

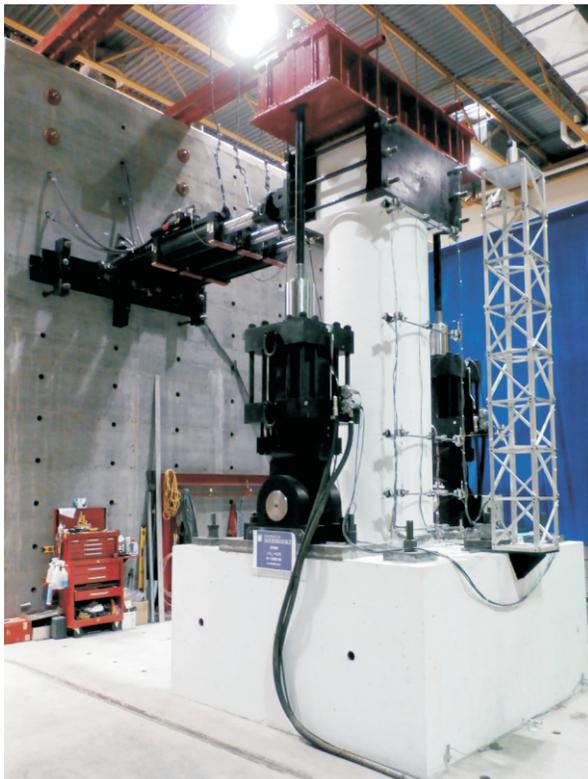
RAPPORT DE RECHERCHE

Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures

DÉTERMINATION DES ÉTATS LIMITES DES PILIERS DE PONT EN BÉTON DANS UNE APPROCHE BASÉE SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE

Rapport final

L.F. Zuluaga, S. Ambroise et P. Paultre



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*

Numéro de référence : MTQ-R718
Numéro de rapport : CRGP-2015/06

Luis Felipe ZULUAGA RUBIO
Steeve AMBROISE
Patrick PAULTRE

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

2 décembre 2015



Résumé

Plusieurs tremblements de terre passés ont montré que face aux séismes, les ponts peuvent être les points faibles d'un réseau de transport. Néanmoins, les retours des expériences postsismiques 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 ponts.

Un des résultats de cette évolution est le dimensionnement basé sur la performance sismique (DBPS). En bref, le DBPS tente de concevoir des structures qui atteindront un état limite de performance déterminé lorsqu'ils sont soumis à un séisme d'une intensité donnée. Toutefois, dans l'optique du DBPS, 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.

Un programme de recherche expérimental a donc été conçu pour déterminer les états limites des piliers de pont en béton armé. Le projet comprend l'essai d'un poteau en béton armé à échelle réelle soumis à des cycles de chargement latéral en plus d'une charge axiale constante représentative du niveau de chargement réel. Le poteau reproduit les propriétés exactes des piliers du pont Chemin des Dalles (Trois-Rivières, Québec). 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 l'approche basée sur la performance sismique. En particulier, le projet cherche à répondre aux incertitudes importantes qui subsistent sur la description quantitative des états limites des piliers de ponts en béton armé, particulièrement au niveau des déformations associées.

Mots-clés : dimensionnement basé sur la performance, états limites, piliers de pont, ductilité, confinement, longueur de rotule plastique, modélisation numérique.



Abstract

Several past earthquakes have shown that bridges can be the weak points of a transport network. Nevertheless, returns of the post-seismic experiences as well as theoretical and experimental studies made by researchers and practice engineers allowed the art rules evolution related to the seismic behavior of bridges.

One result of this evolution is the seismic performance based design (DBPS). In brief, the DBPS tries to design structures which will reach a certain limit state of performance when they are submitted to an earthquake of a given intensity. However, in the optics of the DBPS, it is essential to define the limit states of the main components of bridges, mainly for columns, in a measurable way rather than phenomenological. During the development of the fragility curves of bridges in Québec, it seemed that the limit states of the bridges columns were not clearly defined.

An experimental research program was thus designed to determine the limit states of the reinforced concrete bridge columns. The project includes the testing of a large-scale reinforced concrete bridge column submitted to lateral cycles load in addition to a constant axial load which represented the real dead load level. The column reproduces the exact properties of the Chemin des Dalles bridge columns (Trois-Rivières, Québec). This research project aims to improve the evaluation of the seismic fragility of existing bridges of Québec road network and optimize the seismic design for future structures according to the performance based seismic approach. In particular, the project seeks to address the significant uncertainties which remain on the quantitative description of the limit states of the reinforced concrete bridge columns, particularly at the associated deformations level.

Keywords : Performance based design, limit states, bridge column, ductility, confinement, plastic hinge, numerical modeling.



Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier le Ministère des Transports du Québec (MTQ) qui a financé entièrement ce programme de recherche et particulièrement la direction des structures de Québec pour sa collaboration au projet. Les auteurs désirent aussi remercier le Fonds de recherche du Québec – Nature et technologies (FRQNT) qui a fourni des ressources pour l’exécution de ce projet.

Des remerciements vont tout spécialement aux techniciens du CRGP, MM. Laurent Thibodeau, Jason Desmarais, Claude Aubé, Raphaël Prévost, Éric Beaudoin et M. Antony Bergeron, technicien stagiaire, qui ont aidé à la construction du spécimen, à la fabrication du montage expérimental et à la conduite des essais.

Nous remercions M. Olivier Gauron pour la bonne exécution de l’essai, M. Adamou Saidou Sanda pour les modélisations des précontraintes, pour la vérification de non-soulèvement de la fondation ainsi que pour l’aide à la préparation de graphiques, et M. Luis Ignacio Cardona, étudiant au doctorat, qui a effectué la modélisation du spécimen sur EFiCoS.

Merci aussi à Mme Nancy Tétreault, secrétaire du CRGP, qui a participé à la relecture du document.



Table des matières

Résumé	i
Abstract	ii
Remerciements	iii
Table des figures	vii
Liste des tableaux	x
1 Introduction	1
1.1 Mise en contexte et problématique	2
1.2 Définition du projet de recherche	5
1.3 Objectifs du projet de recherche	6
1.3.1 Objectif général	6
1.3.2 Objectifs spécifiques	6
1.4 Plan du document	6
2 État de l'art	7
2.1 Comportement axial du béton	7
2.1.1 Le confinement	7
2.2 La ductilité	8
2.3 Comportement sismique des poteaux en béton armé	9
2.3.1 L'enrobage	10
2.3.2 Effet du confinement	11
2.3.3 Charges axiales	11
2.3.4 Élancement	11
2.3.5 Flexion composée	12
2.3.6 Cisaillement	13
2.3.7 Chevauchement des barres longitudinales	15
2.3.8 Déplacement latéral total	18
2.4 Philosophies et méthodologies pour la conception sismique des ponts	21
2.4.1 Les composantes structurales individuelles	25
2.4.2 La structure au complet	25
2.5 Normes pour la conception parasismique des ponts en Amérique du Nord	27
2.5.1 Code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6-06	27
2.5.2 AASHTO	29

2.6	États limites	29
2.6.1	États limites qualitatifs	30
2.6.2	États limites quantitatifs	30
2.7	Résumé	33
3	Programme expérimental	35
3.1	Description du pont Chemin des dalles	35
3.2	Description du spécimen	36
3.3	Propriétés des matériaux	37
3.3.1	Béton	37
3.3.2	Aciers d'armature	40
3.4	Montage expérimental	41
3.5	Procédure d'essais	43
3.6	Instrumentation	45
3.6.1	Jauges	46
3.6.2	Capteurs de déplacements	46
4	Résultats expérimentaux	52
4.1	Comportement général et observations durant l'essai	52
4.2	Relation force-déplacement	54
4.3	Relation moment-courbure	56
4.4	Relations force-déplacement par cisaillement contrainte de cisaillement-distorsion	57
4.5	Relations moment-rotation à la base et force-déplacement par glissement	59
4.6	Composantes du déplacement latéral	59
4.7	Ductilité, dissipation d'énergie et confinement	60
4.7.1	Indicateurs de ductilité	64
4.7.2	Indicateurs de dissipation d'énergie	65
4.7.3	Indicateurs d'endommagement	65
4.7.4	Indicateur de confinement	66
4.7.5	Amortissement cyclique	66
4.8	Profil du déplacement latéral total	68
4.9	Profil de la courbure	69
4.10	Sollicitation de l'acier longitudinal	70
4.11	Sollicitation de l'armature transversale	72
4.12	Longueur de la rotule plastique et zone endommagée	74
4.13	Résumé des résultats expérimentaux	77
5	Comparaison avec les prédictions	80
5.1	Prédiction de la réponse moment-courbure	80
5.2	Prédiction monotone du déplacement latéral total	83
5.3	Prédiction et vérification avec EFiCoS	89
5.3.1	Lois de comportement utilisées sur EFiCoS	90
5.3.2	Réponse force-déplacement sur EFiCoS	92
5.3.3	Cartographie d'endommagement	94
6	Dimensionnement basé sur la performance sismique	98
6.1	Niveaux de performance	98
6.2	Niveaux de l'aléa sismique	98
6.3	Objectifs de performance	100
6.4	États limites	101
6.4.1	Quantification des états limites	101
6.4.2	États limites liés au niveau de performance	103
7	Conclusion	105

7.1	Réalisations	105
7.2	Conclusions	106
7.3	Travaux futurs et recommandations	107
A	Détermination des charges gravitaires sur les piliers du pont	109
B	Instrumentation complémentaire, acquisition et traitement des données	110
B.1	Instrumentation complémentaire	110
B.2	Traitement des données	110
B.2.1	Déformation unitaire verticale	112
B.2.2	Déformation unitaire horizontale	114
B.2.3	Rotation	114
B.2.4	Courbure	114
B.2.5	Déformation en cisaillement	114
B.3	Première plastification de l'acier longitudinal	115
B.4	Sollicitation de l'acier longitudinal	117
C	Résultats expérimentaux complémentaires	119
C.1	Moment versus courbure	119
C.2	Cisaillement versus déplacement dû au cisaillement	121
C.3	Contrainte versus distorsion	123
	Bibliographie	125



Table des figures

1.1	Exemples de dommages de ponts à la suite de séismes.	2
1.2	Exemples des dommages de ponts après quelques séismes récents.	4
2.1	Relation contrainte-déformation du béton confiné d'après Cusson et Paultre.	8
2.2	Essais pour déterminer le comportement sismique des poteaux en béton armé.	10
2.3	Types de spécimens pour des essais cycliques des poteaux en béton armé.	10
2.4	Diagramme d'interaction charge axiale-moment du pilier CH300.	13
2.5	Comportement d'un poteau en béton armé.	14
2.6	Modes de réponse inélastique des poteaux.	16
2.7	Distribution de contrainte dans un essai d'arrachement.	16
2.8	Évolution de la zone de chevauchement de la norme CSA S6 au cours des années.	17
2.9	Décomposition du déplacement latéral sous une charge ultime H en tête.	18
2.10	Déplacement dû au glissement d'ancrage.	20
2.11	Réponse simplifiée d'une structure à comportement élastique et élastoplastique.	22
2.12	Déformations et états limites d'un poteau en porte-à-faux.	23
2.13	Cadre global du dimensionnement basé sur la performance (DBP).	24
2.14	Illustration du processus de DBP sismique.	26
2.15	Matrice de performance de la norme canadienne sur le calcul des ponts routiers.	28
3.1	Pont Chemin des Dalles : vue d'ensemble et vue d'un appui.	35
3.2	Vue en élévation du pont Chemin des Dalles.	36
3.3	Géométrie des piliers.	36
3.4	Détails de ferrailage du spécimen CH300.	37
3.5	Coulée du spécimen en deux étapes.	38
3.6	Mûrissement du spécimen CH300.	40
3.7	Courbes de compression pour le béton du poteau du spécimen CH300.	41
3.8	Essais en traction sur les barres en acier.	41
3.9	Courbes de traction des aciers d'armatures.	42
3.10	Montage expérimental pour les essais sur piliers de pont à échelle réelle.	43
3.11	Disposition des vérins verticaux.	44
3.12	Disposition des vérins latéraux.	44
3.13	Photographie du montage expérimental.	45
3.14	Protocole de chargement cyclique utilisé.	46
3.15	Distribution des jauges de déformation sur l'acier.	47
3.16	Configuration typique de la fixation de l'instrumentation externe pour chaque segment.	48
3.17	Vue de face sud du pilier instrumenté.	49
3.18	Vue de côté est du pilier instrumenté.	50

3.19	Vue de côté ouest du pilier instrumenté.	51
4.1	Idéalisation du spécimen.	55
4.2	Force latérale versus déplacement en tête.	56
4.3	Moment versus courbure entre les niveaux instrumentés 1 et 2.	57
4.4	Force versus déplacement total dû au cisaillement.	58
4.5	Contrainte versus distorsion de cisaillement pour le niveau instrumenté 2.	58
4.6	Moment versus rotation à la base.	59
4.7	Force versus déplacement par glissement de l'acier longitudinal.	60
4.8	Composants du déplacement latéral pour les cycles positifs.	61
4.9	Composants du déplacement latéral pour les cycles négatifs.	62
4.10	Calcul de la courbe enveloppe moyenne et des paramètres énergétiques.	62
4.11	Courbe enveloppe à partir de courbes cycliques.	63
4.12	Schématisation des relations bilinéaires idéalisées	63
4.13	Relations bilinéaires idéalisées à partir des valeurs expérimentales.	64
4.14	Énergie dissipée par amortissement durant un cycle de chargement.	67
4.15	Relations bilinéaires idéalisées à partir des valeurs expérimentales.	68
4.16	Profil du déplacement latéral.	69
4.17	Profil de la courbure obtenue à partir de l'instrumentation interne.	70
4.18	Jauges de déformation sur les barres d'acier longitudinales.	70
4.19	Progression de la déformation pour le poteau CH300 pour le côté est.	71
4.20	Progression de la déformation pour le poteau CH300 pour le côté ouest.	72
4.21	Progression de la déformation pour le poteau CH300 pour le côté est (extrapolé).	73
4.22	Progression de la déformation pour le poteau CH300 pour le côté ouest (extrapolé).	73
4.23	Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau CH300.	74
4.24	Régions endommagées du spécimen CH300.	76
5.1	Loi de comportement élastoplastique avec écrouissage de l'acier.	81
5.2	Loi de comportement du béton de Légeron et Paultre.	81
5.3	Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau CH300.	82
5.4	Mécanisme de défaillance du chevauchement et contraintes de transfert.	83
5.5	Glissement d'ancrage.	85
5.6	Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau CH300.	88
5.7	Distribution de tension attendue dans la longueur de chevauchement.	89
5.8	Élément poutre multicouche de Bernoulli utilisé dans EFiCoS.	90
5.9	Réponse en traction-compression du modèle de béton de La Borderie.	90
5.10	Loi de comportement cyclique de Cardona pour l'acier	92
5.11	Réponse force-déplacement en tête du pilier du spécimen CH300.	93
5.12	Vue latérale du côté ouest : cartographie d'endommagement du béton en compression.	95
5.13	Vue de face : cartographie d'endommagement du béton en compression.	96
5.14	Cartographie d'endommagement du béton en traction	97
B.1	Instrumentation complémentaire.	111
B.2	Modes de déformation locaux pour un segment i du poteau.	113
B.3	Section du pilier CH300 et barres d'acier longitudinales instrumentées.	116
B.4	Compatibilité des déformations pour le déplacement de plastification théorique.	117
B.5	Compatibilité des déformations pour la progression de la déformation en traction	118
C.1	Moment versus courbure entre les niveaux instrumentés 2 et 3.	119
C.2	Moment versus courbure entre les niveaux instrumentés 3 et 4.	120
C.3	Moment versus courbure entre les niveaux instrumentés 4 et 5.	120
C.4	Force versus déplacement due au cisaillement pour le niveau instrumenté 2.	121
C.5	Force versus déplacement due au cisaillement pour le niveau instrumenté 3.	121
C.6	Force versus déplacement due au cisaillement pour le niveau instrumenté 4.	122

C.7 Force versus déplacement due au cisaillement pour le niveau instrumenté 5. 122
C.8 Contrainte versus distorsion de cisaillement pour le niveau instrumenté 3. 123
C.9 Contrainte versus distorsion de cisaillement pour le niveau instrumenté 4. 123
C.10 Contrainte versus distorsion de cisaillement pour le niveau instrumenté 5. 124



Liste des tableaux

2.1	Évolution des exigences de la norme CSA S6 sur l'espacement du renforcement transversal	15
2.2	Évolution des exigences de la norme CSA S6 sur la zone de chevauchement	17
2.3	Équations de la longueur de rotule plastique selon différents auteurs	21
2.4	Objectifs et critères de performance du code canadien.	27
2.5	Zone de rendement sismique définie par CAN/CSA-S6-06	28
2.6	Définition des états d'endommagements observationnels.	31
2.7	Définition des états d'endommagements Hose et Seible	31
2.8	États limites, selon Dutta et Mander.	32
2.9	États limites selon Hwang et coll.	32
2.10	États limites utilisés par le Georgia Institute of Technology	32
2.11	Relation de l'endommagement du béton et l'acier à la courbe force déplacement.	33
2.12	États limites du pilier du pont Chemins des dalles	33
3.1	Composition des bétons	38
3.2	Caractéristiques des bétons frais	39
3.3	Résistance en compression du béton de la fondation	39
3.4	Propriétés mécaniques du béton du poteau	40
3.5	Propriétés mécaniques de l'acier des armatures du poteau	42
3.6	Position des LVDTs et potentiomètres	48
4.1	Évolution des fissures en fonction des cycles de chargement	53
4.2	Déplacements en tête du poteau à la plastification trouvés expérimentalement	53
4.3	Composants du déplacement latéral des cycles positifs	60
4.4	Composants du déplacement latéral des cycles positifs	61
4.5	Points critiques des courbes bilinéaires idéalisées $H' - \Delta$ et $M - \varphi$	64
4.6	Taux d'amortissement visqueux équivalent quantifié expérimentalement	67
4.7	Indicateurs de ductilité, d'énergie, d'endommagement et de confinement	68
4.8	Longueur de la rotule plastique	75
4.9	Quantités mesurées de la réponse du poteau CH300 dans le sens positif (poussée)	77
4.10	Quantités mesurées de la réponse du poteau CH300 dans le sens négatif (tirée)	77
4.11	Quantités mesurées moyennes de la réponse du poteau CH300	78
4.12	Déformations correspondant au début de l'endommagement en traction et compression	79
6.1	Niveaux de performance des poteaux en béton armé	99
6.2	Périodes de récurrence des séismes en fonction des niveaux d'intensité sismique	99
6.3	Objectifs de performance minimum selon la norme S6-14	100
6.4	Corrélation entre les états limites et les niveaux de service	101

6.5	États limites du pilier CH300 en matière de déformations, de rotations et de courbures .	102
6.6	États limites du pilier CH300 en matière des paramètres typiques de demande	102
6.7	États limites moyens du pilier CH300	102
6.8	États limites moyens du pilier CH300	103
6.9	Comparaison des états limites du pilier CH300 à ceux proposés par différents auteurs .	104
A.1	Poids des composantes du pont au complet et de chaque portique	109
B.1	Dimensions pour chaque segment instrumenté du pilier CH300	112
B.2	Localisation des couches d'acier longitudinal du pilier CH300	116
B.3	Résultats d'analyse pour prédire le déplacement de plastification théorique	116

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 durée de vie.

