110		
		$\mu_{\Delta}$	$\xi_i(\%)$	$\xi_{i,moy}(\%)$									
1	0,75	0,48	6,43	6,43	0,48	7,03	7,03	0,42	6,65	6,65	0,42	6,56	6,56
2	1,00	0,74	5,55	4,71	0,65	6,25	5,16	0,75	6,29	6,29	0,66	5,32	4,61
3			3,87			4,07			4,14			3,89	
4	1,50	1,11	6,39	5,54	0,97	6,44	5,53	1,13	7,07	7,07	1,00	5,81	5,08
5			4,69			4,64			5,07			4,35	
6	2,00	1,48	7,88	6,93	1,29	8,19	7,31	1,50	9,69	9,69	1,33	7,79	6,94
7			5,98			6,42			8,10			6,08	
8	3,00	2,22	13,09	11,74	1,94	13,37	12,29	2,26	15,42	15,42	1,99	14,05	12,87
9			10,38			11,21			13,73			11,70	
10	4,00	2,96	15,83	15,06	2,58	15,95	15,42	3,01	18,21	18,21	2,65	16,87	16,40
11			14,30			14,88			17,66			15,92	
12	5,00	3,70	15,20	14,18	3,23	17,91	17,66	3,76	20,25	20,25	3,31	18,98	18,69
13			13,15			17,41			20,22			18,39	
14	6,00				3,88	19,86	20,35	4,51	22,36	22,36	3,98	20,54	20,47
15						20,85			22,35			20,39	
16	7,00				4,52	20,47	20,47	5,26	24,16	24,16	4,64	22,24	22,13
17									24,25			22,01	
18	8,00							6,00	25,68	25,68	5,30	23,61	23,66
19									25,40			23,71	
20	9,00							6,76	26,88	26,88	5,96	25,12	25,26
21												25,40	
22	10,00										6,62	26,86	27,41
23												27,96	
24	11,00										7,28	31,81	31,81

Tableau 4.5 – Indicateurs de ductilité, d'énergie, d'endommagement et de confinement

Poteau	$\mu_{\Delta I}$	$\mu_{\varphi I}$	$\delta_u$ (%)	$E_{hyst}$ (J)	$E_N$	$I_W$	$D_{EW}$	$I_k$	$\xi_{eq} \dagger$ (%)
CH300	3,1	5,9	2,2	268180	12,8	18,2	27,8	0,4	13,0
CS110	6,8	9,4	5,5	1816737	79,4	60,4	367,9	1,2	25,3
CH110	7,3	11,05	5,8	2349031	108,5	78,3	534,54	1,2	31,8
CH300s	4,8	6,1	4,5	958430	33,41	31,70	99,79	0,4	20,5

<sup>†</sup> Obtenus à partir des équations 4.27, 4.28, 4.29 et 4.30.

donc plus d'effort horizontal. Le flambement des barres longitudinales était empêché dans les autres cas et, plus particulièrement, dans le cas d'un espacement de 110 mm.

Les crochets des cerces, étant dimensionnés pour respecter la norme CSA S6-14 [4] avec un espacement normé de 110 mm, ne permettaient pas d'empêcher le flambement dans le cas d'un espacement plus important. On peut observer le crochet ouvert des cerces horizontales sur la figure 4.16.



(a) CH300



(b) CS110



(c) CH300s

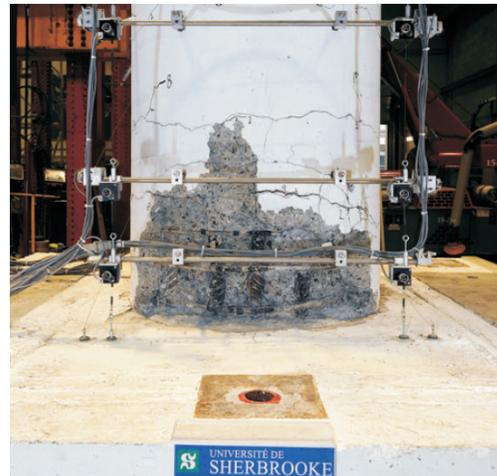


(d) CH110

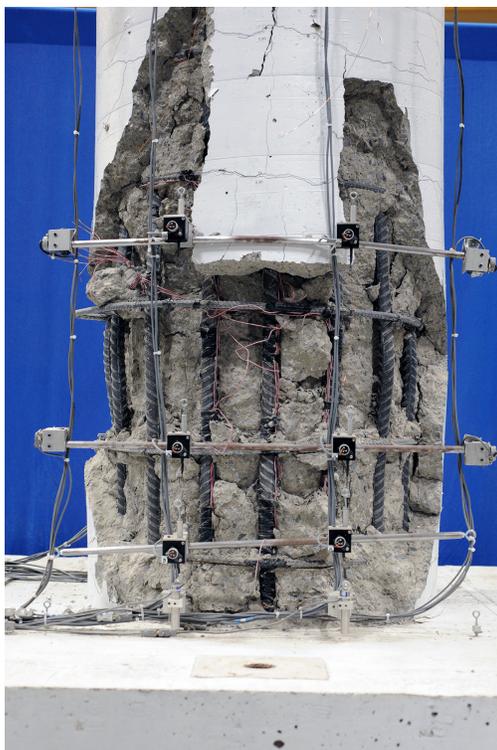
Figure 4.13 – Endommagement des quatre spécimens à la fin de l'essai, vue latérale