Les retours d'expériences postsismiques 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 que les autres composantes restent élastiques.

Les raisons justifiant ce choix de conception privilégiant 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 le 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.

Roy et coll. [80] ont fait des recommandations quant à l'importance de considérer les poteaux des ponts en béton armé de façon très explicite.

Les événements sismiques récents, en particulier ceux de Loma Prieta et Northridge, ont fourni des données préliminaires pour étudier la performance sismique des ponts. 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.

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 [87], il est apparu que les états limites des piliers de ponts n'étaient pas clairement définis. 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. Ce pont a été l'objet des nombreuses recherches élaborées au Département de génie civil de l'Université de Sherbrooke par le Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures

(CRGP), dans le cadre de l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures [80, 87, 88]. En se basant sur une revue de littérature, les principaux points suivants ont été relevés dans le but de développer une recherche expérimentale sur le sujet :

1. Les piliers devaient être poussés jusqu'à la rupture – donc des vérins à grande course devaient être utilisés – afin de garantir qu'ils atteignent leur capacité en déplacement.
2. Afin de permettre une modélisation adéquate des mécanismes de rupture fragile tels que le cisaillement et le glissement des barres, le pilier testé devait être à échelle réelle.

Cette recherche fait l'étude du comportement sismique d'un pilier de pont à échelle réelle dans le but d'une intégration des résultats dans les approches basées sur la performance sismique. Les résultats obtenus durant les essais de chargement cyclique effectués sur ce pilier sont présentés dans le présent mémoire.

Ce chapitre introductif décrit les raisons qui justifient une telle recherche. La définition et les objectifs du projet de recherche sont donnés respectivement aux sections 1.2 et 1.3. Enfin, le plan du mémoire terminera cette introduction.

1.1 MISE EN CONTEXTE ET PROBLÉMATIQUE

Plusieurs tremblements de terre, comme ceux de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) et Kobe (1995), ont montré que, face aux séismes, les ponts peuvent être les points faibles d'un réseau de transport. Quelques exemples des dommages survenus dans des ponts, pour chacun des séismes énoncés précédemment, sont illustrés à la figure 1.1.



(a) Bretelles de l'autoroute 5 et 14, San Fernando (1971) (Photothèque USGS).



(b) Viaduct Cypress Street à Oakland, Loma Prieta (1989) (Photothèque USGS).



(c) Passage inférieur à l'autoroute Simi-Valley-San Fernando, Northridge (1994) (Photothèque FHWA).



(d) Autoroute Hanshin à Kobe, Kobe (1995) (Wiki Commons).

FIGURE 1.1 – Exemples de dommages de ponts à la suite de séismes.

À la suite du tremblement de terre de San Fernando en 1971, les études d'ingénierie ont révélé, entre autres, que les forces sismiques ont été sous-estimées par les codes existants. Par ailleurs, ces événements ont permis de cibler les causes de défaillance des ponts et les déficiences liées à la conception et à l'état des connaissances de l'époque. Priestley et coll. [73], ont classé en deux catégories les problèmes les plus courants trouvés dans des poteaux ou des cadres de ponts en béton armé :

- capacité en flexion et ductilité : les concepts de ductilité et de rotule plastique étaient inconnus dans la conception parasismique, pour les ponts conçus avant les années 70. Ce manque de connaissance a eu pour conséquence une résistance insuffisante en flexion. Ainsi, le chevauchement inadéquat, les soudures bout à bout immédiatement au-dessus de la fondation et des longueurs d'ancrage insuffisantes ont fait que la résistance en flexion des poteaux devenait trop faible. En outre, l'interruption des barres d'armature était basée sur l'enveloppe des moments sans considérer l'effet du décalage en tension dû à la fissuration diagonale en cisaillement. Or, la longueur d'ancrage insuffisante dans les régions de chevauchement intensifiait le problème de l'interruption des barres.
- défaillance en cisaillement : par le passé, le dimensionnement aux efforts de cisaillement était considéré comme moins important par rapport à celui aux efforts de flexion (dimensionnement avec des facteurs moins sécuritaires). De la même façon, le besoin d'assurer que la capacité en cisaillement dépassait la capacité en flexion, principalement dans les régions où peuvent apparaître des rotules plastiques, était inconnu. Pour ces raisons, des ruptures fragiles sont survenues lors des tremblements de terre de San Fernando (1971), Northridge (1994) et Kobe (1995).

À la suite de ces événements, 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. Certaines de ces recommandations et améliorations ont été assez remarquables telles que 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]) et le dimensionnement des appuis de pont ductiles capables de dissiper un maximum d'énergie avec l'objectif d'éviter l'effondrement (tremblement de terre de Loma Prieta [1989], tremblement de terre de Northridge [1994] et tremblement de terre de Kobe [1995]) [79].

Toutefois, les structures construites avant 1971 demeurent vulnérables et, malgré les efforts investis dans ces nombreuses recherches, des séismes plus récents comme ceux de la Chine (2008), du Japon (2008) et du Chili (2010) (fig. 1.2) montrent le besoin de poursuivre ces recherches afin d'améliorer constamment l'état de connaissances sur la réponse des ponts face aux tremblements de terre et de diminuer les risques associés.

Le dimensionnement sismique a fait l'objet d'une évolution en changeant le concept de « résistance » pour celui de « performance ». Pendant longtemps, 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 qu'en génie parasismique l'augmentation de la résistance ne signifie pas nécessairement une amélioration de la sécurité, ni nécessairement une réduction des dommages [71].

Désormais, au niveau de la conception parasismique et de la réhabilitation des structures, on parle de dimensionnement basé sur la performance (DBP). Le DPB 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 DPB ne soit pas une nouvelle philosophie de conception pour d'autres domaines, comme en génie mécanique, c'est un concept récent pour le génie civil. Puisque les structures civiles ont une taille considérable par rapport aux autres domaines et que la reproductibilité parfaite est impossible dans la plupart des cas (soit pour les propriétés de sols, les caractéristiques des matériaux, l'emplacement, etc.), les expériences face aux séismes passés, les développements des



(a) Route principale dans la région de Beichuan, Chine (2008) (Photothèque USGS).



(b) Pont effondré à la suite du séisme Iwate-Miyagi Nairiku, Japon (2008) (Wiki Commons).



(c) Pont sur l'autoroute Vespucio Norte, Chili (2010) (Wiki Commons).

FIGURE 1.2 – Exemples des dommages de ponts après quelques séismes récents.

outils de calcul et les recherches développées au fil des années ont permis de faire, aujourd'hui, que cette approche soit intégrée dans des normes modernes de conception et appliquée dans la pratique.

L'objectif du dimensionnement basé sur la performance sismique est de fournir, aux décideurs et intervenants, des données qui leur permettront d'allouer des ressources adaptées aux niveaux de performance sismique souhaités.

Il doit être clair que le DPB est une approche rationnelle pour la conception parasismique des structures basée sur ses états limites. Les états limites correspondent à des phénomènes d'endommagement progressif, c'est-à-dire à des modifications notables de l'état original de la composante pouvant être liées à des valeurs connues d'un ou plusieurs paramètres de réponse atteints durant un tremblement de terre.

Les nouvelles approches en dimensionnement parasismique basées sur la performance portent actuellement en grande partie sur les deux aspects suivants : (i) l'utilisation d'objectifs de performance et (ii) l'atteinte de ces objectifs par la définition de critères de déplacements admissibles plutôt que des critères de force. D'une part, il faut dire que déjà, certains codes modifiés à la suite du tremblement de terre de San Fernando (1971) ont inclus des objectifs de performance dépendant de l'importance des structures et du niveau d'endommagement acceptable en fonction de l'intensité du séisme. Cependant, ce n'est qu'après le tremblement de terre de Northridge (1994), qui a vraiment mis en évidence le besoin d'établir des critères fondés tant sur des considérations économiques que sur la sécurité, que l'appellation de l'approche basée sur la performance a été formalisée et de

plus en plus développée en génie parasismique.

Les approches traditionnelles utilisées pour la conception sismique des composantes d'infrastructures comme les ponts impliquent l'utilisation des codes dominants, des normes et lignes directrices pertinentes quant aux matériaux employés, aux risques et à la zone géographique. Ces approches sont en grande partie normatives et ont l'avantage d'être faciles à exécuter de manière séquentielle ou, parfois, avec peu d'itérations. Toutefois, l'évaluation est rarement fondée sur le risque et n'est pas fournie dans des paramètres quantifiables pour les propriétaires et les intervenants. Une différence fondamentale entre la méthode normative traditionnelle de dimensionnement et le dimensionnement basé sur la performance (DBP) tient dans les objectifs de conception. Les conceptions normatives requièrent d'atteindre un ratio acceptable de la demande par rapport à la capacité. Le DBP vise à atteindre un niveau de performance spécifié, corrélé aux conséquences appropriées, lesquelles pouvant être mesurées de différentes façons, notamment en fonction de coût financier.

Le problème de dimensionnement basé sur la performance sismique peut être formulé tel qu'un niveau de performance est spécifié et que la conception est exécutée (presque assurément de façon itérative) pour garantir que ce niveau de performance est atteint. Le développement des méthodes de dimensionnement basées sur la performance requiert des études analytiques et expérimentales poussées permettant d'évaluer les niveaux de dommages intermédiaires en plus de développer des modèles et des méthodologies de dimensionnement appropriées.

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 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 n'est faisable que si des états limites de fonctionnement sont connus pour chacune des composantes structurales et s'ils sont associés à un niveau d'endommagement.

1.2 DÉFINITION DU PROJET DE RECHERCHE

Le DBP implique le dimensionnement, l'évaluation et la construction des structures soumises aux charges extrêmes selon leur performance en restant conformes aux exigences que font les investisseurs 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 [41].

Les niveaux de performance ont été définis par divers auteurs en répondant à leurs propres exigences, mais ils sont toujours très similaires. En général, ils sont définis en regardant l'évolution de l'endommagement, de l'état initial jusqu'à l'effondrement imminent de la structure.

Dans le cas des ouvrages en béton armé, les états limites peuvent être divisés en deux catégories : les états limites pour chaque composante structurale du système et les états limites du système global. Les premiers sont les suivants : la fissuration du béton, la plastification des barres d'acier, l'éclatement et la fragmentation de l'enrobage, le flambage ou la rupture de l'acier longitudinal, la perte de résistance de l'ancrage ou du chevauchement ainsi que la perte de la capacité portante face aux charges de gravité. Les seconds sont : les déplacements latéraux totaux et relatifs, les dégradations de la résistance du système et la stabilité structurale à l'effondrement.

Comme on peut le constater, les états limites sont bien liés à un endommagement physique. Toutefois, une des questions qui restent est leur quantification d'une manière plus précise. Il importe alors de bien connaître les états limites dans le contexte du DBP. Cela permettra de corréler les résultats expérimentaux obtenus et les prédictions qui ont été faites à l'aide de modèles numériques et, ainsi, de quantifier les états limites.

1.3 OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

1.3.1 Objectif général

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 l'approche basée sur la performance sismique. En particulier, le projet vise à répondre aux incertitudes importantes qui subsistent sur la description quantitative des états limites des piliers de ponts en béton armé, particulièrement au niveau des déformations associées. L'étude s'appuiera essentiellement sur un travail 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 (Qc), a été choisi pour évaluer les états limites. Ces états limites pourront alors être associés à des niveaux de performance sismique et être comparés avec des prédictions et des résultats obtenus à partir des recherches développées au CRGP de l'Université de Sherbrooke et avec des descriptions ou des valeurs existantes dans les rapports et normes de conception.

1.3.2 Objectifs spécifiques

Plus précisément, les objectifs spécifiques du projet de recherche sont :

- Analyser et définir le processus expérimental et la façon optimale de mesurer chaque état limite.
- Mettre en relation les valeurs des états limites avec chaque niveau d'endommagement physique.
- Comparer les résultats quantitatifs des états limites expérimentaux avec les descriptions qualitatives des dernières recherches, des rapports et des codes de conception.

1.4 PLAN DU DOCUMENT

Ce rapport est composé de six chapitres. À la suite de cette introduction, le chapitre 2 présente un état de l'art sur le comportement sismique des piliers de ponts et sur le dimensionnement basé sur la performance sismique. Le chapitre 3 décrit le programme expérimental incluant la description du spécimen d'étude, les caractéristiques des matériaux utilisés, du montage et de l'instrumentation utilisée. Les résultats pour le poteau étudié sont présentés au chapitre 4. Le chapitre 5 fait une comparaison entre les résultats expérimentaux du poteau étudié avec les prédictions obtenues avec différents logiciels numériques. Finalement, le chapitre 7 présente les conclusions de l'étude.

État de l'art

Les éléments clés reliés au comportement sismique des piliers de ponts et au DBP sismique qui encadrent les connaissances techniques nécessaires du projet sont présentés dans ce chapitre. Le comportement axial du béton, la ductilité ainsi que le comportement sismique des poteaux en béton armé sont présentés aux sections 2.1, 2.2 et 2.3, respectivement. Les philosophies et méthodologies pour la conception sismique des ponts ainsi que les critères généraux liés au DBP sont discutés à la section 2.4. À la section 2.5 sont résumées les procédures et recommandations pour la conception sismique des ponts en Amérique du Nord. Le chapitre se termine par une revue de la littérature sur les états limites, sujet central de cette recherche.

2.1 COMPORTEMENT AXIAL DU BÉTON

Le comportement mécanique de chaque constituant du béton (gravier, sable et pâte de ciment) est communément linéaire. Cependant, lorsqu'ils sont combinés, le comportement mécanique devient non linéaire en raison des microfissures générées par l'interaction entre les granulats et la pâte de ciment. Lorsque les microfissures se développent et se propagent, la réponse contrainte-déformation du béton s'adoucit progressivement.

Des recherches passées [75] ont démontré que le béton soumis à des sollicitations triaxiales améliore notablement son comportement en ralentissant l'apparition des fissures et le gonflement du béton et, en même temps, augmente sa résistance à la compression ainsi que sa ductilité.

2.1.1 Le confinement

Quand on parle des membrures en béton armé soumises à des charges axiales, un état similaire à l'état triaxial est reproduit par l'acier transversal qui confine le noyau du béton. Lorsque la déformation transversale du béton due à la charge axiale appliquée augmente, les forces de déviation des étriers ou spires exercées sur le noyau du béton augmentent. Autrement dit, le confinement de béton produit par le renforcement transversal augmente. Ce confinement agit de façon passive parce qu'il dépend de l'expansion transversale du béton lorsqu'il est soumis à une charge axiale.

Des lois de comportement contrainte-déformation du béton sont présentées dans la littérature, résultant de plusieurs recherches développées depuis des années. À titre d'exemple, on peut citer : Popovics (1973) [69], Mander et coll. (1988) [48]. Parmi ces lois, nous trouvons des travaux faits à l'Université de Sherbrooke par Légeron et Paultre [46]. Ce modèle est dérivé du modèle de Cusson et Paultre [23] qui définit une courbe contrainte-déformation du béton comme est montré à la figure 2.1.