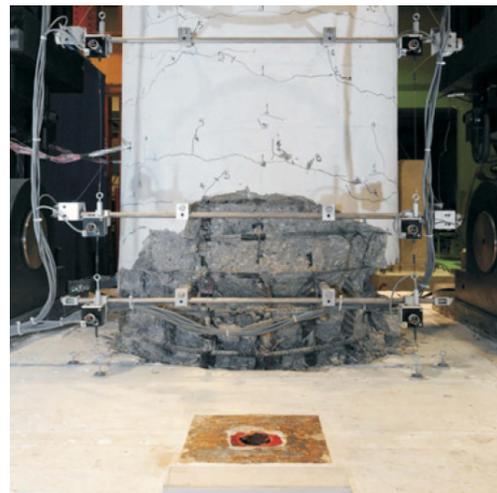
(a) CH300



(b) CS110



(c) CH300s

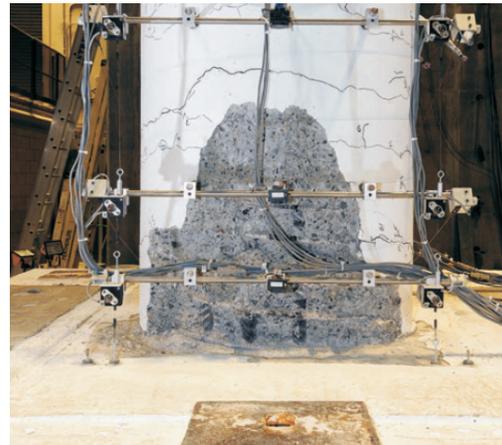


(d) CH110

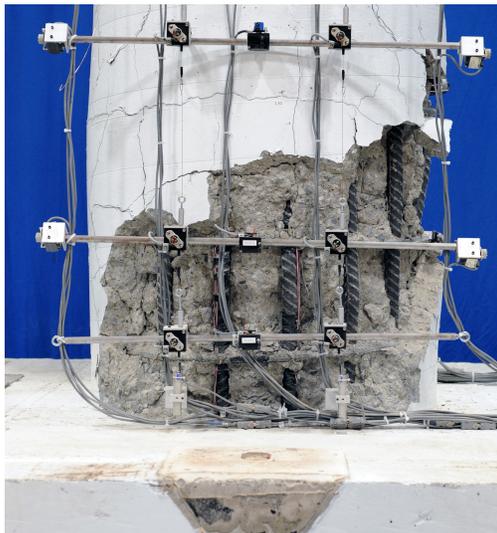
Figure 4.14 – Endommagement des quatre spécimens à la fin de l'essai, vue du nord



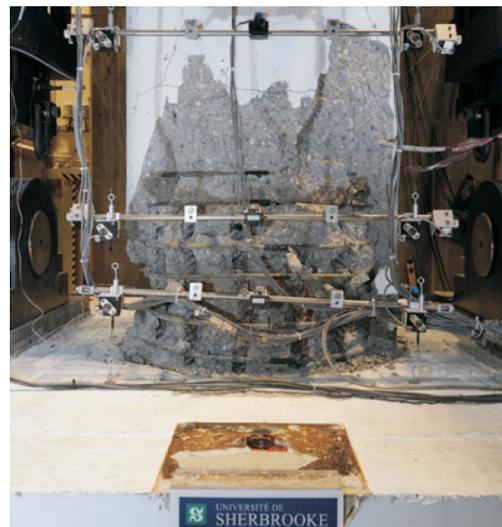
(a) CH300



(b) CS110



(c) CH300s



(d) CH110

Figure 4.15 – Endommagement des quatre spécimens à la fin de l'essai, vue du sud



Figure 4.16 – Ouverture du crochet des cerces horizontales du spécimen CH300s

# Dimensionnement basé sur la performance sismique

La philosophie du dimensionnement basé sur la performance sismique a besoin d'un cadre conceptuel composé de différentes étapes que l'ingénieur concepteur doit suivre : sélectionner les objectifs de performance, définir le niveau de performance en associant les états limites, définir le niveau de l'aléa sismique selon l'endroit où reposera la structure et son importance, exécuter la conception de la structure et l'évaluer en utilisant les méthodologies d'ingénierie et assurer la qualité [21]. Dans ce chapitre sera présentée chaque étape de la conception sismique des ponts en béton armé, mais surtout la définition des états limites basés sur les résultats expérimentaux.

## 5.1 NIVEAUX DE PERFORMANCE

Par le passé, différents cadres conceptuels du dimensionnement basé sur la performance ont été développés par plusieurs comités experts (ATC-40, SEAOC Vision 2000, FEMA 272-273 et FIB CEB-FIP Bulletin 39, entre autres). La définition des niveaux de performance proposée par chaque comité varie de l'un à l'autre. Cependant, il peut y avoir un lien ou une équivalence entre eux. Quatre niveaux de performance sont communément utilisés : opérationnel, occupation immédiate, sauvegarde de la vie humaine et prévention de l'effondrement. Ces niveaux de performance s'adressent plutôt aux bâtiments qu'aux ponts.

Lorsqu'on se concentre sur les ponts en béton armé, il est possible de définir des niveaux de performance équivalents à ceux mentionnés. Pour les ponts en béton armé, il est courant d'avoir trois niveaux de performance au lieu de quatre, soit : complètement opérationnel, opérationnel et stabilité [21]. Le tableau 5.1 décrit chaque niveau de performance en l'associant à une description de l'endommagement attendu, à l'effort de réparation requis et à l'état du service.

Tableau 5.1 – Niveaux de performance des poteaux en béton armé.

Niveau de performance	Endommagement attendu	Effort de réparation	État du service
complètement opérationnel	minimum : fissures minces	injection d'époxy réduit	complet
opérationnel	modéré : fissures ouvertes ou éclatement du béton	injection d'époxy ou réparation du béton	limité
stabilité	sévère : flambement d'une barre d'acier ou écrasement du noyau du béton	remplacement de la section endommagée	non utilisable

## 5.2 NIVEAUX DE L'ALÉA SISMIQUE

Par définition, l'aléa sismique est la probabilité qu'un séisme se produise dans une région donnée pendant une période déterminée. Normalement, elle est définie en matière des tremblements de terre qui, à leur tour, peuvent être caractérisés par des spectres d'accélération, de dimensionnement de déplacement, de réponse d'accélération, de déplacement ou même par des enregistrements [21].

Au Canada, grâce à la Commission géologique, l'aléa sismique est présenté par des graphes des accélérations spectrales en fonction de la période ayant la même probabilité de dépassement. Ces graphiques sont connus sous le nom de spectres d'aléa uniformisé (en anglais *uniform hazard spectra (UHS)*). L'aléa sismique qui date d'avant le Code national du bâtiment du Canada 2005 (CNBC 2005) était exprimé en fonction de l'accélération et de la vitesse maximums avec une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans, ce qui correspondait à une période de retour de 475 ans. Un changement important sur l'aléa sismique a été fait dans le CNBC 2010, c'est-à-dire que la probabilité de dépassement est passée à 2 % en 50 ans, correspondant à une période de retour de 2475 ans et un amortissement de 5 % est considéré pour les valeurs d'accélérations spectrales. Ces nouvelles cartes d'aléa sismique tenaient compte des données des séismes survenus ces dernières années ainsi que des fonctions d'atténuation qui donnaient l'intensité du mouvement du sol en un lieu en fonction de la distance et de la magnitude [32].

Toutefois, dans le cadre du dimensionnement basé sur la performance sismique des ponts, trois niveaux de performance ont été définis, ce qui veut dire que chaque objectif a besoin d'être apparié avec un niveau de conception sismique ou un niveau d'aléa sismique. Pour cette raison, la plupart des recommandations et des normes pour la conception des ponts spécifient trois périodes de récurrence, c'est-à-dire trois niveaux d'aléa sismique qui sont habituellement appelés minimal ou faible, intermédiaire, modéré ou de dimensionnement et significative ou importante. Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (édition 2006) spécifie alors trois périodes de récurrence pour les événements sismiques et il en va de même pour la norme américaine AASHTO 2010 aux États-Unis. Le tableau 5.2 présente les périodes de récurrence des séismes en fonction des niveaux d'intensité sismique pour ces deux normes.

Tableau 5.2 – Périodes de récurrence des tremblements de terre en fonction des niveaux d'intensité sismique pour les normes CSA S6-14 et AASHTO 2010.

Description du séisme	Période de récurrence	
	CSA S6-06	AASHTO 2010
Séisme faible à modéré	475 ans	475 ans
Séisme modéré (de dimensionnement)	975 ans	1000 ans
Séisme important	2475 ans	2475 ans

## 5.3 OBJECTIFS DE PERFORMANCE

Les objectifs de performance permettent de faire l'appariement entre les niveaux de performance et les niveaux d'aléa sismique. Habituellement, un objectif de performance est défini pour un niveau d'aléa sismique déterminé. Toutefois, il est possible, et peut-être plus réaliste, de définir des objectifs de performance en tenant compte de la durée de vie du pont. Cette approche estime les coûts du cycle de vie de l'ouvrage en intégrant la performance sismique du pont pour toute sa durée

de vie. Cette méthode peut fournir une meilleure estimation des coûts associés aux dommages structuraux après des événements sismiques. Cependant, il est admis que l'approche de conception à aléas sismiques préétablis pour la conception d'ouvrages d'art est beaucoup plus simple que la quantification des coûts du cycle de vie [21].

En outre, les objectifs de performance ont aussi une correspondance avec la catégorie des ponts. La catégorie des ouvrages d'art est déterminée en les classant selon le niveau de conséquence de leur perte de fonctionnalité opérationnelle pour la société. Des rapports et normes comme l'ATC 32 suggéraient deux catégories d'importance pour les ponts, tandis que les recommandations ou les normes plus récentes comme CSA S6-14 et AASHTO 2010 suggèrent trois catégories : ponts essentiels, ponts principaux et autres ponts.

Il est courant dans les recommandations et les normes pour la conception des ponts (comme la norme CSA S6-14) d'établir quatre objectifs de performance. Les ponts essentiels doivent atteindre les objectifs des niveaux de performance complètement opérationnels pour des séismes modérés et opérationnels pour des séismes importants. Quant à eux, les ponts principaux doivent atteindre les objectifs des niveaux de performance complètement opérationnels pour des séismes faibles à modérés, opérationnels pour des séismes modérés et dommages réparables pour des séismes importants. Finalement, les autres ponts doivent atteindre les objectifs des niveaux de performance opérationnels pour des séismes faibles à modérés, dommages réparables pour des séismes modérés et stabilité pour des séismes importants.

De plus, chaque objectif de performance peut être associé à un niveau de service et, par la suite, à un endommagement. Ce concept a été proposé par les ingénieurs du Structural Engineers Association of California (SEAOC) en 1995 pour des bâtiments. Ceux-ci relient les niveaux de performance à la condition physique du bâtiment lorsqu'il était soumis à une déformation latérale croissante. Ce concept peut être appliqué aux autres structures (incluant les ponts). Il permet de simplifier et de comprendre plus facilement les objectifs de performance. Cette approche est utilisée par l'édition 2014 du Code canadien pour le calcul des ponts routiers CSA S6-14 où quatre niveaux de service sont définis : service immédiat, service limité, service interrompu et aucun service. De plus, cinq niveaux d'endommagement peuvent leur être associés : aucun, mineur, réparabile, important et remplacement probable. Le tableau 5.3 présente les objectifs de performance pour la norme CSA S6-14.

Tableau 5.3 – Niveaux de performance minimaux après un événement sismique (adapté du tableau 4.15 du CSA-S6-14 [4])

Probabilité de dépassement	Catégorie de ponts					
	Pont essentiels		Pont principaux		Autres ponts	
sismique en 50 ans (période de retour)	Service	Domage	Service	Domage	Service	Domage
10% (475 ans)	Immédiat	Aucun	Immédiat	Mineur	Service limité*	Réparable*
5% (975 ans)	Immédiat	Mineur	Service limité*	Réparable*	Service interrompu*	Important*
2% (2475 ans)	Service limité	Réparable	Service interrompu	Important	Aucun	Remplacement probable

\* Niveaux de performance facultatifs sous réserve des exigences des pouvoirs de réglementation ou du propriétaire.

## 5.4 ÉTATS LIMITES

Les états limites pour les ponts en béton armé qui permettent de définir chaque niveau de performance sont la fissuration, la plastification des armatures longitudinales, l'éclatement du recouvrement de béton, la rupture des barres transversales, le flambement et la rupture des barres longitudinales ainsi que la dégradation du noyau confiné. Le tableau 5.4 présente, sous forme matricielle, la corrélation entre les différents états limites et chaque niveau de service.

Tableau 5.4 – Corrélation entre les états limites et les niveaux de service.

État limite	Niveau du service			
	immédiat	limité	interrompu	aucun
fissuration				
plastification des armatures longitudinales				
éclatement du recouvrement de béton				
rupture des barres transversales				
flambement et rupture des barres longitudinales				
dégradation du noyau confiné				

Dans le cadre du dimensionnement basé sur la performance sismique, on peut voir le rôle très important que jouent les états limites. Dans cette section, à partir des résultats expérimentaux, on procède à la quantification des états limites. Par la suite, ils seront liés aux différents niveaux de performance.

### 5.4.1 Quantification des états limites

Les états limites sont quantifiés par des déformations, des courbures, des rotations ou des paramètres typiques de demande d'ingénierie (EDP) comme la ductilité en déplacement, la ductilité structurelle, la ductilité en courbure ou le taux relatif interétage.

Grâce aux résultats expérimentaux, les états limites des piliers sont quantifiés en termes de déformations dans les barres ou dans le béton. Le tableau 5.5 présente les états limites quantitatifs des différents piliers.

### 5.4.2 États limites liés aux différents niveaux de performance

Une fois les états limites du pilier quantifiés, ils peuvent être associés aux différents niveaux de performance et aux états d'endommagement. En se basant sur les descriptions qualitatives des niveaux de performance et les dommages attendus pour chacun d'eux, les observations expérimentales, les niveaux de performance ainsi que les états d'endommagement sont associés aux états limites quantitatifs dans le tableau 5.5 en termes des paramètres typiques de demande d'ingénierie.

Afin de mieux comprendre le tableau 5.5, les niveaux de service pour un pont en béton armé sont décrits :

- **immédiat** : le pont permet une pleine circulation immédiatement après un tremblement de terre. Les travaux de réparation ne doivent provoquer aucune interruption de service. Le pilier doit demeurer dans le domaine élastique et, s'il y a lieu, les dommages ne doivent qu'être

Tableau 5.5 – États limites et taux relatif interétage.