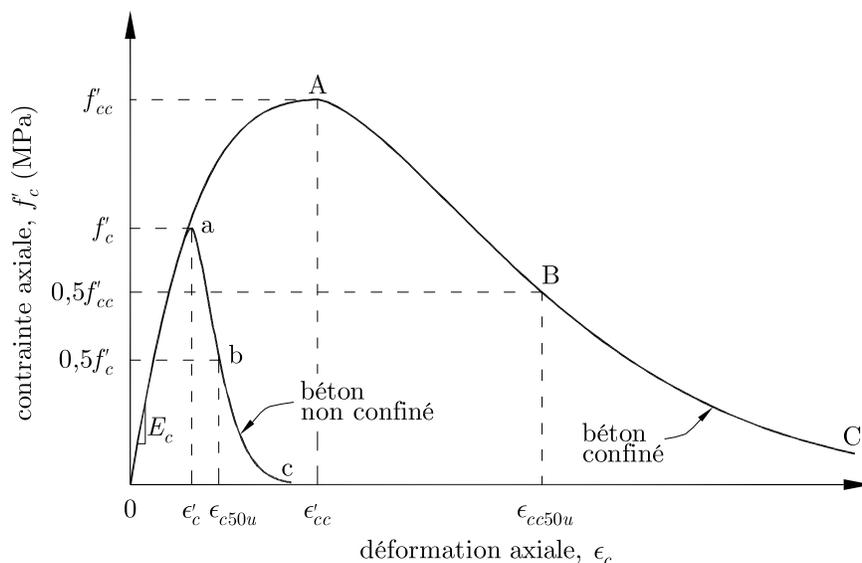


FIGURE 2.1 – Relation contrainte-déformation en compression du béton confiné (d’après Cusson et Paultre [23]).

Cette courbe est entièrement définie par deux points : la résistance du béton confiné, f'_{cc} , correspondant à la déformation axiale du béton en compression ϵ_{cc} et la déformation post-pic du béton ϵ_{cc50} quand la capacité diminue de 50% de la résistance du béton confiné.

Le modèle contrainte-déformation de Légeron et Paultre [46] comporte plusieurs avantages. Ce modèle inclut l’effet du confinement apporté par le renforcement transversal et il est applicable pour des bétons à haute résistance ainsi que pour des sections circulaires et rectangulaires avec ou sans un acier de renforcement transversal à haute résistance. De plus, il permet d’obtenir la contrainte sur le renforcement transversal ainsi que la résistance du pic du béton sans un processus itératif grâce aux simplifications faites par rapport au modèle précédent de Cusson et Paultre [23]. Finalement, le comportement du confinement est lié au paramètre adimensionnel appelé indice de confinement effectif (I_e).

Par ailleurs, le modèle du béton Légeron et Paultre [46] a été validé pour prédire le comportement des poteaux circulaires et rectangulaires soumis aux charges axiales concentriques constantes ainsi qu’aux charges cycliques de flexion simultanément à une charge axiale constante.

2.2 LA DUCTILITÉ

La ductilité représente la capacité que possède une structure, une pièce ou une section à se déformer une fois la plastification atteinte. La ductilité d’une structure ou d’une pièce (poutre, poteau, mur) est également définie comme le rapport de la déformation maximum absolue à celle correspondant à la plastification. Elle peut être définie par rapport à des déformations, des courbures, des rotations ou des déplacements. Dans les deux premiers cas, on parle de ductilité locale et de ductilité globale dans les deux derniers.

La capacité d’une structure à absorber de l’énergie dans des plages de déformations acceptables et sans atteindre la ruine est une caractéristique très attrayante pour toute conception sismique. La notion de ductilité est adoptée dans les codes de conception sismique depuis plusieurs années pour les bâtiments et les ponts en béton armé, car un comportement ductile est préféré à un comportement fragile. On le préfère pour les raisons suivantes :

- Si une structure est formée d’éléments ductiles, elle peut subir de grandes déformations avant l’effondrement. Cela est bénéfique pour les utilisateurs qui seront avertis suffisamment à temps

pour prendre des mesures préventives, réduisant ainsi la mortalité.

- Les structures sont soumises à des surcharges imprévues, des chocs et des mouvements structuraux dus au tassement de la fondation et des variations de volume. Ces facteurs ne sont généralement pas pris en compte dans l'analyse et la conception, mais présumés avoir été pris en charge par la présence d'une certaine ductilité dans la structure.
- Une section ductile permet de redistribuer des efforts dans une structure hyperstatique avant la formation d'un mécanisme de ruine. Cette redistribution, permise par les codes en fonction de la ductilité en courbure, occasionne une certaine économie et permet de réduire la congestion des armatures aux appuis des poutres continues.
- En se basant sur la ductilité des structures, les codes actuels de dimensionnement réduisent le niveau des forces dues aux séismes lors d'une conception en faisant appel à la capacité des structures ductiles à dissiper de l'énergie par des déformations plastiques durant un événement sismique.

La ductilité de poteaux soumis à un cisaillement et une force axiale élevés est fortement affectée par la compression axiale. Les indices liés à la ductilité diminuent nettement avec l'accroissement de la compression axiale, d'où la nécessité de l'évaluer quantitativement pour les piliers de pont.

En fonction du type de déformation (déformation unitaire, rotation, courbure ou déplacement) auquel on s'intéresse, la ductilité correspondante aura une forme particulière. Les ductilités en courbure et en déplacement sont celles qui seront approfondies dans le cadre de ce projet.

La ductilité en courbure d'une section μ_φ dépend de la géométrie de la section ainsi que des propriétés mécaniques des matériaux. Elle s'exprime comme le rapport de la courbure ultime φ_u de la section et φ_y , sa courbure élastique :

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (2.1)$$

La ductilité en déplacement d'une pièce ou d'une structure μ_Δ dépend du type de chargement, de la géométrie de la pièce ou de la structure, de la longueur de la rotule plastique et des propriétés des matériaux. Elle est définie comme le rapport du déplacement de la structure à l'ultime Δ_u et au déplacement de la structure à la plastification globale Δ_y , soit :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.2)$$

Il convient de noter que la ductilité en courbure est significativement différente de la ductilité en déplacement. Au début de la plastification dans une structure, les déformations se concentrent dans les zones de rotule plastique ; on parle de localisation des déformations. Par conséquent, lorsqu'une structure est déformée latéralement dans la phase inélastique, le rapport φ_u/φ_y dans une rotule plastique peut être beaucoup plus grand que le rapport Δ_u/Δ_y .

2.3 COMPORTEMENT SISMIQUE DES POTEAUX EN BÉTON ARMÉ

Le comportement sismique des poteaux est un sujet largement étudié dans des recherches menées à travers le monde. Le Canada, les États-Unis, la Nouvelle-Zélande et le Japon se démarquent par leurs recherches sur ce sujet, en fournissant des informations importantes sur le comportement des poteaux en béton armé face aux séismes. Parmi celles-ci, notons plus particulièrement les recherches suivantes : Atalay et Penzien [8], Zahn et coll. [94], Saatcioglu et Ozcebe [81], Chai et coll. [15], Ohtaki et coll. [57], Lehman et coll. [47] et Correal et coll. [22].

L'Université de Sherbrooke a aussi apporté son grain de sel à ces recherches en effectuant des campagnes expérimentales utilisant des essais cycliques et pseudo-dynamiques par sous-structuration. Légeron [45], Robles [38], Osorio [58], Rivera [77] et Boucher-Trudeau [13] sont de bons exemples du premier type d'essai tandis que Roy [80] exemplifie le deuxième.

La figure 2.2 montre les essais utilisés pour déterminer le comportement sismique des poteaux en béton armé avec les variables les plus représentatives lors des recherches.

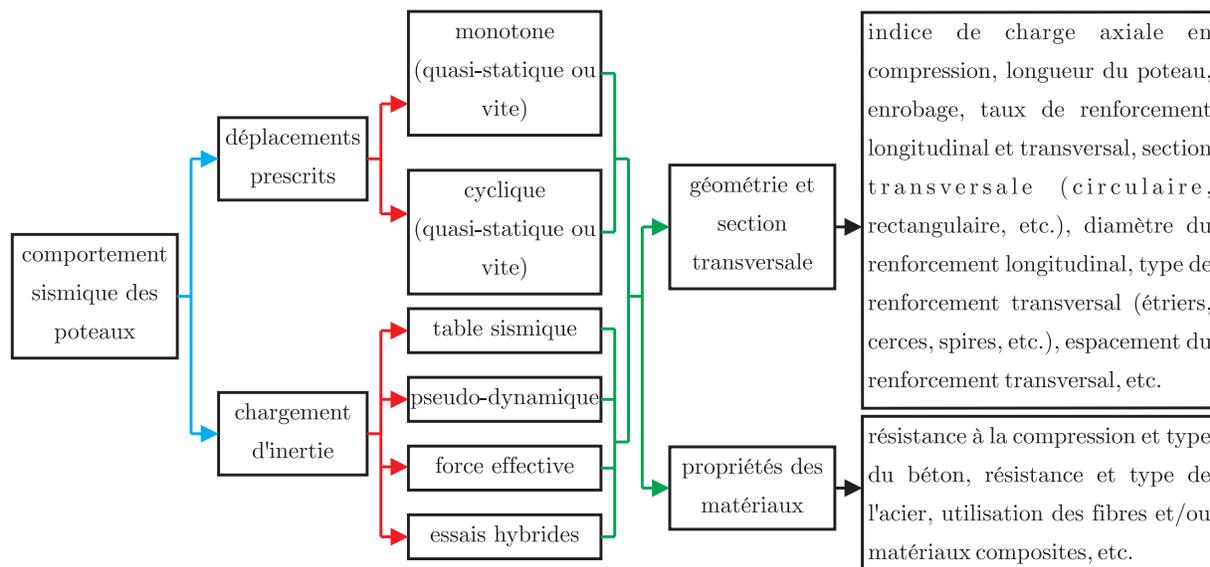


FIGURE 2.2 – Essais pour déterminer le comportement sismique des poteaux en béton armé.

Cette recherche a utilisé un essai cyclique quasi statique qui consiste en l'application d'une charge axiale en plus d'une histoire de déplacements latéraux. Fréquemment pour ce type d'essai, les spécimens sont essayés : en porte-à-faux, en double porte-à-faux et en double courbure (fig. 2.3). Comme on le verra au chapitre 3, on a employé la première configuration.

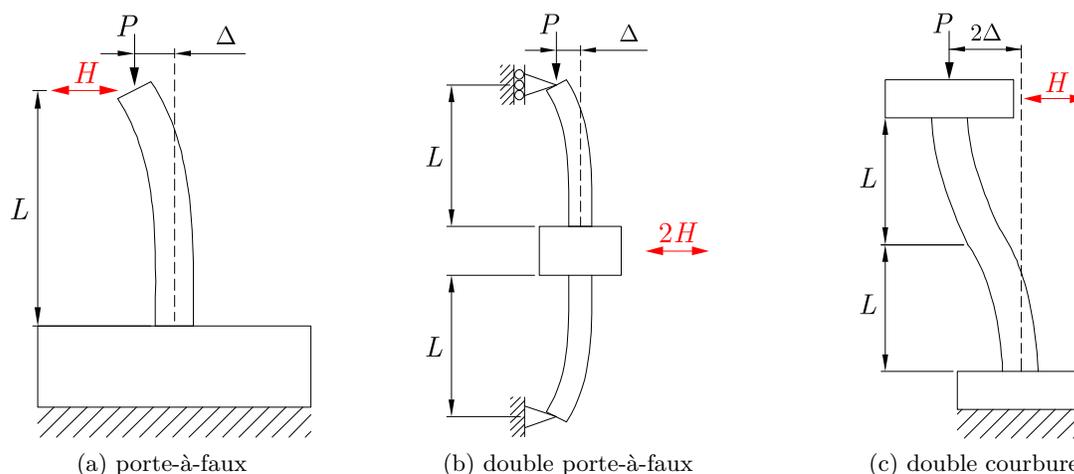


FIGURE 2.3 – Types de spécimens pour des essais cycliques des poteaux en béton armé.

Cette section présente une brève discussion sur quelques paramètres relatifs au comportement sismique des poteaux en béton armé et un survol sur quelques recherches associées.

2.3.1 L'enrobage

Par définition, l'enrobage est la distance minimum de l'axe de l'acier, de laquelle est soustrait son rayon minimum, au parement extérieur le plus proche. L'épaisseur d'enrobage est déterminée

en fonction du degré d'exposition aux cycles de gel-dégel, chlorures et sulfates, type d'élément, dimension des barres d'armature et de la durée minimum de résistance au feu. L'importance de l'enrobage réside dans sa fonction d'isolation face à l'exposition environnementale de l'armature de renforcement ainsi que dans le fait qu'il retient latéralement les barres longitudinales contre le flambement [65].

Lorsque l'éclatement de l'enrobage survient, le poteau expérimente une perte dans sa capacité ainsi qu'une augmentation du risque de flambement des barres longitudinales et une détérioration de l'adhérence de celles-ci. L'éclatement du béton affecte le poteau sur la longueur où il survient plutôt que localement. Ces effets de l'éclatement ne peuvent pas être pris en compte dans les analyses sectionnelles ou analyses théoriques.

Des études expérimentales ont démontré que le chemisage en acier des poteaux peut retarder l'éclatement du béton en plus d'améliorer le comportement force-déplacement quand le poteau est soumis aux charges cycliques [15]. En outre, des études sur béton ordinaire avec un ajout de fibres ont montré que celles-ci peuvent retarder l'éclatement de l'enrobage d'une manière satisfaisante [77] aussi bien que le recouvrement au moyen de PRFC des poteaux en béton armé [13, 58, 80].

2.3.2 Effet du confinement

À la section 2.1.1, il a été fait mention de ce qu'est le confinement du béton et de la façon dont il améliore notablement le comportement axial du poteau. Cependant, quand un poteau en béton armé est soumis simultanément aux charges axiales et latérales, l'éclatement de l'enrobage de béton peut survenir à des sollicitations latérales faibles, ce qui entraîne comme résultat une dégradation de la rigidité axiale du poteau, sauf si le noyau du béton est bien confiné. De plus, si le béton est bien confiné, il peut produire un effet stabilisateur qui prévient le flambement des barres longitudinales d'acier. Avec le confinement du béton, on a donc un gain en résistance et un gain en ductilité, ce qui explique son importance lors de la conception parasismique. Il faut souligner que le gain en résistance n'est pas admis directement dans les normes de conception de nos jours. Par contre, le gain sur la ductilité est pris en compte dans les chapitres qui portent sur le dimensionnement sismique d'une façon indirecte [65].

2.3.3 Charges axiales

Il est courant de parler de la capacité en compression d'un poteau en fonction de la capacité de sa section transversale. Donc l'indice de charge axiale en compression est défini comme le rapport entre la charge axiale appliquée (P) et la capacité en compression de la section transversale en béton ($A_g f'_c$). Pour des poteaux de ponts en béton armé, l'indice de charge axiale en compression peut varier entre 5% et 20% au Canada [85], tandis qu'aux États-Unis l'indice se situe entre 5% et 25% [22].

Pour un poteau de pont ou de bâtiment, l'augmentation de la charge axiale implique une augmentation de la demande de déformation en compression. De plus, il a été trouvé expérimentalement ainsi que numériquement que la demande en compression peut réduire la capacité en déplacement des poteaux [13, 65, 81]. Nonobstant, si le poteau est pourvu d'un renforcement transversal qui confine bien le noyau du béton, l'effet de la charge axiale peut être atténué. En effet, cela permet au poteau de se comporter avec une bonne ductilité malgré un niveau de charge axiale élevée [65, 94].

Atalay et Penzien [8] ont trouvé que les poteaux se rendent dans une région de comportement fragile pour des charges axiales supérieures à 40% de la capacité en compression de la section transversale du poteau ($A_g f'_c$).

2.3.4 Élancement

L'élancement est un paramètre adimensionnel défini comme le rapport entre la hauteur du poteau et la dimension la plus petite de sa section transversale ou le diamètre pour ses sections

circulaires. Ce paramètre augmente ou diminue avec l'augmentation ou la réduction de la hauteur du poteau, respectivement. Aussi, il nous permet de classer le comportement des poteaux en béton armé comme : dominant en flexion, dominant en cisaillement ou avec une interaction flexion-cisaillement significative [70]. De même, l'élanement est égal au rapport moment-cisaillement pour des poteaux en courbure simple [24]. Parmi les chercheurs qui ont étudié l'effet de ce paramètre, on trouve : Davey et Park [24], Iwasaki et coll. [39], Stone et Cheok [86], Vu [93] et Lehman et Moehle [47]. Après ces recherches, il fut possible de comprendre que la capacité de la ductilité en déplacement diminue avec la réduction du rapport moment-cisaillement de même que la demande de cisaillement augmente avec la réduction du même rapport.

Les modes de défaillance des poteaux dominantes en flexion sont similaires aux poutres conventionnelles soumises en flexion. Toutefois, le mode de défaillance des poteaux qui présentent une interaction flexion-cisaillement est complexe en raison du mécanisme de transfert de cisaillement au niveau des interfaces des fissures. D'ailleurs, sa compréhension pleine manque encore [70].

2.3.5 Flexion composée

Les poteaux des ponts sont des pièces qui doivent reprendre des charges axiales, cependant c'est la fonction de flexion qui est dominante pour eux. Communément, les poteaux en béton armé ont un comportement en flexion composée puisque des moments sont induits par des charges axiales excentriques prévues ou accidentelles.

Un des outils qui permet de connaître le comportement en flexion composée des poteaux et leur dimensionnement est le diagramme d'interaction charge axiale-moment. La figure 2.4 montre le diagramme d'interaction nominal du pilier en étude CH300 obtenue à l'aide du logiciel MNPhi [63], où sont signalés les points importants. Des lignes discontinues horizontales correspondant aux 5%, 20% et 40% de la capacité en compression de la section transversale ont été signalés sur le diagramme (section 2.3.3). Le point défini par la coordonnée (M_{br}, P_{br}) est connu comme le point d'équilibre où la fibre de béton la plus comprimée atteint sa déformation maximale et où l'armature d'acier la plus éloignée de la fibre de béton la plus comprimée atteint la plastification. La résistance en flexion simple est le point signalé comme M_0 , ainsi que la résistance à la compression centrée est P_{ro} et la résistance en traction simple est P_{tr0} .