Poteau	Plastification				Écrasement			
	barre longitudinale				du béton			
	$\epsilon_y \times 10^{-3}$		$\Delta/l$ (%)		$\epsilon_{cc} \times 10^{-3}$		$\Delta/l$ (%)	
	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord
CH300	1,9	2,1	0,49	-0,55	-3,9	-3,8	1,56	-1,57
CS110	2,0	2,0	0,60	-0,62	N.M.	3,7	N.M.	-1,82
CH110	2,0	2,0	0,50	0,50	-3,4	3,4	-1,40	-1,50
CH300s	2,0	2,0	0,65	0,63	3,1	3,2	1,93	1,93

Poteau	Plastification				Flambement			
	armature transversale				barre			
	$\epsilon_{yh} \times 10^{-3}$		$\Delta/l$ (%)		$\epsilon_{bb}$		$\Delta/l$ (%)	
	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord	Sud	Nord
CH300	2,4	N.M.	2,08	-2,09	N.M.	N.M.	N.M.	N.M.
CS110	2,2	2,2	3,67	-2,44	37,46	33,41	5,49	-4,89
CH110	2,0	2,0	3,70	-2,50	N.M.	31,30	N.M.	4,70
CH300s	2,2	2,2	2,6	2,3	N.M.	24,00	N.M.	3,89

légers. Lorsque la plastification des barres d'armatures longitudinales ou une déformation égale à  $-0,0020$  dans le béton de recouvrement est atteinte, ce niveau de service est dépassé.

- **limité** : le pont doit être ouvert à la circulation d'urgence et les réparations sont faites sans la fermeture complète du pont. Au moins 50 % des voies, dont au moins une voie doit toujours être opérationnelle. Lorsque la perte du recouvrement de béton ( $\epsilon_c = -0,0035$ ) ou une déformation dans les armatures longitudinales de  $0,0050$  est atteinte, ce niveau de service est dépassé.
- **interrompu** : le pont n'est accessible que par une circulation d'urgence restreinte, et ce, à la suite d'une inspection. Le comportement inélastique débute. Si le flambement des barres d'armatures longitudinales, la rupture des barres transversales ou longitudinales ou une dégradation du noyau de béton est atteint, ce niveau de service est dépassé.
- **aucun** : le pont est très endommagé et il ne permet plus aucune circulation. Cependant, le pont ne peut pas s'effondrer et il doit demeurer dans un état de stabilité. Autrement dit, la capacité du pilier ne doit pas être inférieure à la demande due à l'effet  $P - \Delta$ .

---

# Conclusion

## 6.1 RÉALISATIONS

Ce projet porte sur l'étude et la quantification des états limites des piliers de ponts en béton armé du réseau routier québécois. Quatre piliers ont été étudiés expérimentalement afin d'étudier l'influence de l'armature transversale et du recouvrement des barres longitudinales ; le pilier du pont étudié ne respectait aucune de ces deux conditions du code CSA S6-14 du fait qu'il ait été construit dans les années 1970 et que les codes ont été modifiés. Ce rapport décrit les premiers résultats obtenus sur les trois piliers.

- Une description précise des quatre spécimens construits a été effectuée. L'attention a particulièrement été portée sur le ferrailage des spécimens étant donné que l'étude est portée sur celui-ci. Les matériaux utilisés ont également été présentés ; de légères différences étaient présentes entre les spécimens et pouvaient influencer les différences de comportement des piliers quant au chargement appliqué.
- Le protocole expérimental a été identiques pour tous les spécimens afin de faciliter la comparaison des différents résultats. Il existe cependant quelques différences qui ont été décrites dans ce rapport.
- Différents éléments d'analyse ont rapidement été présentés afin de pouvoir étudier les résultats obtenus. Plusieurs facteurs agissent sur le déplacement latéral du pilier et il est important de pouvoir comprendre la décomposition de ce déplacement
- Les résultats ont principalement été présentés sous forme de courbes en fonction de la force appliquée au sommet du pilier. Chacune de ces courbes est mise aux côtés des mêmes courbes pour les autres spécimens afin de faciliter la comparaison par une analyse visuelle immédiate.
- Les états d'endommagement des quatre spécimens sont similaires aux attentes et se produisent dans le même ordre c'est-à-dire la fissuration, la première plastification des barres longitudinales, le début de l'éclatement du béton, la perte du béton d'enrobage et la plastification de l'armature transversale.

## 6.2 RÉSULTATS OBSERVÉS

Les différents résultats présentés ont été positionnés de manière à étudier l'influence des différents paramètres individuellement entre les spécimens tout en étudiant l'acier. Une analyse horizontale permet d'étudier l'influence de l'espacement des armatures horizontales. Une observation verticale des deux premières courbes permet d'observer l'effet du recouvrement des barres dans le pilier

pour un même espacement d'armatures horizontales, tandis qu'une observation des deux dernières courbes permet une analyse du type de renforcement de cisaillement, c'est-à-dire d'observer la différence de résistance dans un cas de renforcement horizontal avec des étriers et dans l'autre cas un renforcement avec des spires hélicoïdales.

Une observation rapide permet d'observer que le recouvrement des barres à la base du pilier entraîne une ductilité nettement plus faible. L'espacement des barres est également un facteur permettant un gain en ductilité. Cependant, un étrier continu (hélicoïdal) n'apporte aucun gain.

Les résultats d'énergie et d'amortissement ont été donnés en 4.3 et permettent de conclure que l'énergie absorbée est directement liée à la ductilité.

Ces observations sont réalisées en prenant en compte que le béton possède les mêmes caractéristiques dans les quatre cas. Le béton est en effet un matériau dont les paramètres ont été conservés durant les quatre expériences (le caractère expérimental et l'aspect hétérogène du béton ne permettent pas une correspondance parfaite, mais les caractéristiques sont considérablement identiques). Les caractéristiques de l'acier ont aussi été considérées comme identiques dans les quatre cas.

### 6.3 TRAVAUX FUTURS ET RECOMMANDATIONS

L'instrumentation a permis de lire parfaitement certaines composantes du déplacement, tandis que certaines composantes telles que la courbure ne sont pas exploitables. Malgré une tentative d'optimisation de cette instrumentation tout au long des expériences afin de corriger cette erreur, celle-ci est toujours présente lors du quatrième pilier. Une étude approfondie sur le sujet de la lecture de cette courbure est recommandée.

Les bétons utilisés correspondaient au béton simple et bon marché. Dans le cadre sismique et notamment d'ouvrages d'art tels que les ponts, une importance est apportée sur la sécurité. Des études avec différents bétons pourraient permettre une meilleure compréhension des effets des partis en jeu dans la résistance.

L'acier peut être remplacé par des matériaux composites tels que les PRFV (Plastique Renforcé en Fibres de Verre) dans les bétons armés. Il peut être utile d'observer les effets d'un tel renforcement sur un pilier de pont.

## A

# Détermination de l'espacement de l'armature transversale requis par la norme CSA.S6-14

## A.1 NORMES DE PONT CSA S6-14, ARMATURE TRANSVERSALE DE CONFINEMENT, ART 4.7.5.2.5 ET ART 8.14.4.2

Pour un poteau circulaire, le taux volumique d'armature  $\rho_s$  ne doit pas être inférieur à :

$$\rho_s \geq \max \begin{cases} 0,12 \frac{f'_c}{f_y} \left( 0,5 + \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right) \\ 0,45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \left( 0,5 + \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right) \end{cases} \quad (\text{A.1})$$

dans laquelle

$$\left( 0,5 + \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right) \geq 1,0 \quad (\text{A.2})$$

où  $f'_c$  = résistance en compression du béton ;

$f_y$  = limite élastique d'acier d'armature longitudinale ;

$A_g$  = section transversale brute de béton du poteau ;

$A_c$  = aire du noyau confiné délimitée par le périmètre extérieur des cadres circulaires ;

$A_{sh}$  = aire d'acier transversal ;

$P_f$  = charge latérale pondérée maximale.

Les caractéristique de la section transversale du pilier peuvent être lues dans le tableau A.1.

Tableau A.1 – Caractéristiques de la section du pilier

$f'_c$ (MPa)	$f_y$ (MPa)	$A_g$ (mm <sup>2</sup> )	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{sh}$ (mm <sup>2</sup> )	$P_f$ (kN)	$\phi_c$
30	400	656692	520401	400	2300	0,65

Puisque  $\left( 0,5 + \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right) = 0,70$ , on prend donc  $\left( 0,5 + \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right) = 1,0$ . D'où

$$\rho_s \geq \max \begin{cases} 0,90 \% \\ 0,88 \% \end{cases}$$

L'espacement  $s$  peut être trouvé à partir de l'équation  $\rho_s = 2A_{sh}/cs$ . D'où

$$s \leq 2 \frac{A_{sh}}{c\rho_s} = 2 \left( \frac{400}{813 \times 0,009} \right) = 109 \text{ mm}$$

L'espacement maximal admissible est :

$$s < \min \begin{cases} 0,25D = 229 \text{ mm} \\ 6d_b = 210 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

## A.2 NORMES DE BÉTON CSA A23.3-14, ARMATURE DE CONFINEMENT, ART 21.7.2.2.5

Pour un poteau circulaire, le taux volumique d'armature  $\rho_s$  ne doit pas être inférieur à la plus grande des valeurs indiquées

$$\rho_s \geq \max \begin{cases} 0,4k_p \frac{f'_c}{f_{yh}} \\ 0,5 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)^{1,4} \frac{f'_c}{f_{yh}} \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

où  $k_p = P_f/P_0$  ;

$P_0$  = résistance axiale nominale à excentricité nulle ;

$f_{yh}$  = limite élastique d'acier d'armature transversale ;

$d_{bh}$  = diamètre des barres d'acier transversale.

Avec les données des spécimens, le pourcentage d'armature est

$$\rho_s \geq \max \begin{cases} 0,32 \% \\ 0,57 \% \end{cases}$$

D'où

$$s < \min \begin{cases} 306 \text{ mm} \\ 111 \text{ mm} \end{cases}$$

L'espacement maximal admissible est :

$$s < \min \begin{cases} 0,25D = 0,25 \times 914 = 229 \text{ mm} \\ 6d_b = 6 \times 35 = 210 \text{ mm} \\ 24d_{bh} = 24 \times 15 = 360 \text{ mm} \end{cases}$$

L'espacement retenu pour l'acier transversal est donc de 110 mm pour le deuxième et troisième pilier afin de répondre aux exigences des normes actuelles.

# B

## Déplacement dû au cisaillement des différents niveaux d'instrumentation

La figure B.1 présente la relation cyclique force-déplacement dû au cisaillement du niveau 2 à une hauteur de  $D/2$  par rapport au haut de la fondation. Les figures suivantes (B.2, B.3 et B.4) sont les relations au troisième, au quatrième et au cinquième niveau respectivement à une hauteur de  $D$ ,  $2D$  et  $3D$  par rapport au haut de la semelle.