La résistance en compression centrée et la résistance en traction simple sont définies par la norme de ponts CSA S6-06 [7] selon les équations 2.3 et 2.4, respectivement. La même norme impose une limite sur la résistance en compression centrée de 80% pour les piliers pourvus d'un spiral comme renforcement transversal et 75% pour des étriers. Ces limites tiennent compte des excentricités accidentelles qui ne sont pas considérées dans la conception de même que de la possibilité que la résistance du béton puisse être réduite sous des charges axiales élevées prolongées.

$$P_{ro} = \alpha_1 \phi_c f'_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st} \quad (2.3)$$

$$P_{tr0} = \phi_s f_y A_{st} \quad (2.4)$$

En outre, le point d'équilibre sur le diagramme d'interaction de la figure 2.4 divise en deux le comportement d'un poteau, c'est-à-dire qu'il est ductile en dessous de ce point et fragile au-dessus. Il est cependant toujours préférable que se produise la plastification de l'acier longitudinal en traction bien avant l'écrasement du béton en compression. La dernière affirmation est en lien avec les observations faites par Atalay et Penzien [8]. De ce fait, la plage des valeurs courantes des charges axiales de compression sur des poteaux discutés à la section 2.3.3 se situe dans la zone ductile. Il est possible de constater dans le même graphique que les charges axiales de traction diminuent la capacité en flexion d'un poteau.

Bien que la ductilité d'un poteau soit liée à la capacité en flexion plutôt qu'à la capacité axiale, la charge axiale a une influence sur sa ductilité, comme expliquée précédemment. D'ailleurs, les poteaux qui répondent aux sollicitations latérales induites par des séismes doivent être capables

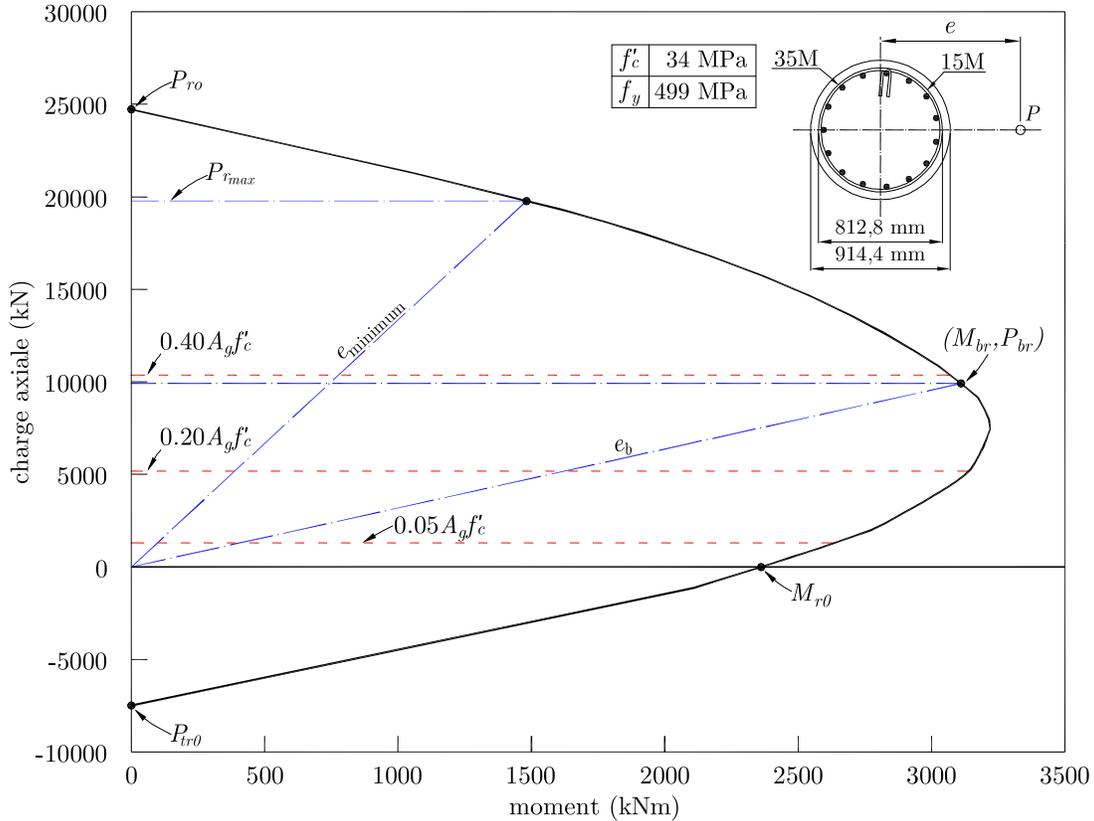


FIGURE 2.4 – Diagramme d'interaction charge axiale-moment du pilier CH300.

d'atteindre les déplacements latéraux associés sans une perte significative de leur capacité en flexion, en garantissant la formation d'un mécanisme plastique avant tout autre mécanisme de rupture. En d'autres mots, le poteau doit avoir une capacité en flexion qui inclut l'effet de sa charge axiale, de telle sorte qu'il soit capable de se déformer de façon plastique pour atteindre un déplacement induit par un tremblement de terre. Les raisons justificatives pour avoir un mécanisme plastique (ductile) avant tout autre mécanisme de rupture ont été expliquées à la section 2.2.

Les diagrammes charge latérale-déplacement ($H - \Delta$) et moment-courbure ($M - \varphi$) (fig. 2.5) permettent aussi de connaître le comportement d'un poteau soumis à une charge latérale. On remarque que la dégradation de la capacité latérale du poteau peut être causée par une perte de la résistance en flexion ainsi que par des effets $P - \Delta$. L'effet $P - \Delta$ n'est que l'augmentation de la demande en flexion causée par la déformation latérale du poteau et peut augmenter par l'action de la charge axiale qui agit sur le poteau.

Les recherches ayant permis de cibler les paramètres principaux qui influencent le comportement d'un poteau en béton armé soumis à une charge axiale constante en plus d'une histoire de déplacement ou charges latéraux sont : la résistance en compression du béton, le taux d'armature transversale, la limite élastique du renforcement longitudinal et l'indice de charge axiale en compression.

2.3.6 Cisaillement

Le comportement en cisaillement d'une membrure en béton armé est bien complexe, puisqu'il implique l'interaction des différents mécanismes comme : le transfert du cisaillement au béton en compression, l'engrenure des granulats à travers des fissures inclinées de flexion-cisaillement,

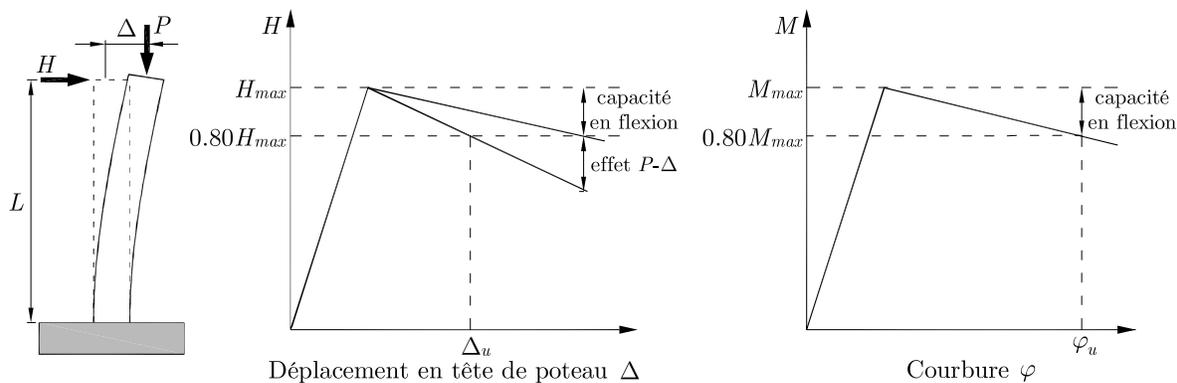


FIGURE 2.5 – Comportement d'un poteau en béton armé.

l'action d'arche soutenue par des charges axiales ainsi que le mécanisme des tirants pourvu par le renforcement transversal.

Il y a plus de cent ans que le cisaillement des structures en béton armé est l'objet d'étude. Des modèles pour comprendre le cisaillement, prédire sa résistance et ses déformations caractéristiques ont été développés.

Des recherches en 1899 et 1902 [53, 76] ont démontré que le flux de forces dans une membrure en béton armé fissuré pouvait être représenté par un treillis, où les étriers fonctionnaient comme des membrures verticales en traction et le béton travaillait comme des membrures diagonales en compression avec un angle constant de 45° . Ce modèle est connu sous le nom de Ritter-Mörsch, de Hennebique ou à angle constant de 45° .

Entre les années 1904 et 1922, il a été découvert que les efforts dans les étriers étaient considérablement faibles par rapport à celles prédites avec le modèle de Ritter-Mörsch, ce qui était expliqué par deux facteurs : les efforts de traction que le béton peut reprendre étaient négligés et l'inclinaison des fissures diagonales était moindre que 45° [34]. Ces dernières observations ont conduit au modèle de Mörsch modifié ou modèle du treillis à angle variable qui en même temps incluait la contribution du béton à l'acier transversal de renforcement pour résister au cisaillement.

En 1987, Schlaich et coll. [82] ont présenté la méthode de bielles et tirants qui permet de concevoir des membrures ou des parties des membrures en béton armé où la théorie des poutres n'est pas applicable. Donc, ils ont défini deux régions sur une membrure en béton armé : des régions où l'hypothèse de Navier-Bernoulli s'applique (régions B) et des régions discontinues (régions D) où cette hypothèse n'est pas valide.

Par la suite, au Canada, en utilisant les conditions de compatibilité, la théorie du champ de compression a été développée par Mitchell et Collins en 1974 [51]. Ce modèle surestimait les déformations tout en sous-estimant la résistance en cisaillement, car les contraintes de traction dans le béton fissuré étaient négligées. Néanmoins, ces limitations ont mené à la théorie du champ de compression modifiée en 1986 [91], modèle qui prend en compte la traction reprise par le béton fissuré et améliore la prédiction de la réponse en cisaillement des membrures en béton armé. Contrairement au modèle précédent, il peut être appliqué aussi à des membrures sans renforcement transversal. Des simplifications à la méthode du champ de compression modifiée furent possibles grâce aux travaux faits par Bentz et coll. [11] et ils ont unifié les méthodes générale et simplifiée. Il faut souligner que les théories du champ de compression et du champ de compression modifiée ne sont qu'applicables à des membrures qui accomplissent l'hypothèse de Navier-Bernoulli.

La norme pour la conception des structures en béton au Canada CSA A23.3-04 [6] ainsi que la norme de ponts CSA S6-06 [7] utilisent la méthode du champ de compression modifiée pour la conception en cisaillement des structures en béton armé. Aux États-Unis, la norme AASHTO LRFD 2011 [1] emploie cette méthode aussi.

Il existe aussi d'autres modèles pour prédire le comportement en cisaillement des structures

en béton armé, comme celui proposé par Priestley et coll. [74] ou comme la théorie du treillis adouci proposé par Hsu [36,60]. La plupart de ces modèles déterminent la résistance en cisaillement comme l'addition de la contribution du béton et de l'acier transversal de renforcement, mais l'effet d'autres paramètres comme la charge axiale, la ductilité ou l'élançement sont pris en considération de différentes manières par quelques auteurs. Tous ces modèles sont des outils avancés d'analyse pour le cisaillement des structures en béton armé. Cependant, leur implémentation peut entraîner des difficultés ou limitations lors de la modélisation, par exemple pour des analyses cycliques inélastiques de cisaillement.

En même temps que la compréhension sur les membrures en béton armé soumises au cisaillement évoluait, les prescriptions des normes des structures en béton armé progressaient aussi. Le tableau 2.1 résume l'évolution des prescriptions de la norme CSA S6 [7] sur l'espacement du renforcement transversale au cours des différentes années. On remarque comment la norme CSA S6 [7] est devenue plus exigeante au fil des ans par rapport au fait de pourvoir un espacement plus petit du renforcement transversal.

TABLE 2.1 – Évolution des exigences de la norme CSA S6 sur l'espacement du renforcement transversal au cours des ans (d'après Boucher-Proulx [12])

Année édition du code CSA S6	1966	1974	1978	1988	2000	2006
Articles concernés	8.8.4.1.2	8.7.4.1	8.2.7.3	CSA A23.3-M84 art. 21.3.3.3	4.7.4.1.6	4.7.4.2.6
Espacement des étriers (s)	300 mm	$0.5d$	600 mm $0.5d$	0.25 fois la plus grande dimension de l'élément 300 mm $8d_b$ $24d_{b_{trans}}$	100 mm	Défini par les efforts de cisaillement obtenus du moment probable ou nominal
	Défini par les efforts de cisaillement					

Toutefois, en se concentrant sur des poteaux en béton armé, le mode de rupture par cisaillement est fragile, car il entraîne une dégradation rapide de la résistance de la membrure en plus de réduire la capacité en déplacement, ce qui est bien indésirable pour la conception parasismique. Or, si un poteau soumis à des charges latérales cycliques a un comportement en cisaillement plutôt qu'en flexion, la dissipation d'énergie diminue (moins l'aire enfermée par la courbe d'hystérésis) et sa réponse est caractérisée pour être pincée (en anglais *pinching response*) (fig. 2.6). Les poteaux courts sont plus susceptibles d'avoir ce type de comportement (c'est-à-dire un comportement dominant en cisaillement, section 2.3.4). Les résultats de recherches passées ont permis de découvrir que la rupture en cisaillement pour un poteau devient plus fragile quand la charge axiale du poteau augmente et son renforcement transversal diminue. Aussi, les déformations de cisaillement augmentent avec des taux de renforcement transversal faibles de même que pour des indices de charge en compression axiale faibles [8, 47, 81].

2.3.7 Chevauchement des barres longitudinales

La jonction par chevauchement ou chevauchement des barres (en anglais *lap splice*) est la méthode la plus simple pour assurer la continuité de l'acier de renforcement quand sa longueur n'est pas suffisante ou quand les barres sont coupées par dispositions constructives, en chevauchant leurs extrémités. Cette jonction est permise par la plupart des normes relatives aux structures en béton armé à condition que les barres aient un diamètre inférieur ou égal à 35M, néanmoins pour des barres de plus grand diamètre des jonctions soudées ou mécaniques sont prescrites.

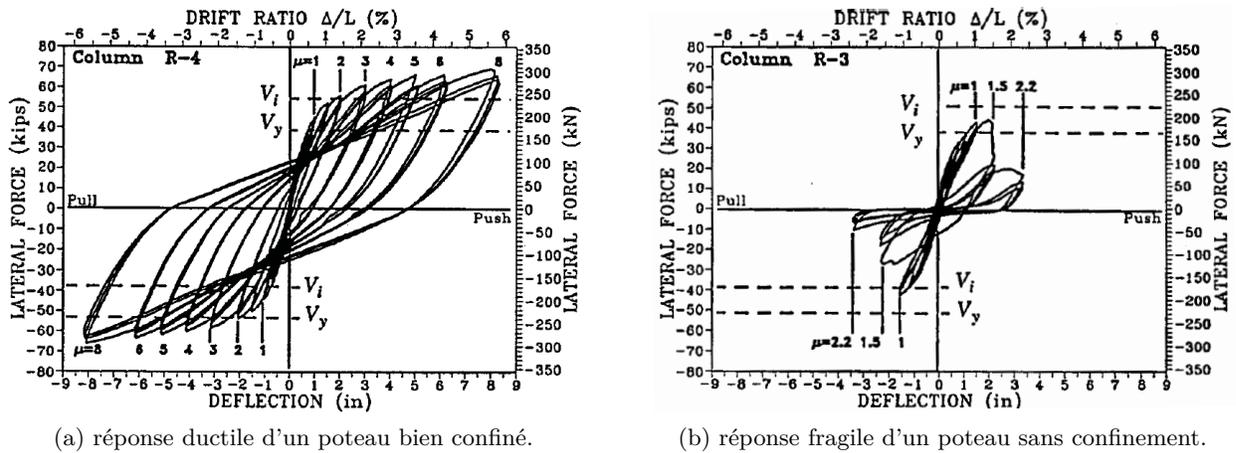


FIGURE 2.6 – Modes de réponse inélastique des poteaux (d'après Priestley et coll. [73]).

Le chevauchement des barres utilise l'adhérence d'ancrage au béton qui les entoure pour transmettre les efforts entre les barres d'armature. L'adhésion entre l'acier et le béton est de deux types : chimique et par frottement. Cependant, comme l'adhésion chimique peut affaiblir ou peut être dépassée par des petites contraintes, c'est l'adhésion par frottement qui joue un rôle plus représentatif. Donc, plus rugueuse est la surface d'une barre d'acier, plus elle apporte à son adhérence et par conséquent, les barres crénelées sont généralement utilisées.

En utilisant l'essai d'arrachement, la distribution de contraintes d'adhérence peut être connue (fig. 2.7). Néanmoins, on fait l'hypothèse pour effets de calcul d'une contrainte moyenne d'adhérence τ_u qui agit sur la surface de la barre.