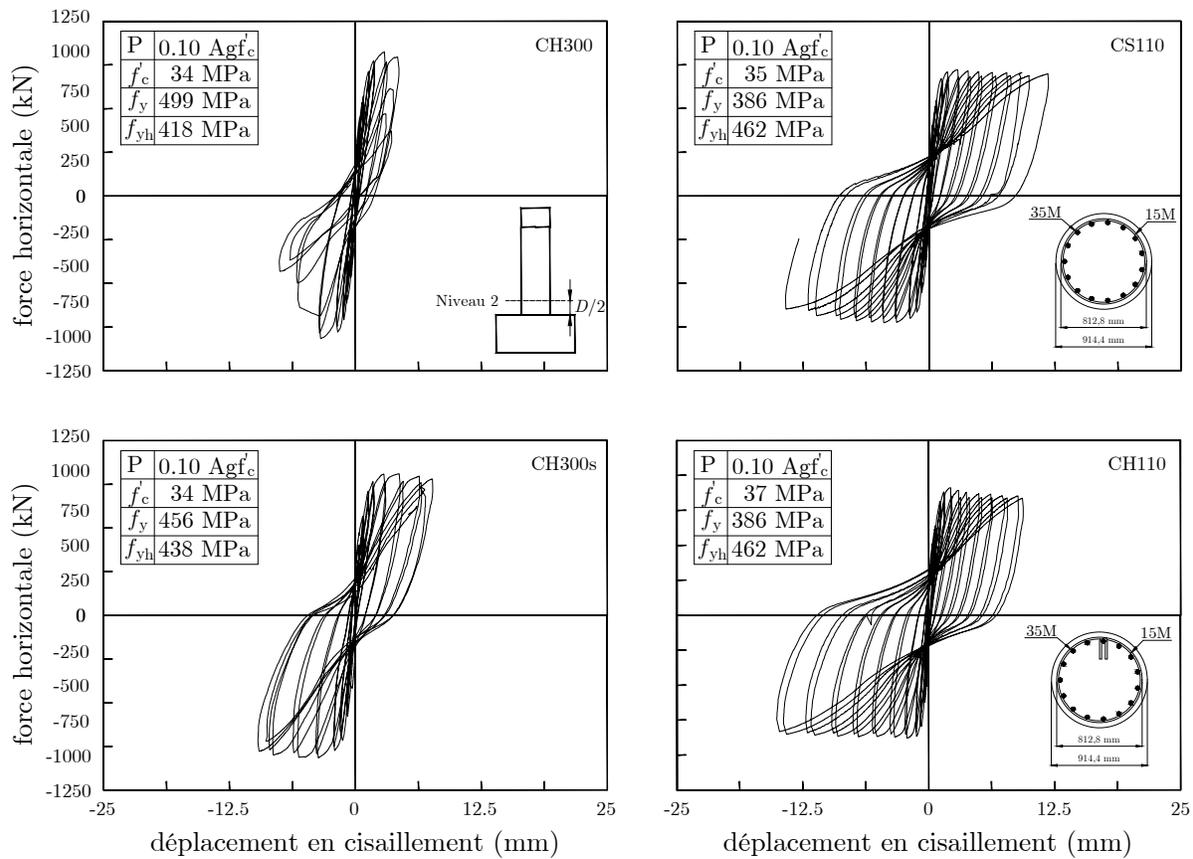


Figure B.1 – Force-déplacement du poteau dû au cisaillement au deuxième niveau

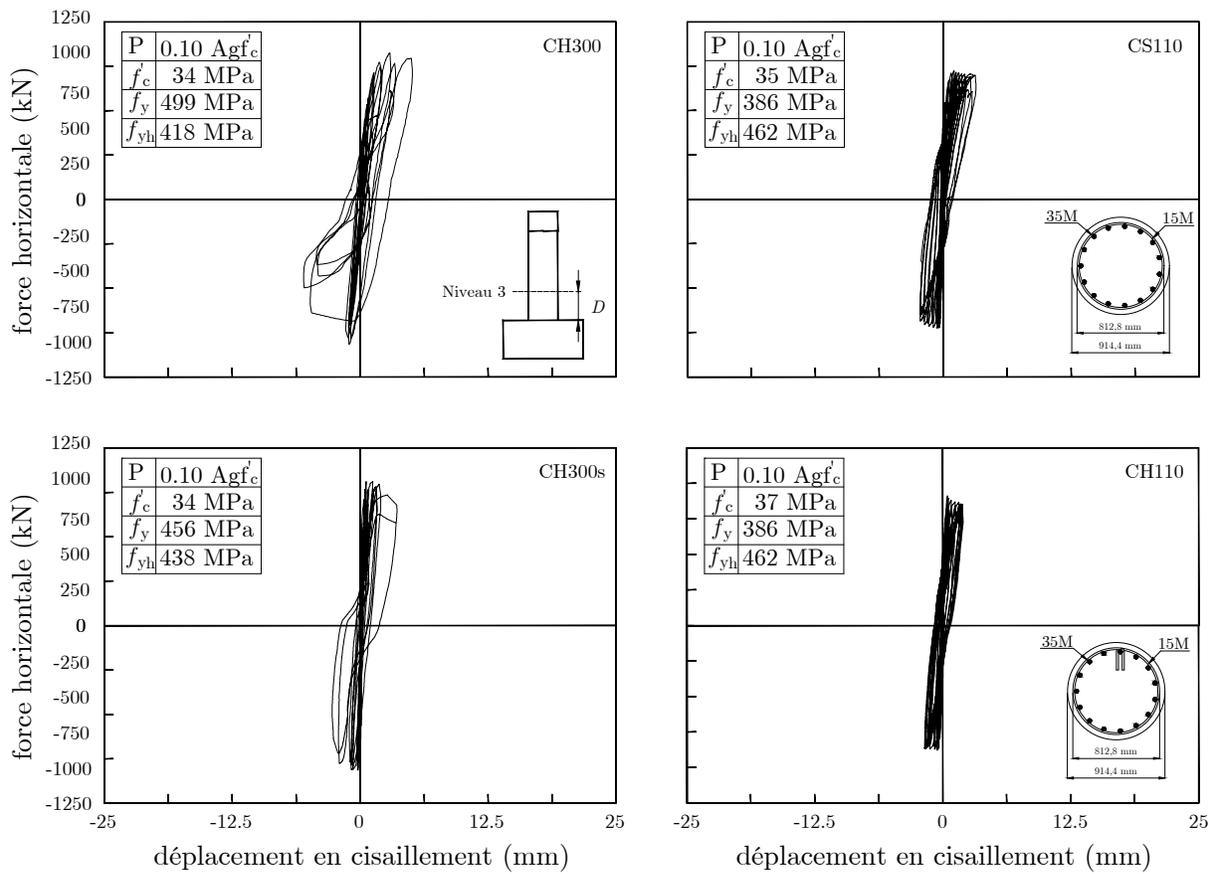


Figure B.2 – Force-déplacement du poteau dû au cisaillement au troisième niveau

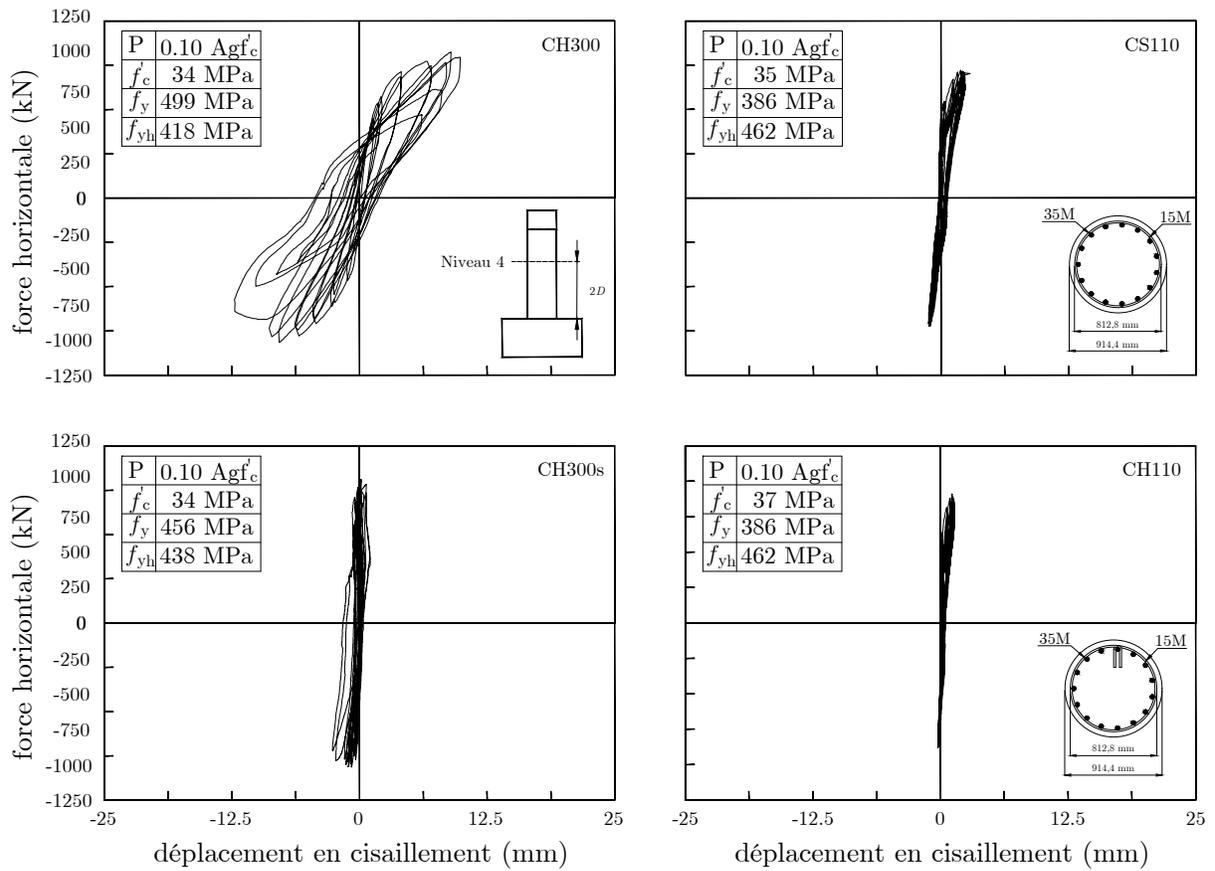


Figure B.3 – Force-déplacement du poteau dû au cisaillement au quatrième niveau

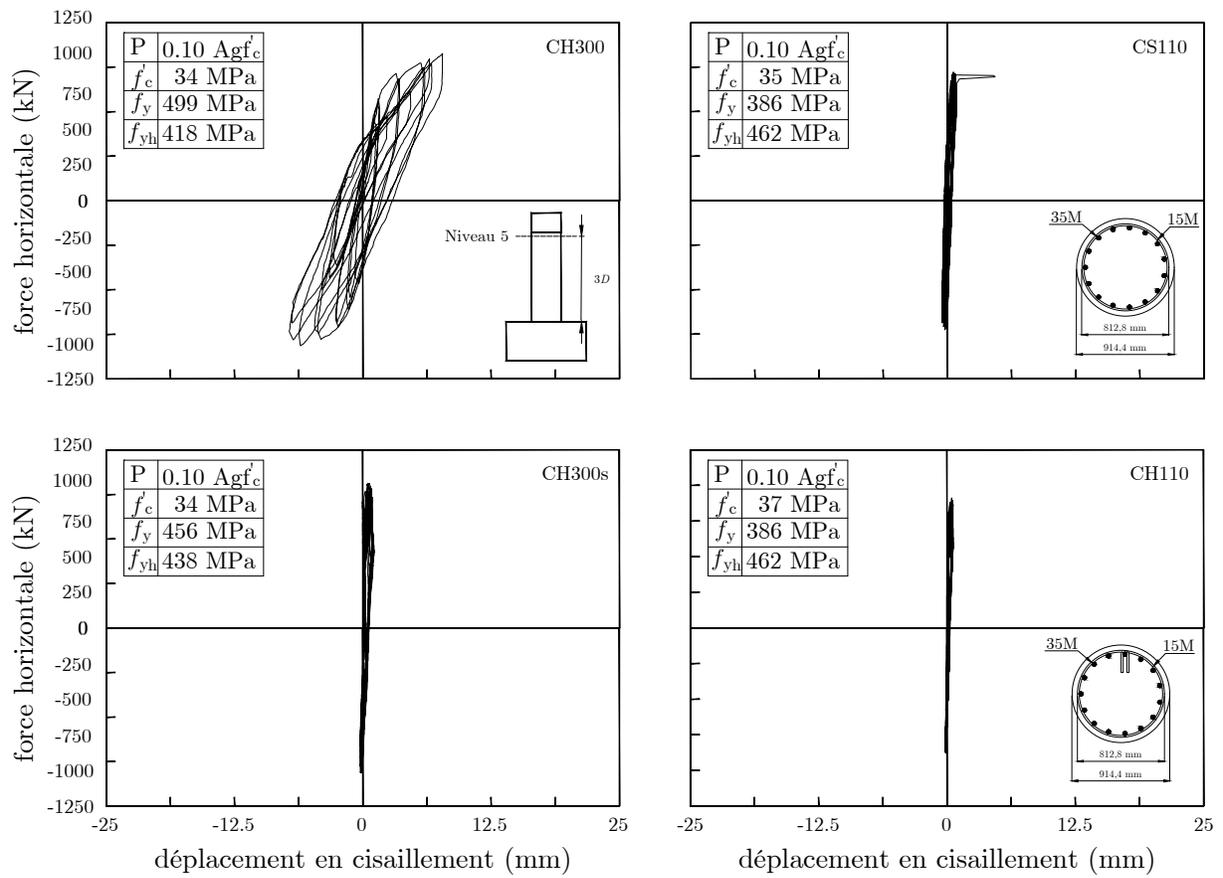


Figure B.4 – Force-déplacement du poteau dû au cisaillement au cinquième niveau



---

# Bibliographie

- [1] J. M. ALSIWAT, M. SAATCIOGLU, J. M. ALSIWAT et M. SAATCIOGLU, Reinforcement anchorage slip under monotonic loading. *Journal of Structural Engineering*, 118(9):2421, 1992.
- [2] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION et CONSEIL CANADIEN DES NORMES, *Calcul des ouvrages en béton*, vol. CAN/CSA-A23.3-06. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 5e éd édn, 2004.
- [3] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION et CONSEIL CANADIEN DES NORMES, *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, vol. CAN/CSA-S6-06. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 2006.
- [4] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION et CONSEIL CANADIEN DES NORMES, *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, vol. CAN/CSA-S6-14. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 2014.
- [5] C. CALIXTE et P. PAULTRE, États limites de piliers de ponts en béton armés d'armatures en spires hélicoidales. Mémoire de Maîtrise., Université de Sherbrooke, 2015.
- [6] G. CHANCY et P. PAULTRE, États limites de piliers de ponts en béton armés de cerces. Mémoire de Maîtrise., Université de Sherbrooke, 2015.
- [7] R. COSTA, P. PROVIDENCIA et A. DIAS, Anchorage models for reinforced concrete beam-column joints under quasi-static loading. *ACI Structural Journal*, 113(3):503 – 514, 2016.
- [8] D. CUSSON et P. PAULTRE, Stress-strain model for confined high-strength concrete. *Journal of structural engineering*, 121(3):468–477, 1995.
- [9] M. EHSANI et J. WRIGHT, Confinement steel requirements for connections in ductile frames. *Journal of Structural Division*, 116(3):751–767, 1990.
- [10] R. ELIGEHAUSEN, E. POPOV et V. BERTERO, Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Rap. tech., University of California, University of California, Berkeley, 1983.
- [11] M. R. ESFAHANI, M. RAKHSHANIMEHR et S. R. MOUSAVI, Bond strength of lap-spliced GFRP bars in concrete beams. *Journal of Composites for Construction*, 17(3):314 – 323, 2013.
- [12] A. GOHBORAH, On drift limits associated with different damage levels. *Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation*, PEER 2004/05:321–332, 2004.