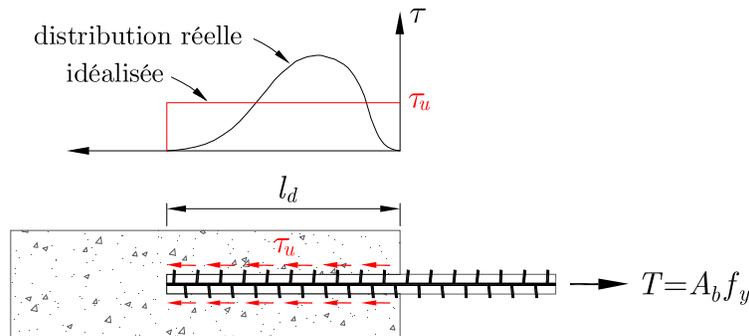


FIGURE 2.7 – Distribution de contrainte dans un essai d'arrachement.

La longueur minimum de la barre d'acier qui doit être noyée dans le béton pour développer l'efficacité totale de la barre (ou la plastifier) en traction est dénommée longueur d'ancrage en traction.

Cette longueur est influencée par le type de charge, le diamètre de la barre, l'état de sa surface et sa position, la présence d'autres barres d'acier adjacentes, la distance à la surface libre du béton ainsi que la résistance à la traction du béton, son confinement et sa densité. Aussi, la contrainte ultime d'adhérence τ_u est directement proportionnelle à la résistance à la traction du béton, et cette dernière est à la fois proportionnelle à $\sqrt{f'_c}$ et donc la longueur d'ancrage en traction devient inversement proportionnelle à $\sqrt{f'_c}$ [65].

Des observations expérimentales ont trouvé deux modes de rupture par adhérence : l'arrachement de la barre d'acier et la rupture par fendage. Régulièrement, le premier mode de rupture se

produit quand la barre d'acier est entourée d'un grand volume de béton (courante chez les barres d'acier avec un petit diamètre), tandis que le deuxième se produit quand l'enrobage, le confinement ou l'espacement des barres d'acier est insuffisant pour résister à la traction latérale dans le béton, conséquence du coincement de la barre d'acier lorsqu'elle se déforme [56].

Normalement dans le cas des piliers de ponts, la zone de chevauchement survient entre l'armature ancrée dans la fondation et celle du pilier. La figure 2.8 et le tableau 2.2 montrent l'évolution des exigences sur la zone de chevauchement de la norme canadienne de ponts avant 1988 jusqu'à 2006 qui est la norme en vigueur.

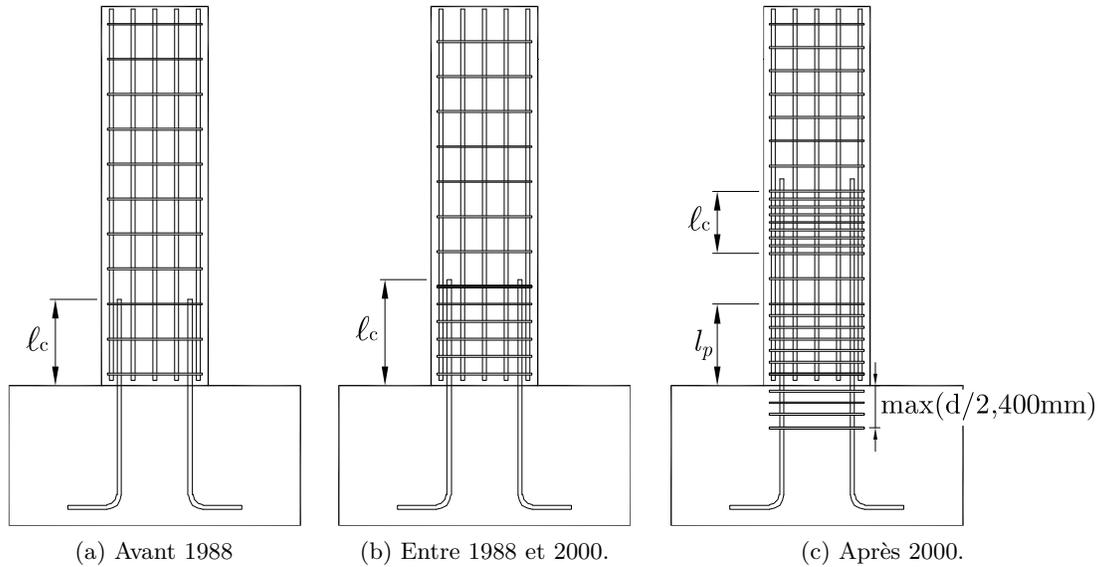


FIGURE 2.8 – Évolution de la zone de chevauchement de la norme CSA S6 au cours des années (d'après Vachon [90]).

TABLE 2.2 – Évolution des exigences de la norme CSA S6 sur la zone de chevauchement pour des piliers au cours des années (d'après Boucher-Proulx [12])

Année d'édition du code CSA S6	1966	1974	1978	1988	2000	2006
Articles concernés	8.6.3.3	8.4.3.1	8.3.3.2	8.3.9.2.1	4.7.4.1.6	4.7.4.2.7
Règles de chevauchement	Permis sur toute la hauteur				Situé dans la partie centrale [†]	
Longueur de chevauchement	Si $f_y = 300 \text{ MPa} \Rightarrow \ell_c \geq 24d_b$		$\ell_d = \frac{0.019A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$	$\ell_d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.019A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \\ 0.058d_b f_y \end{array} \right.$	$\ell_c \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 60d_b \\ 400 \text{ mm} \end{array} \right.$	
	Si $f_y = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \ell_c \geq 36d_b$		$\ell_c = 1.3\ell_d$	$\ell_c = \max \left\{ \begin{array}{l} 300 \text{ mm} \\ 1.3\ell_d \end{array} \right.$		

[†] ou zone où ne surviendront pas des rotules plastiques.

La figure 2.8 et le tableau 2.2 montrent que la norme des ponts du Canada, à partir de 2000, a interdit les chevauchements à l'interface fondation-poteau, puisque c'est la région potentielle où peut être développée la rotule plastique.

Si les barres sont chevauchées à l'interface fondation-poteau, la sollicitation d'adhérence devient critique. De plus, si le chevauchement n'est pas confiné par le renforcement transversal, la dégradation de la rigidité du poteau par l'action des cycles inélastiques est accélérée, même si le poteau est

pourvu d'une grande longueur de chevauchement. En revanche, si le chevauchement possède un bon confinement par le renforcement transversal, le poteau expérimente une réduction de la longueur de la rotule plastique en raison de la quantité d'acier qui est doublée à l'interface poteau-fondation. Par ailleurs, cette réduction de la longueur de rotule plastique est accompagnée d'une demande locale très élevée sur la courbure qui entraîne une rupture par ductilité précoce [73].

Toutefois, il est commun que les piliers de ponts construits avant ou aux alentours des années 70 aient un chevauchement à la base. Si la contrainte transmise par le chevauchement est plus petite que la contrainte de plastification, la section ne sera pas capable de développer une rotule plastique, provoquant une diminution de la capacité en flexion du pilier. Cependant, si la contrainte transmise par le chevauchement est la contrainte de plastification, la réponse cyclique du pilier peut être dégradée aux niveaux modérés de ductilité. Puisque les cycles sur le pilier mettent le chevauchement en traction et ensuite en compression, le béton qui entoure les barres chevauchées expérimente une réduction de ses résistances en traction et en compression, ce qui implique une réduction de la transmission des efforts au chevauchement à chaque cycle de renversement [73]. Cependant, si le renforcement transversal apporte un bon confinement au béton qui entoure le chevauchement à la base, le pilier peut être capable de développer sa capacité complète en flexion, mais la dégradation rapide de sa réponse ne peut pas être écartée [15].

2.3.8 Déplacement latéral total

À partir du déplacement latéral en tête de poteau, Priestley et coll. [73] ont montré que le déplacement latéral total Δ_u peut être divisé en une composante élastique Δ_y et une composante plastique Δ_p (éq. 2.5 et fig. 2.9).

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (2.5)$$

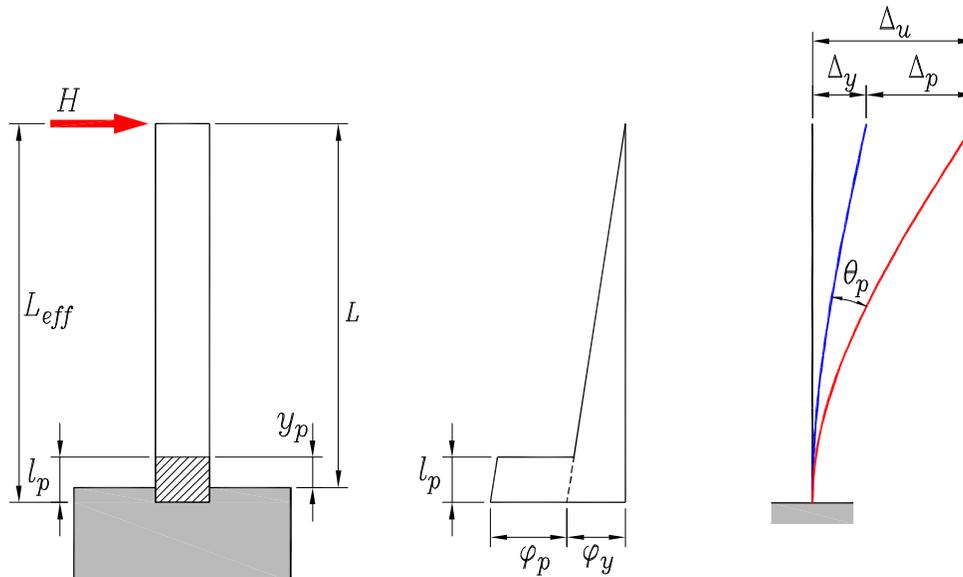


FIGURE 2.9 – Décomposition du déplacement latéral sous une charge ultime H en tête.

Déplacement élastique Δ_y

Le déplacement total élastique Δ_y est à la fois 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 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, à cause 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'idéalisée [65]. Par conséquent, pour un poteau en béton armé en porte-à-faux dont la valeur de la courbure à la plastification φ_y est connue, la valeur du déplacement dû à la flexion peut être trouvée d'après le théorème des moments d'aire suivant :

$$\Delta_f = \frac{1}{3}\varphi_y L_{eff}^2 \quad (2.6)$$

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. [73], $l_{yp} = 0,022d_b f_y$ 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 *continuos pile shaft column*) [73].

- *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 [61]. 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 fissurée 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 (2.7)), correspondant à chaque partie du poteau, comme définies ci-dessus. La quantification de chacune de ces composantes est présentée à la section 5.2.

$$\Delta_{sh} = \Delta_{sh_{élastique}} + \Delta_{sh_{fissuré}} + \Delta_{sh_{plastique}} \quad (2.7)$$

Certains auteurs ne considèrent pas les déformations de cisaillement plastique, étant donné qu'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 θ_{sl} qui n'est pas due aux déformations de flexion et qui augmente le déplacement total en tête du poteau (fig. 2.10). D'habitude pour les poteaux en béton armé, cette rotation se produit aux interfaces où le poteau est relié avec un autre élément structural, par exemple 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 longitudinal sous chargements faibles. De plus, le déplacement dû au glissement peut atteindre un ordre de grandeur similaire au déplacement dû à la flexion [3, 47, 81, 84], 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

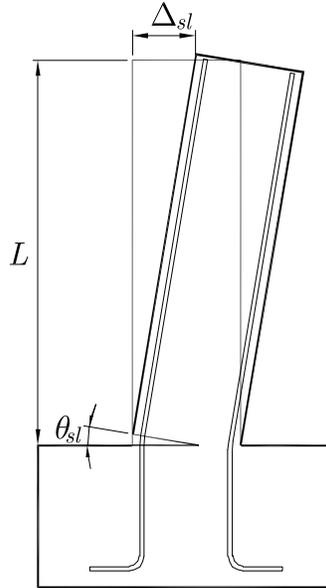


FIGURE 2.10 – Déplacement dû au glissement d'ancrage.

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 soumis à charges monotones ou cycliques. Alsiwat et Saatcioglu [3] ont fait une analyse détaillée du glissement des barres lorsqu'ils sont soumis aux charges monotones tandis que Eligehausen et coll. [28] et Ciampi et coll. [19] 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 (2.8)).

$$\Delta_{sl} = \theta_{sl}L \quad (2.8)$$

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 [47, 81, 84].

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

$$\Delta_y = \Delta_f + \Delta_{sh} + \Delta_{sl} \quad (2.9)$$

Déplacement plastique Δ_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 inélastiquement jusqu'à atteindre sa rupture. Ces déformations inélastiques de flexion donnent lieu à une rotation inélastique θ_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. 2.9). Cette rotation est calculée en multipliant la longueur de la rotule plastique l_p et de la courbure plastique φ_p , cette dernière étant à son tour définie par la différence entre la courbure ultime φ_u et la courbure à la plastification φ_y (équation (2.10)).

$$\theta_p = \varphi_p l_p = (\varphi_u - \varphi_y) l_p \quad (2.10)$$

Dans le cas d'un poteau en porte-à-faux, le déplacement plastique peut être trouvé selon l'équation 2.11 où est prise l'hypothèse que la rotation inélastique advient à la moitié de la hauteur de la longueur de la rotule plastique.

$$\Delta_p = \theta_p \left(L - \frac{l_p}{2} \right) = (\varphi_u - \varphi_y) l_p \left(L - \frac{l_p}{2} \right) \quad (2.11)$$

Le concept de rotule plastique a été introduit dans le but de simplifier la quantification de la composante du déplacement plastique Δ_p d'une membrure en béton armé. Les équations 2.10 et 2.11 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 (φ_u), la courbure à la plastification (φ_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 comportant 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 2.3 résume certaines de ces équations.

TABLE 2.3 – 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 (1983)	$l_p = l_{py} + 0,06L$ 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 8 (2005)	$l_p = 0,1L + 0,015d_b f_y$
Bae (2005)	$l_p = \left[0,3 \left(\frac{P}{P_o} \right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) - 0,1 \right] L + 0,25h \geq 0,25h$
Berry et coll. (2008)	$l_p = 0,05L + 0,1 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

L est la longueur du poteau et h est la hauteur de la section. Pour les sections circulaires, la hauteur de la section est changée pour le diamètre D

2.4 PHILOSOPHIES ET MÉTHODOLOGIES POUR LA CONCEPTION SISMIQUE DES PONTS

Durant les années 70, la méthode basée sur la force a été développée et intégrée dans les normes et les réglementations pour la conception parasismique des ponts et des bâtiments. Cette méthode était considérée comme la méthode rationnelle à l'époque en comparaison aux méthodologies précédentes et elle est encore un des outils fondamentaux pour la conception parasismique des structures de nos jours. La méthode basée sur la force part du fait connu que les structures bien conçues sont

ductiles et donc qu'elles peuvent être dimensionnées pour un niveau de chargement inférieur aux forces élastiques, ce qui implique certes des dommages lors d'un séisme, mais pas nécessairement l'effondrement de la structure.

L'objectif principal de la méthode réside dans l'utilisation des facteurs de réduction de la force R qui simplifient le processus d'analyse de façon à ce que les méthodes d'analyse élastiques puissent être appliquées pour prédire la demande inélastique de la structure pour les charges de dimensionnement. Ces facteurs permettent de déterminer les besoins en ductilité d'une structure et ils proviennent de la réponse simplifiée d'une structure selon les critères d'égalité des déplacements maximums ou des énergies potentielles maximums (fig. 2.11).

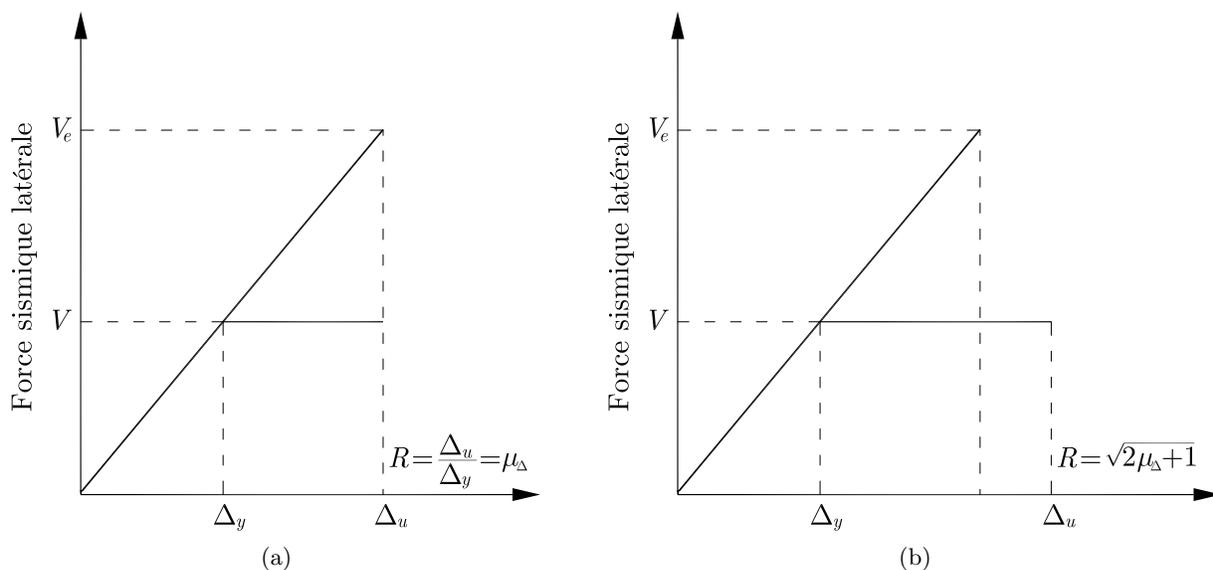


FIGURE 2.11 – Réponse simplifiée d'une structure à comportement élastique et élastoplastique selon : (a) critère d'égalité des déplacements maximums ; (b) critère d'égalité des énergies potentielles maximums (d'après Paultre [65]).