- [13] K. GOSAIN, H. BROWN et J. JIRSA, Shear requirements for load reversals on RC members. *Journal of Structural Division*, 103(7):1461–1476, 1977.
- [14] HUSSAIN, R. RIZWAN, ALHOZAIMY, ABDULRAHMAN, A. ZAID, RAJEH, A. NEGHEIMISH et ABDULAZIZ, Factors affecting the corrosion rate at intersection points of steel rebar mat in reinforced concrete structures. *In NACE - International Corrosion Conference Series*, Houston, TX, United states, 2011.
- [15] HWANG, H. HOWARD et J.-R. HUO, Generation of hazard-consistent fragility curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13(5):345 – 354, 1994.
- [16] M. KARATAS, K. TURK et Z. C. ULUCAN, Investigation of bond between lap-spliced steel bar and self-compacting concrete : The role of silica fume. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(3):420 – 428, 2010.
- [17] S. H. KOSMATKA et ASSOCIATION CANADIENNE DU CIMENT PORTLAND, *Dosage et contrôle des mélanges de béton*. Bulletin d'ingénierie. Association Canadienne du Ciment, 8e éd édn, 2011.
- [18] H. KRAWINKLER, Challenges and progress in performance-based earthquake engineering. *In International seminar on seismic engineering for tomorrow - in honor of professor hirosaki akiyama*, 1999.
- [19] F. LÉGERON, *Comportement sismique des structures en béton ordinaire et en béton à haute performance armé*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 1998.
- [20] F. LÉGERON et P. PAULTRE, Uniaxial confinement model for normal- and high-strength concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 129(2):241, 2003.
- [21] D. LEHMAN et J. MOEHLE, Seismic performance of well-confined concrete bridge columns. Rap. tech., Pacific Earthquake Engineering Research Center and California. Dept. of Transportation, 2000.
- [22] D. G. LIGNOS et H. KRAWINKLER, Development and utilization of structural component databases for performance-based earthquake engineering. *Journal of Structural Engineering*, 139(8):1382 – 1394, 2013.
- [23] J. B. MANDER, *Seismic design of bridge piers*. Christchurch, N.Z. : University of Canterbury, Dept. of Civil Engineering, 1983, 1983.
- [24] J. MCCORMICK, Butt-welding column bars save time and money. *Construction Methods and Equipment*, 31(10):58 – 59, 1949.
- [25] D. MITCHELL, R. TINAWI et R. SEXSMITH, Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta earthquake – lessons for Canadian designers. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 18(4): 711–734, 1991.
- [26] J. MURCIA-DELISO, A. STAVRIDIS et P. B. SHING, Tension development length of large-diameter bars for severe cyclic loading. *ACI Structural Journal*, 112(6):689 – 700, 2015.
- [27] NILSON, H. ARTHUR, DARWIN, DAVID, DOLAN, W. CHARLES, WINTER et GEORGE, *Design of concrete structures*. Boston : McGraw-Hill Higher Education, 2010.
- [28] C.-L. NING et B. LI, Probabilistic approach for estimating plastic hinge length of reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 142(3), 2016.

- [29] R. PARK et T. PAULAY, *Reinforced concrete structures*. New York : Wiley, 1975.
- [30] Y. J. PARK et A. ANG, Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering*, 111(4):722–739, 1985.
- [31] P. PAULTRE, *Dynamique des structures*. Editions Hermes Lavoisier, Paris, 2005.
- [32] P. PAULTRE, *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement*. Presses Internationales Polytechnique, 2011.
- [33] P. PAULTRE, M. BOUCHER-TRUDEAU, R. EID et N. ROY, Behavior of circular reinforced-concrete columns confined with carbon fiber-reinforced polymers under cyclic flexure and constant axial load. *Journal of Composites for Construction*, 20(3):1 – 14, 2016.
- [34] P. PAULTRE, R. EID, H. I. ROBLES et N. BOUAANANI, Seismic performance of circular high-strength concrete columns. *ACI Structural Journal*, 106(4):395 – 404, 2009.
- [35] P. PAULTRE, R. EID, H. I. ROBLES et N. BOUAANANI, Seismic performance of circular high-strength concrete columns. *ACI Structural Journal*, 106(4):395 – 404, 2009.
- [36] S. PRAKASH, Q. LI et A. BELARBI, Behavior of circular and square reinforced concrete bridge columns under combined loading including torsion. *ACI Structural Journal*, 2012.
- [37] M. PRIESTLEY, G. CALVI et M. KOWALSKY, *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press, Pavia, 2007.
- [38] M. J. N. PRIESTLEY, F. SEIBLE et G. M. CALVI, *Seismic design and retrofit of bridges*. New York : Wiley, 1996.
- [39] H. RODRIGUES, H. VARUM, A. ARÊDE et A. COSTA, A comparative analysis of energy dissipation and equivalent viscous damping of RC columns subjected to uniaxial and biaxial loading. *Engineering Structures*, 35(0):149 – 164, 2012.
- [40] N. ROY, *Réhabilitation parasismique performantielle des ponts avec des polymères renforcés de fibres de carbone*. Université de Sherbrooke, 2006.
- [41] M. N. SHEIKH et F. LÉGERON, Performance based seismic assessment of bridges designed according to canadian highway bridge design code. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 41(9):777 – 787, 2014.
- [42] D. H. TAVARES et P. PAULTRE, *Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec à l'aide des courbes de fragilité*. Université de Sherbrooke, 2012.
- [43] H. TOBBI, A. S. FARGHALY et B. BENMOKRANE, Behavior of concentrically loaded fiber-reinforced polymer reinforced concrete columns with varying reinforcement types and ratios. *ACI Structural Journal*, 111(2):375 – 385, 2014.
- [44] K. TURK, A. BENLI et Y. CALAYIR, Bond strength of tension lap-splices in full scale self-compacting concrete beams. *Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences*, 32(6):377 – 386, 2008.
- [45] T. VINCENT et T. OZBAKKALOGLU, Influence of overlap configuration on compressive behavior of cfrp-confined normal- and high-strength concrete. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 49(4):1245 – 1268, 2016.
- [46] J. YUE, J. QIAN et D. E. BESKOS, A generalized multi-level seismic damage model for RC framed structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 80:25 – 39, 2016.

- [47] L. ZULUAGA et P. PAULTRE, États limites de piliers de ponts en béton armés de cerces avec recouvrement à la base. Mémoire de Maîtrise., Université de Sherbrooke, 2015.