La méthode basée sur la force est appliquée normalement en prenant en compte le principe du dimensionnement à la capacité. Ce principe consiste à choisir un ou des systèmes dissipatifs appropriés pour la structure et à s'assurer que toutes les autres composantes structurales demeurent élastiques, en excluant tout type de rupture fragile [65]. Priestley et coll. [72] expliquent que la méthode basée sur la force permet de concevoir des structures sécuritaires lorsqu'elle est combinée au principe du dimensionnement à la capacité et à une attention particulière aux détails des composantes structurales du système dissipatif. Néanmoins, les mêmes auteurs affirment que le degré de protection contre l'endommagement pour un séisme d'une intensité donnée n'est pas très uniforme d'une structure à l'autre. La méthode basée sur la force possède également les limitations suivantes [49, 72] :

- les facteurs de réduction de la force sont indépendants de la période de la structure ainsi que des caractéristiques du séisme ;
- le même facteur de réduction de la force ne peut pas être considéré pour différents systèmes structuraux ou matériaux, car un facteur de réponse global ne peut pas représenter la distribution progressive des non-linéarités entre différents systèmes structuraux ;
- la méthode distribue les forces entre les éléments selon leur rigidité initiale, ce qui est illogique pour plusieurs structures, puisqu'il n'est pas possible de garantir que les différentes composantes structurales d'une structure plastifient en même temps.

Avant le séisme de Loma Prieta (1989), il était courant de concevoir des ponts en utilisant la méthode basée sur la force et la philosophie de non-effondrement pour un seul niveau sismique. Cette philosophie cherche à prévenir l'effondrement d'un pont pendant des tremblements de terre sévères qui ont une probabilité d'occurrence très basse durant la vie utile du pont. Les charges sismiques étaient déterminées selon un ensemble des conditions du sol et un spectre de réponse d'accélération standard. À la suite de ce séisme, la méthode basée sur les déplacements a été introduite [16].

Les méthodes de conception sismique utilisées généralement avec la philosophie de non-effondrement sont la méthode basée sur la force et la méthode basée sur les déplacements. Cette dernière méthode, plus récente, se concentre sur la capacité de déformation du système plutôt que sur le choix d'une résistance précise de la plastification ou de l'énergie dissipée par les éléments. Ce processus de dimensionnement suit toujours le principe du dimensionnement à la capacité dans les endroits où l'endommagement survient. Ces endroits sont détaillés pour obtenir les déplacements adéquats ou la capacité en ductilité nécessaire, et ensuite, cette capacité est directement vérifiée [49].

La méthode basée sur les déplacements lie les déformations unitaires avec les rotations, les rotations avec les courbures et finalement les courbures avec les déplacements du système. Autrement dit, cette méthode permet de lier les déformations locales et globales à l'endommagement tel que démontre la figure 2.12 pour un poteau en béton armé en porte-à-faux lorsqu'il est soumis à une charge latérale. Un avantage qui ressort de l'utilisation de cette méthode est qu'elle permet d'établir les limites de déformations et de déplacements (états limites) pour une structure (fig. 2.12). Pour cette dernière raison, la méthode basée sur les déplacements est la méthode appropriée pour mettre en application le dimensionnement basé sur la performance.

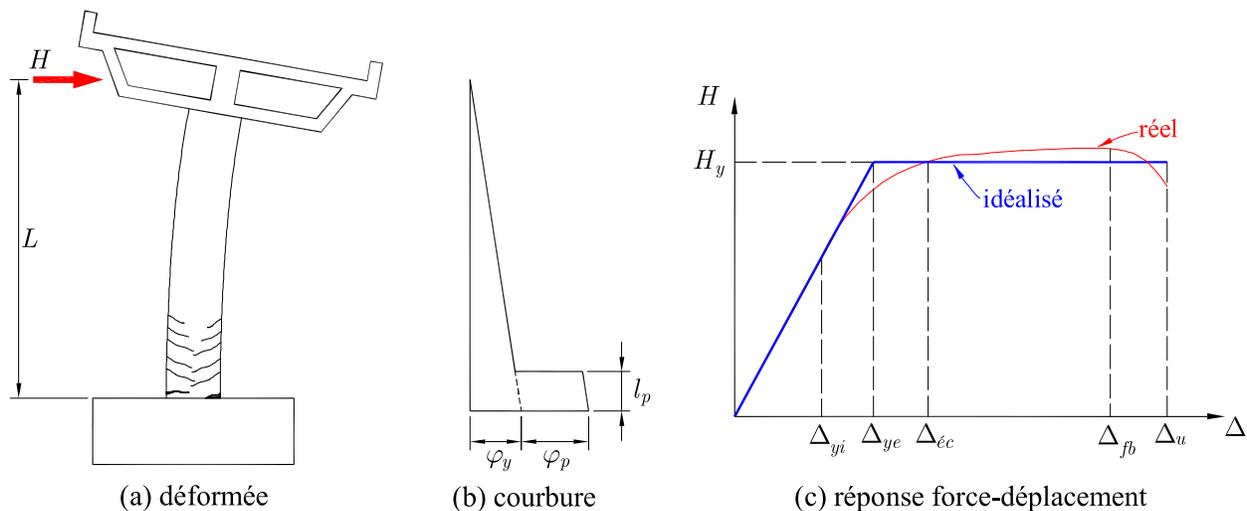


FIGURE 2.12 – Déformations et états limites d'un poteau en porte-à-faux (d'après Marsh [49]).

Un des développements les plus importants dans la conception parasismique a été l'introduction du dimensionnement basé sur la performance (DBP). Ce récent concept renforce les avantages de la conception aux états limites. Il consiste à fixer, dès la conception de la structure, un niveau de performance souhaité pour une intensité sismique donnée. Le DBP peut être défini comme une approche rationnelle pour le dimensionnement parasismique des structures où l'approche tente de prédire la réponse de la structure en utilisant des concepts de base reliés aux propriétés des matériaux et aux paramètres de l'aléa sismique. Le cadre global du DBP est illustré graphiquement à la figure 2.13.

De façon globale, durant plusieurs années, différents cadres conceptuels pour le DBP ont été développés par des comités d'experts. En effet, aux États-Unis, de nombreux comités comme le SEAOC Vision 2000 [68], l'agence FEMA (Federal Emergency Management Agency, rapport FEMA

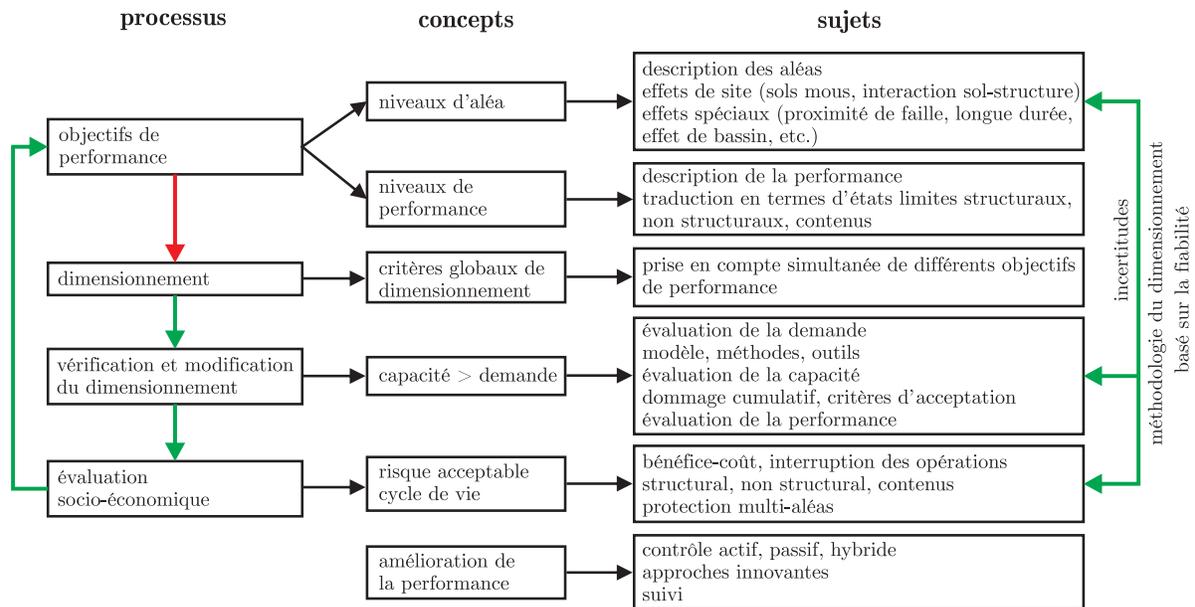


FIGURE 2.13 – Cadre global du dimensionnement basé sur la performance (DBP) [41].

273-274 [29]) et l'ATC (Applied Technology Council, rapport ATC-40 [20]) ont proposé des procédures rationnelles du DBP. Cependant, la prédiction de la réponse d'une structure diffère d'un comité à l'autre.

Par ailleurs, les processus de prédiction des niveaux de performance sont différents suivant les comités Vision 2000, FEMA 273-274 et ATC-40. Par exemple, la définition des niveaux de performance est donnée par rapport à la vision de chaque comité. Ainsi, les procédures à suivre pour les déterminer dépendent de la méthode choisie.

Toutefois, les concepts demeurent les mêmes, donc les niveaux de performance sont essentiellement équivalents. Généralement, les niveaux de performance sont définis par rapport à l'évolution de l'endommagement du début jusqu'à l'effondrement imminent de la structure et sont :

- **Opérationnel** : Les éléments structuraux présentent peu ou aucun dommage et les éléments non structuraux ont peut-être des dommages mineurs. Ainsi, la structure peut être occupée ou utilisée immédiatement après le tremblement de terre et est capable de résister aux éventuelles répliques sismiques. La structure demeure opérationnelle en cas de réparations.
- **Occupation immédiate** : Il ressemble au niveau opérationnel sauf que les éléments non structuraux mécaniques peuvent ne pas fonctionner. Les éléments structuraux présentent peu ou aucun dommage. La structure est capable de résister aux éventuelles répliques sismiques. La sécurité de la structure est suffisante pour assurer la sécurité de ses usagers et l'endommagement est réparable.
- **Sauvegarde de la vie humaine** : Les éléments structuraux peuvent présenter des dommages comme des pertes dans leur rigidité ou leur résistance, mais ils garantissent encore la sécurité des usagers. La structure peut être réparable, cependant le coût est habituellement très élevé.
- **Prévention de l'effondrement** : La structure ne résiste qu'à son propre poids, elle n'est pas capable de résister aux éventuelles répliques sismiques et il n'est pas possible de la réparer. Le risque pour les usagers est très élevé, les dommages structuraux sont sévères et le risque d'effondrement est accru.

Les niveaux de performances sont définis en associant, à chaque niveau d'endommagement, un état limite. Un état limite peut être défini comme une condition au-delà de laquelle la structure ou certaines de ses composantes cessent de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue.

Selon le FIB 2003 [30], les états limites peuvent être divisés en deux : les composantes structurales individuelles et l'ensemble de la structure.

2.4.1 Les composantes structurales individuelles

- **Fissuration du béton** : La présence de fissures légères correspond au niveau de performance opérationnelle et d'occupation immédiate [30]. La fissuration devient importante quand elle est liée à la perte de rigidité d'un élément, ce qui veut donc dire que les fissures résiduelles à la suite d'un tremblement de terre méritent une attention particulière.
- **Début de la plastification des barres d'acier** : Ce phénomène sert à dissocier les niveaux de performance opérationnelle et d'occupation immédiate en soulignant deux situations particulières, c'est-à-dire le point où la limite élastique des barres d'armature longitudinale est atteinte et le ou les points où les actions inélastiques dues à l'endommagement auront débuté.
- **Éclatement et fragmentation de l'enrobage** : L'éclatement sert à dissocier les niveaux de performance d'occupation immédiate et de sauvegarde de la vie humaine. Ce phénomène peut se propager jusqu'au cœur de la section si la quantité d'armatures transversales est faible. Aussi, l'éclatement du béton est associé à une perte significative de la résistance de la section, raison pour laquelle ce phénomène est limité au minimum dans les composantes structurales qui font partie du système de résistance au séisme.
- **Flambage et rupture de l'acier longitudinal** : Le flambage de l'acier est associé au niveau de performance de sauvegarde de la vie humaine. Ce phénomène est indésirable dans les composantes structurales qui font partie du système de résistance au séisme puisqu'il conduit à la perte de résistance à la compression de la section et génère la rupture des armatures transversale et longitudinale de la section [30].
- **Perte de résistance de l'ancrage ou du chevauchement** : Elle est aussi associée au niveau de performance de sauvegarde de la vie humaine. C'est aussi un phénomène indésirable dans les composantes structurales faisant partie du système de résistance au séisme. Le chevauchement mène à un mode de rupture associé à des pertes soudaines de capacité des éléments.
- **Perte de la capacité portante des charges de gravité** : L'élément qui présente cet état a perdu la résistance aux forces latérales et n'est plus capable de supporter son propre poids relativement aux charges de gravité. Aussi, il peut conduire à des effondrements au niveau local ou au niveau de la structure. Généralement, c'est un état indésirable dans les niveaux de performance. Par ailleurs, s'il n'y a aucun risque d'effondrement ; les réparations peuvent être considérables.

2.4.2 La structure au complet

- **Le taux de déplacement latéral inter étage (TDIE)** : Il devient avantageux d'utiliser le taux de déplacement global [30]. Il est possible d'associer à chaque niveau de performance une valeur de TDIE.
- **Le taux résiduel latéral inter étage** : Il est associé au niveau de performance de sauvegarde de la vie humaine. Il commence quand la limite élastique dans la structure est atteinte. Le taux résiduel augmente avec la demande en ductilité. Un taux résiduel de l'ordre de 1% peut rendre la structure inhabitable ou non utilisable et les coûts des réparations peuvent devenir prohibitifs [30].
- **La dégradation de la résistance du système** : Elle est associée au niveau de performance de prévention de l'effondrement. Elle peut représenter, de façon indirecte, une mesure de la stabilité structurale du système. Une dégradation de la résistance latérale peut occasionner une instabilité dynamique de la structure.

- **La stabilité structurale à l'effondrement** : Elle est associée au niveau de performance de prévention de l'effondrement. Selon la FIB 2003 [30] deux formes d'effondrement peuvent être considérées : l'incapacité de supporter des charges gravitationnelles et l'instabilité associée aux déplacements latéraux inter étages excessifs dus aux effets $P - \Delta$. Cette dernière forme d'effondrement demande que la structure ait des éléments ductiles.

Comme on peut voir, les états limites sont le lien physique entre l'endommagement et les niveaux de performance. Cependant, leur quantification précise demeure un point d'interrogation. Une discussion sur des travaux de recherches en relation aux états limites qualitatifs de même que quantitatifs est faite à la section 2.6.

Afin de mieux comprendre, la figure 2.14 illustre de manière simplifiée un DBP pour les ponts. Cette figure présente une courbe de comportement obtenu à partir d'une analyse de poussée progressive (en anglais *pushover analysis*) et une procédure statique non linéaire comparant le cisaillement à la base au déplacement pour un pont. Ce graphique représente la juxtaposition des états d'endommagement du pont, les niveaux de performance, les coûts de réparation des dommages par rapport au coût de remplacement, les accidents potentiels pour le pont et une estimation du temps d'arrêt du pont. Cette figure résume, clairement ce que le DBP tente de fournir pour la conception parasismique, et comme le présentent Marsh et coll. [49], si cette figure était combinée avec le séisme du site, tout le processus du DPB aurait été décrit.

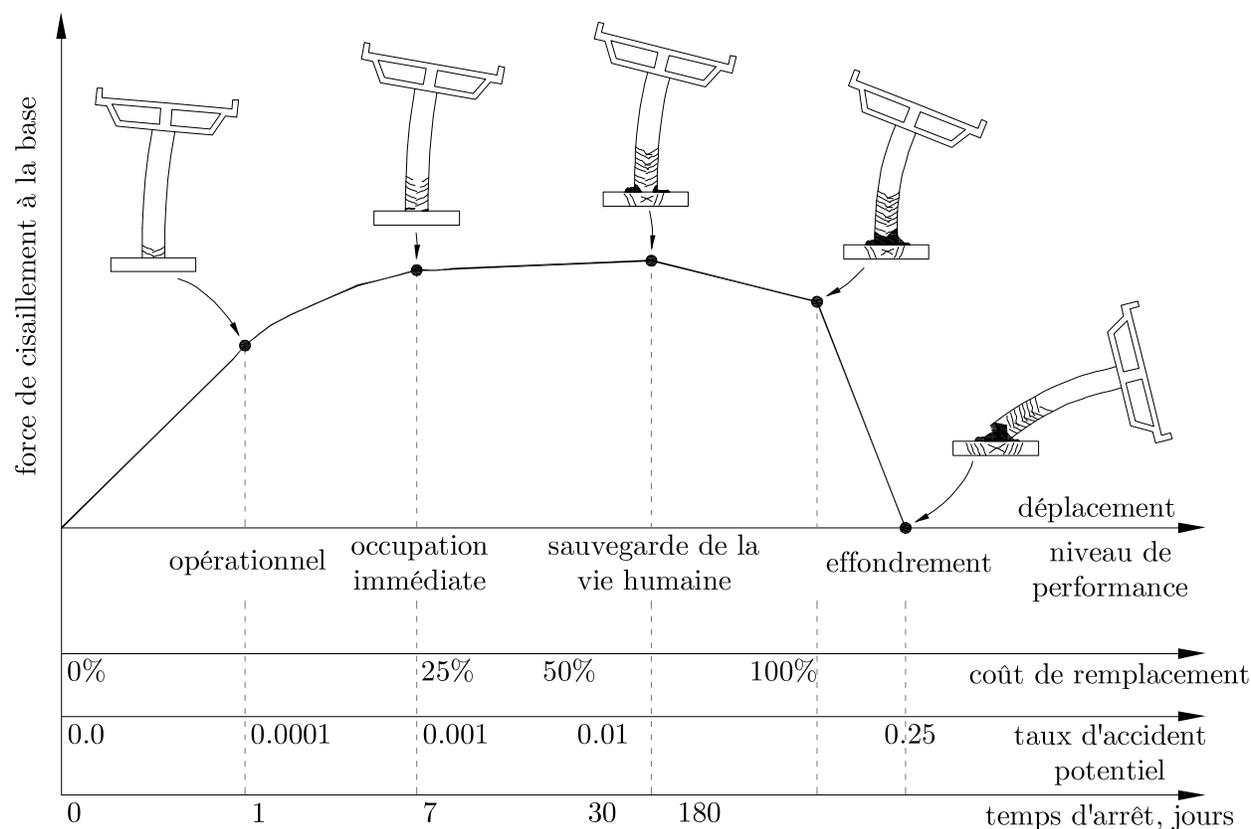


FIGURE 2.14 – Illustration du processus de DBP sismique (d'après Marsh [49]).

2.5 NORMES POUR LA CONCEPTION PARASISMIQUE DES PONTS EN AMÉRIQUE DU NORD

2.5.1 Code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6-06 [7]

Les changements majeurs pour arriver à ce code ont été introduits entre les versions S6-88 [4] et S6-00 [5] où la classification des ouvrages a été faite en fonction de l'importance stratégique et de la sismicité du site. En outre, l'influence des méthodes d'analyse (statique, dynamique spectrale et temporelle) et du comportement ductile de la structure ont aussi été pris en compte. De nouvelles recommandations et améliorations sur les fondations, l'isolation, l'évaluation et la réhabilitation ont été introduites.

Ce code s'applique à la conception, à l'évaluation et à la réfection des structures de ponts routiers fixes et mobiles au Canada. La section 4 de ce code établit les processus de dimensionnement des ponts avec l'objectif de minimiser leur vulnérabilité par rapport aux tremblements de terre. Les ponts qui sont dimensionnés suivant la section 4 peuvent subir des dommages, mais ne devraient avoir qu'une faible probabilité d'effondrement pendant un séisme.

Les principes suivants ont été utilisés pour le développement de la section 4 :

- Pour les tremblements de terre de magnitude faible à modéré, les composantes structurelles doivent résister et rester dans le domaine élastique.
- L'exposition aux tremblements de terre de grande magnitude ne devrait pas causer l'effondrement du pont.

Ce code classe les ponts en trois catégories d'importance. Chacune est basée sur des critères socio-économiques de sécurité et de défense. La classification d'un pont doit prendre en compte l'évolution possible des conditions et des exigences :

- **ponts de secours** : ils font généralement partie de routes qui doivent demeurer ouvertes à la circulation après le séisme de calcul. Ils doivent également être accessibles aux véhicules d'urgence et être opérationnels afin de garantir la sécurité et la défense immédiatement après un séisme important ; par exemple, une période de récurrence de 1000 ans.
- **ponts d'urgence** : ils font généralement partie de routes qui devraient au moins rester accessibles aux véhicules d'urgence et être opérationnels afin de garantir la sécurité et la défense immédiatement après le séisme de calcul.
- **autres ponts** : ces ponts ne répondent à aucune des descriptions énoncées ci-dessus.

La procédure est basée sur un seul niveau sismique, le séisme de conception ayant une période de retour de 475 ans. Cependant, les objectifs de performance incluent le comportement pour séismes faibles à modérés et pour un grand séisme (période de retour de 1000 ans). Le tableau 2.4 décrit les exigences de performance du code.

TABLE 2.4 – Objectifs et critères de performance du code canadien sur le calcul des ponts routiers [7]

Période de récurrence	Ponts		
	Pont de secours	Pont d'urgence	Autres
Séisme faible à modéré	Circulation immédiate pour tous les véhicules	Circulation immédiate pour tous les véhicules	Circulation immédiate pour tous les véhicules
Séisme de calcul (période de récurrence de 475 ans)	Circulation immédiate pour tous les véhicules	Circulation immédiate pour les véhicules d'urgence	Dommages réparables
Séisme rare (période de récurrence de 1000 ans)	Circulation immédiate pour les véhicules d'urgence	Dommages réparables	Pas d'effondrement

La relation entre ces objectifs de performance et les niveaux de séismes de conception peuvent être représentés sur une matrice (fig. 2.15).

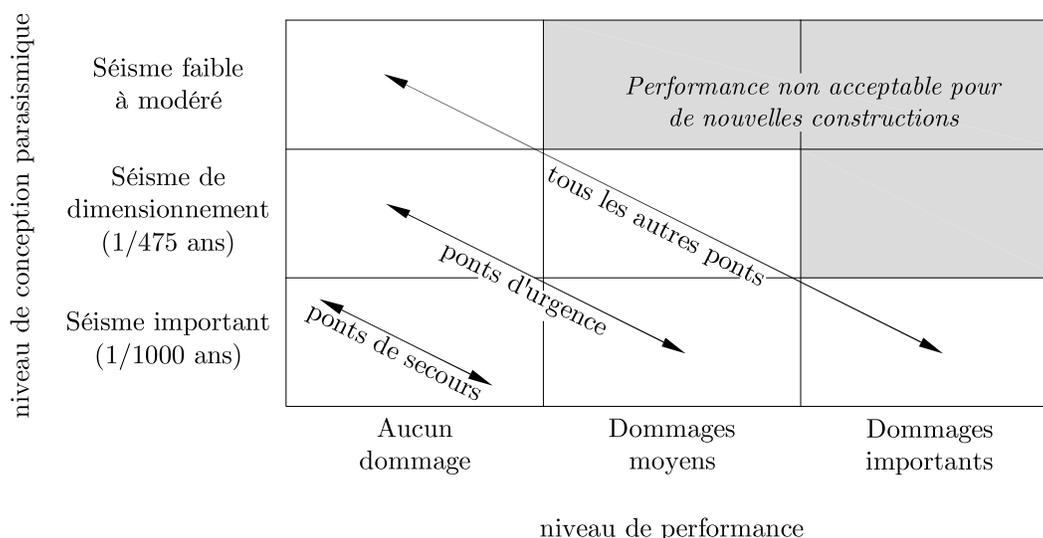


FIGURE 2.15 – Matrice de performance de la norme canadienne sur le calcul des ponts routiers [7].

Le code définit deux types de dommage : les dommages moyens et les dommages importants. Les dommages moyens sont ceux qui ne provoquent pas l'effondrement de la structure. Ils peuvent être entièrement réparés sans occasionner sa fermeture totale. Les dommages importants sont ceux qui ne provoquent pas l'effondrement du pont, mais dont les réparations peuvent nécessiter des semaines ou des mois.

Les zones d'aléa sismique sont basées sur une analyse statistique des historiques des enregistrements sismiques selon le Code national du bâtiment du Canada (CNBC 1995 [21]). Les zones de performance sismique montrées dans le tableau 2.5 reflètent la variation du risque sismique à travers le pays tout en étant basées sur le rapport d'accélération de la zone.

TABLE 2.5 – Zone de rendement sismique définie par CAN/CSA-S6-06

Accélération horizontale maximale (AHM), g, ayant une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans	Rapport d'accélération de la zone A	Zone de rendement sismique	
		Ponts secours	Ponts d'urgence et autres ponts
$0,00 \leq \text{AHM} \leq 0,04$	0,00	2	1
$0,04 \leq \text{AHM} \leq 0,08$	0,05	2	1
$0,08 \leq \text{AHM} \leq 0,11$	0,10	3	2
$0,11 \leq \text{AHM} \leq 0,16$	0,15	3	2
$0,16 \leq \text{AHM} \leq 0,23$	0,20	3	3
$0,23 \leq \text{AHM} \leq 0,32$	0,30	4	4
0,32 et plus	0,04	4	4

2.5.2 AASHTO

Aux États-Unis, chaque État a ses normes pour la conception et la construction des ponts. Cependant, en ce qui concerne la conception des autoroutes, l'*American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) regroupe tous les ministères des Transports de chaque État. Cet organisme normalise les spécifications, les protocoles d'essai et les directives qui sont utilisés dans la conception et la construction des routes.

Cet organisme permet deux méthodes pour la conception sismique des ponts : la méthode basée sur la force et la méthode basée sur les déplacements. La première méthode était incorporée pour la première fois en 1983 à la suite des recommandations du rapport ATC-6 [9] produit par l'*Applied Technology Council* et demeure en vigueur dans l'*AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (AASHTO 2012 [2]). Bien que cette dernière méthode ait eu des améliorations au cours des dernières années, elle reste essentiellement sans changements significatifs en comparaison au rapport ATC-6. La deuxième méthode est le fondement de l'*AASHTO Guide Specifications for Seismic Bridge Design* (AASHTO 2011 [1]). La procédure pour les deux méthodes est basée sur un seul niveau sismique, avec une période de retour de 1000 ans.

L'objectif de ces prescriptions (AASHTO 2011 [1] et 2012 [2]) est de dimensionner les ponts qui peuvent résister aux séismes de basse intensité sans avoir de dommages significatifs et les séismes de plus grande intensité sans avoir d'effondrements. Cependant, la différence entre les deux normes par rapport aux objectifs de performance réside dans le fait que l'*AASHTO LRFD* (AASHTO 2012 [2]) s'adresse à la conception des ponts plus importants tandis que l'*AASHTO Guide Specifications for Seismic Bridge Design* (AASHTO 2011 [1]) s'adresse à la conception des ponts courants ou plus conventionnels.

De la même manière que la norme canadienne, l'*AASHTO LRFD* classe les ponts en trois catégories d'importance : les essentiels, les critiques et les autres. Les essentiels doivent rester ouverts aux véhicules d'urgence après un séisme d'une période de récurrence de 1000 ans ; les critiques doivent rester ouverts à tous les véhicules après le séisme de dimensionnement et pour les véhicules d'urgence après un séisme d'une période de récurrence de 2500 ans ; et les autres qui ne répondent à aucune des descriptions énoncées.

Ces méthodes sont considérées comme homologues au niveau de la pertinence et ils peuvent être choisis librement pour le dimensionnement.

2.6 ÉTATS LIMITES

Comme on a vu à la section 2.4, après l'apparition de la philosophie du dimensionnement basé sur la performance, le besoin de mieux comprendre et de connaître les états limites a accru, car ce sont ceux-là mêmes qui permettent de faire la liaison entre l'endommagement et les objectifs de performance et par la suite, de rendre applicable cette philosophie. Généralement, l'endommagement a une phénoménologie (c.-à-d. qu'il apparaît dans un ordre séquentiel), raison pour laquelle les états limites sont établis avec une chronologie homologue et puis séparés dans au moins deux niveaux. Les états limites peuvent être définis de trois façons différentes : états limites par observation, états limites de fonctionnalité ou qualitatifs et états limites analytiques ou quantitatifs [87].

Le développement du DBP sismique a mené aux méthodologies et procédés déterministes de même que probabilistes. Par exemple, la méthode basée sur les déplacements (décrite à la section 2.4) est un procédé déterministe, tandis que l'analyse de fragilité ou les courbes de fragilité font partie des procédés probabilistes. Néanmoins, encore une fois, ce sont les états limites qui forment la base rendant applicable n'importe lequel des deux procédés.

Cette section du document présente un aperçu des différents travaux en lien avec les états limites qualitatifs ainsi que quantitatifs des piliers de ponts en béton armé.

2.6.1 États limites qualitatifs

Les états limites qualitatifs sont ceux définis de façon observationnelle et descriptive. Ils peuvent être déterminés lors des évaluations d'endommagements après un événement sismique ou lors des recherches grâce aux essais expérimentaux. En effet, les tremblements majeurs du passé ont été la source fondamentale de l'information que nous possédons aujourd'hui.

Par exemple, Basoz et coll. [10] ont présenté une description détaillée des états d'observation d'endommagement qualitatifs et ces définitions sont basées sur les observations de dommages causés par des tremblements de terre au Japon et en Californie.

Les projets HAZUS 1997 [54] - 2003 [33] et FIB CEB-FIP Bulletin 39 2007 [31] ont présenté des états limites qui sont basés sur des observations. Les états limites contenus dans ces deux rapports ont servi de point de départ à de nombreuses études afin de décrire les états limites de façon qualitative. Plus spécifiquement, le HAZUS 2003 [33] a défini cinq états d'endommagement pour les ponts : aucun, léger, modéré, important et complet. Ils ont été décrits en fonction du glissement des barres d'acier, du déplacement et de la ductilité. Des courbes de fragilité ont été développées afin d'exprimer la probabilité d'occurrence des états d'endommagement pour des états limites donnés. Ce rapport précise les correspondances entre les courbes de fragilité et les définitions des états limites.

Un autre bon exemple des états limites qualitatifs est ceux proposés par Hose et Seible [35]. Ces états limites ont été amplement utilisés lors de recherches à l'université de Californie. En effet, le catalogue pour l'inspection visuelle et l'évaluation de la capacité sismique des composantes endommagées de ponts en béton armé les a employés. Ce catalogue a été fait en 2006 par cette université en collaboration avec le ministère des Transports de la Californie (Caltrans) [92]. Il a pour objectif de faciliter l'inspection et l'évaluation de la capacité post-séisme des ponts en béton armé.

Les tableaux 2.6 et 2.7 montrent les états limites définis par Basoz et coll. [10] et le catalogue pour l'inspection visuelle et l'évaluation de capacité sismique des composantes endommagées de ponts en béton armé [92], respectivement.

En comparant ces deux tableaux (tableau 2.6 et 2.7), on peut constater les différences et similitudes entre les auteurs pour définir les états limites. Les descriptions peuvent dénoter un certain degré de subjectivité, néanmoins, les différences ne sont pas très significatives, car les concepts pour les définir demeurent les mêmes ou essentiellement équivalents. Cette comparaison peut être répandue en regardant différentes définitions des états limites qui se trouvent dans la littérature actuelle.

2.6.2 États limites quantitatifs

Les états limites quantitatifs sont ceux corrélés aux états limites qualitatifs par une réponse de déformation définissable, par exemple des déformations, des courbures, des rotations ou des paramètres typiques de demande d'ingénierie (en anglais *engineering demand parameters (EDP)*). Ces valeurs sont obtenues par des expériences de laboratoire ou des modélisations numériques sur des composants de ponts, d'assemblages ou de sous-assemblages, et de systèmes.

Dutta et Mander [26] ont développé les états limites pour des piliers de ponts en utilisant le taux de déplacement relatif comme le paramètre quantitatif. Ces états limites ont été développés pour prendre en compte un facteur d'évolution de l'endommagement utilisé pour définir la capacité des colonnes. Les limites ont été définies en fonction du taux de déplacement relatif pour la conception non sismique et sismique des colonnes. Le tableau 2.8 résume ces résultats.

Hwang et coll. [37] ont déterminé l'endommagement d'un pilier en utilisant un taux de ductilité. Ce taux de ductilité est obtenu en liant le déplacement relatif en tête du pilier, obtenu par l'analyse de la réponse du pont, au déplacement relatif de l'armature verticale à sa base au moment de la première plastification. Le tableau 2.9 présente quatre niveaux d'endommagement qui ont été quantifiés en termes de taux de plastification.

TABLE 2.6 – Définition des états d’endommagements observationnels (d’après Basoz et coll. [10])

État d’endommagement		Description
0	Aucun	Aucun dommage sur la structure
1	Mineur	(i) Fissures fines
		(ii) Fissures en bas et en haut du poteau entre 1,4 mm à 1,6 mm et un éclatement mineur
		(iii) Éclatement des faces du poteau, éclatement des évases du poteau (rapport de la hauteur de l’évase/longueur du poteau < 1/3 ou renforcement inadéquat)
		(iv) Fissures dans la connexion du poteau à la poutre de chevêtre
2	Modéré	(i) Fissures de cisaillement
		(ii) Éclatement des évases du poteau (rapport de la hauteur de l’évase / longueur du poteau < 1/3 ou renforcement inadéquat)
		(iii) Défaillance en flexion (développement de la rotule plastique, flambement du renforcement longitudinal sur une longueur d’un diamètre de colonne)
		(iv) Fissures exposant le noyau du béton
3	Sévère	(i) Défaillance par cisaillement
		(ii) Défaillance par flexion (sans le développement de la rotule plastique dû au confinement inadéquat, lié à la rupture de l’acier ou aux soudures, ancrage ou chevauchement de l’acier longitudinal insuffisant)
		(iii) Arrachement vertical du renforcement longitudinal
		(iv) Déplacement du sol à la base du poteau
		(v) Inclinaison de la sous-structure due à la défaillance de la fondation
4	Collapse	Collapse de la colonne.

TABLE 2.7 – Définition des états d’endommagements (adapté de Hose et Seible [35])

Niveau d’endommagement	Classification de l’endommagement	Description
I	Aucun	(i) Début des fissures minces
II	Mineur	(i) Élargissement des fissures
		(ii) Première plastification théorique de l’acier longitudinal
III	Modéré	(i) Initiation des déformations inélastiques
		(ii) Début de l’éclatement du béton
		(iii) Développement de fissures diagonales
IV	Sévère	(i) Développement des fissures épaisses
		(ii) Prolongation de l’éclatement du béton
V	Défaillance locale / Collapse	(i) Flambement du renforcement principal
		(ii) Rupture du renforcement transversal
		(iii) Écrasement du noyau de béton

D’autres études sur les risques sismiques ont utilisé la ductilité du pilier comme premier paramètre d’évaluation des dommages primaires. Un projet développé au Département de génie civil et environnemental du Georgia Institute of Technology a défini les états de dommages en fonction du taux de plastification. Ces projets sont basés sur les recommandations des études faites auparavant, sur des résultats expérimentaux et sur des descriptions des dommages du projet HAZUS [33, 54]. Le tableau 2.10 présente les états des différents dommages utilisés par chaque auteur.

TABLE 2.8 – États limites, selon Dutta et Mander [26]

État d'endommagement	Non conçu sismiquement	Conçu sismiquement
1. Première plastification	θ_y	θ_y
2. Fissuration et éclatement de l'enrobage	0,008	0,010
3. Perte de la résistance au niveau de l'ancrage	0,010	0,025
4. Début de l'effondrement	0,020	0,050
5. Effondrement	0,050	0,075

TABLE 2.9 – États limites selon Hwang et coll. [37]

État d'endommagement	Ductilité en déplacement	Valeur moyenne
Léger	μ_{cy1}	1,00
Modéré	μ_{cy}	1,20
Important	μ_{c2}	1,76
Complet	$\mu_{c_{max}}$	4,76

TABLE 2.10 – États limites utilisés par le Georgia Institute of Technology (d'après Tavares et coll. [87])

État d'endommagement	Choi [17]	Choi et coll. [18]	Nielson [55]	Padgett [59]
Type	Ductilité en déplacement	Ductilité en courbure	Ductilité en courbure	Ductilité en courbure
Léger	$1,0 < \mu < 1,2$	$1,0 < \mu_\varphi < 2,0$	$1,0 < \mu_\varphi < 1,58$	$1,29 < \mu_\varphi < 2,10$
Modéré	$1,2 < \mu < 1,76$	$2,0 < \mu_\varphi < 4,0$	$1,58 < \mu_\varphi < 3,22$	$2,10 < \mu_\varphi < 3,52$
Important	$1,76 < \mu < 4,76$	$4,0 < \mu_\varphi < 7,0$	$3,22 < \mu_\varphi < 6,84$	$3,52 < \mu_\varphi < 5,24$
Complet	$4,76 < \mu$	$7,0 < \mu_\varphi$	$6,84 < \mu_\varphi$	$5,24 < \mu_\varphi$

Tavares et coll. [88] ont déterminé les états limites pour un pilier du pont Chemin des Dalles sur l'autoroute 55 situé à Trois-Rivières, en se basant sur les références trouvées dans la littérature, l'analyse sectionnelle et la mécanique de l'endommagement. Les états d'endommagement ont été obtenus à l'aide d'un programme d'éléments finis qui prend en compte la mécanique de l'endommagement, EFiCoS [42]. Ce logiciel est capable de prédire, d'évaluer et de localiser les dommages d'un élément. Il a été utilisé pour sa capacité à présenter des résultats tels que la fissuration et l'éclatement du béton, la plastification de l'acier, le flambement des barres d'armature ou la rupture de l'armature.

Le tableau 2.11 montre la relation entre l'endommagement du béton et l'acier par rapport à la courbe force. Étant donné que la section du pilier présente une asymétrie due à la distribution des barres d'acier longitudinales, Tavares et coll. ont analysé trois cas de chargement différents : monotone en poussant, monotone en tirant, et par la suite cyclique.

Les trois états limites quantitatifs (la dérive, la ductilité en déplacement et la ductilité en courbure) trouvés dans cette étude sont présentés au tableau 2.12. Les auteurs ont remarqué la différence entre les valeurs obtenues et ceux rapportés dans la littérature pour les états limites intermédiaires et ils ont expliqué que cette différence devait avoir un lien avec le mécanisme complexe de défaillance du poteau.

TABLE 2.11 – Relation de l'endommagement du béton et l'acier à la courbe force déplacement (d'après Tavares et coll. [87])

Paramètre qualitatif	Cas de chargement - Déplacement à la moitié de la hauteur de la colonne réelle (m)		
	Monotone (poussée)	Monotone (tirée)	Cyclique
Première fissuration du béton	0,002	0,002	0,002
Éclatement du béton significatif (DT > 0,5)	0,003	0,003	0,003
Endommagement du béton en compression significative(+) (DC > 0,5)	0,034	0,034	0,036
Plastification de l'acier longitudinal	0,013	0,014	0,013
Flambement du renforcement longitudinal	0,086	0,088	0,095

TABLE 2.12 – États limites du pilier du pont Chemins des dalles (d'après Tavares et coll. [87])

État d'endommagement	Niveau de service	Indices de dommages compression et traction	TDIE δ	μ	μ_φ
Léger	Complètement opérationnel	DC=0,1 DT≈0,0	0,005	1,00	1,00
Modéré	Opérationnel	DC=0,2	0,007	1,15	1,50
Important	-	DC=0,5 DT=0,5	0,011	1,76	3,22
Complet	Stabilité	DC=0,9 DT=0,9	0,030	3,00	6,84

2.7 RÉSUMÉ

Des concepts importants ont été décrits à travers ce chapitre. Le comportement du béton en tant que matériel et les effets bénéfiques du confinement sur son comportement axial ont été exposés, de même que l'influence très significative sur le comportement sismique d'un poteau en béton armé. Le concept de ductilité a aussi été abordé, étant plus que fondamental pour le génie parasismique.

Une description du comportement sismique des poteaux en béton armé a permis de connaître les variables qui l'affectent. Bien qu'à des fins de recherche, on tente de faire des analyses paramétriques ou de favoriser une ou plusieurs variables, on sait que celles-ci ont une correspondance entre elles, et c'est l'interaction de l'ensemble qui nous permet de bien connaître le comportement des poteaux. Au fur et à mesure que la compréhension d'un paramètre s'effectue, la compréhension du comportement est de plus en plus améliorée. Dans nos jours, certains paramètres sont mieux compris que d'autres, grâce aux études à leur sujet. Par exemple, notre compréhension de la flexion est plus grande que celle du cisaillement. Toutefois, c'est la nature complexe de certains phénomènes ou l'interaction entre eux qui font qu'ils demeurent encore objet d'études.

En étudiant les philosophies et méthodologies pour la conception sismique des ponts, on a pu observer son évolution au cours des années. Les nombreuses recherches sur les événements sismiques survenus par le passé nous ont amenés à développer des outils pour bâtir des structures plus sécuritaires, mais aussi à développer et à appliquer une philosophie de conception sismique des structures plus rationnelle comme le DBP sismique. D'ailleurs, les normes et règlements reflètent cette évolution et tentent de plus en plus d'utiliser le DBP sismique dans la conception, la réhabilitation et l'évaluation de la capacité sismique des anciennes structures. Aussi, l'évolution constante des outils informatiques nous permettra la mise en application de façon complète et fiable de cette philosophie de conception.

En observant les travaux antérieurs, on remarque que la quantification des états limites a été faite en utilisant les observations des événements sismiques du passé et en modélisant les piliers à l'aide d'outils de calcul calibrés par rapport aux essais expérimentaux. Malgré tout, il y a des incertitudes par rapport aux états limites, surtout dans leur quantification. Il va sans dire que l'application réussie du DBP sismique repose sur la disponibilité de programmes de calculs fiables,

capables de différencier les modes de rupture et d'identifier les états limites appropriés. Le but de ce travail de recherche est de répondre à ces questionnements.

Programme expérimental

Ce chapitre décrit le programme expérimental réalisé dans le cadre du projet. Le projet comprend l'essai d'un poteau en béton armé à échelle réelle soumis à des cycles de chargement latéral en plus d'une charge axiale constante représentative du niveau de chargement réel. Le poteau reproduit les propriétés exactes des piliers du pont Chemin des Dalles (Trois-Rivières, Qc). La première section de ce chapitre présente ce pont. Les caractéristiques du spécimen testé sont présentées à la section 3.2. La section 3.3 présente les caractéristiques des matériaux utilisés, et le montage et son instrumentation sont décrits à la section 3.6. Le protocole expérimental est résumé en fin de chapitre.

3.1 DESCRIPTION DU PONT CHEMIN DES DALLES

Le pont Chemin des Dalles (fig. 3.1) est situé sur l'autoroute 55 dans la région de la Mauricie, au Québec. Ce pont a été conçu en 1975, donc à un moment où les règles de construction étaient bien différentes des codes de conception moderne tels que le code canadien de conception des ponts en vigueur actuellement [7]. En particulier, la quantité d'armatures minimale prescrite actuellement n'est pas respectée.



FIGURE 3.1 – Pont Chemin des Dalles : vue d'ensemble et vue d'un appui [79].

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 a trois travées supportées par deux cadres géométriquement identiques 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 lesquels reposent sur une fondation superficielle rectangulaire. La figure 3.3

présente la structure des cadres du pont. Ce pont a une géométrie régulière et symétrique et ne présente aucun biais. Il faut rappeler que ce dernier a été utilisé à plusieurs reprises comme prototype dans diverses recherches menées au CRGP de l'Université de Sherbrooke.

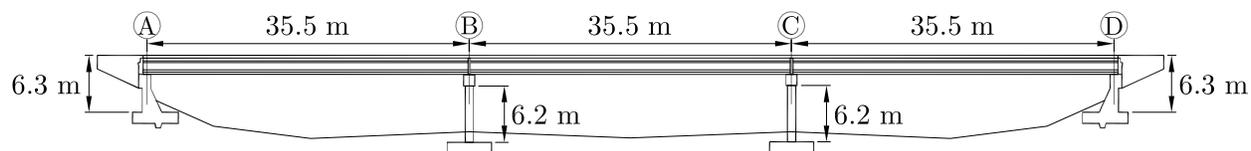


FIGURE 3.2 – Vue en élévation du pont Chemin des Dalles.

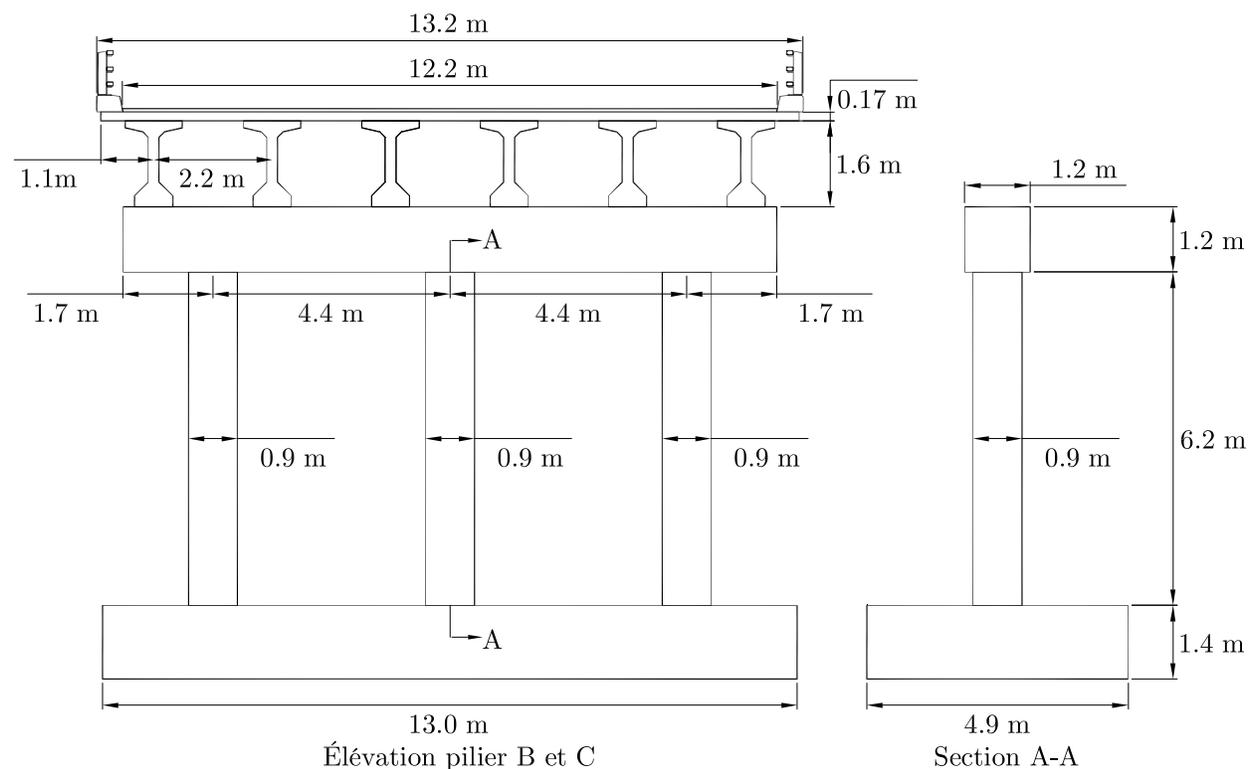


FIGURE 3.3 – Géométrie des piliers.

3.2 DESCRIPTION DU SPÉCIMEN

Lors de l'application d'une charge latérale en tête du portique composé par les trois poteaux, le point d'inflexion des piliers se trouve approximativement à mi-hauteur. La hauteur du spécimen expérimental choisi est donc égale à la moitié de celle des piliers réels. Une force latérale sera appliquée à une hauteur approximative de 3,10 m de la base. Ainsi, la hauteur du spécimen est fixée à 3,40 m en considérant l'espace additionnel nécessaire pour la mise en place des vérins.

Le spécimen à l'étude dans ce projet de recherche est la réplique exacte du pilier du pont tel que construit où des cerces ont été utilisées comme armature transversale. Il est armé longitudinalement de barres 35M et transversalement de 15M. Ce spécimen a un chevauchement des aciers longitudinaux à l'interface poteau fondation comme dans le vrai pont. Les détails de ferrailage du spécimen sont illustrés à la figure 3.4.

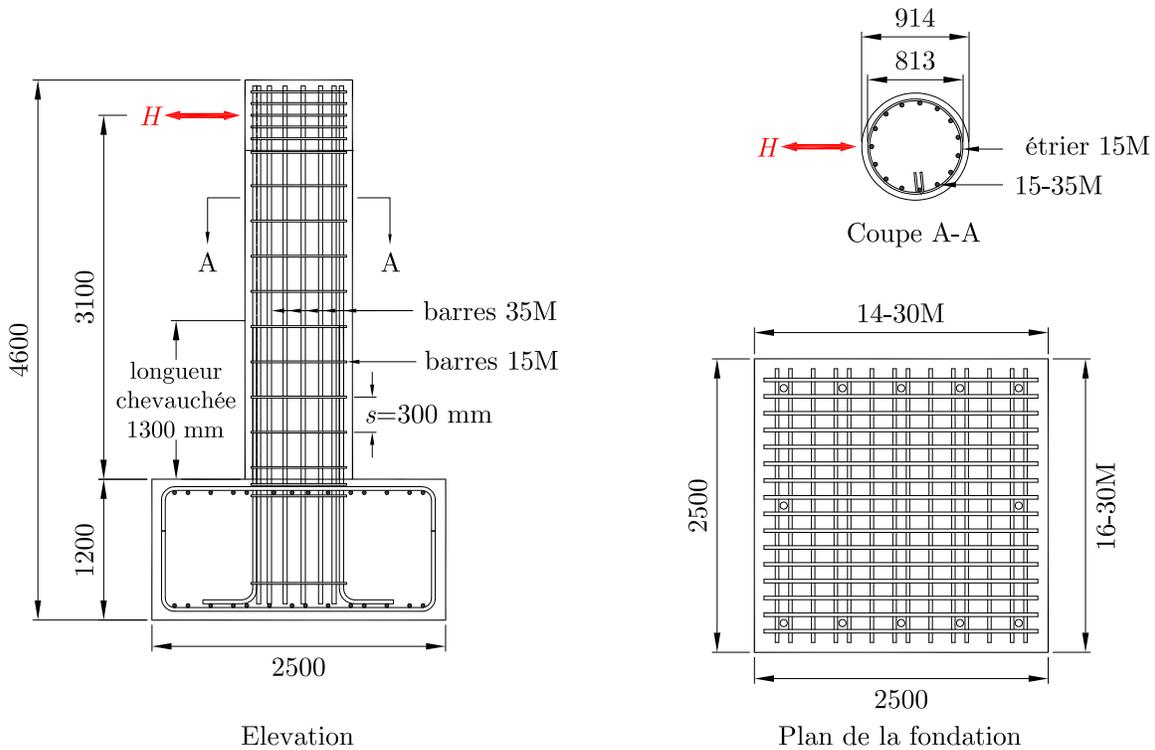


FIGURE 3.4 – Détails de ferrailage du spécimen CH300.

Le 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.

La réalisation du coffrage, l'assemblage de toutes les barres d'armature, l'instrumentation et la mise en place du béton ont été réalisés dans le laboratoire de structures de l'Université de Sherbrooke avec l'aide de techniciens et d'étudiants du département de génie civil.

3.3 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

3.3.1 Béton

Le béton utilisé pour la construction du spécimen dans le cadre de ce projet avait une résistance spécifiée de 30 MPa comme indiquée sur les plans de conception du prototype. Le spécimen a été coulé en place au laboratoire de structures du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke en deux étapes. La première étape correspond au coulage du béton de la fondation et la deuxième au coulage du poteau lui-même (fig. 3.5).

Le béton a été fourni par DEMIX. Le béton a été livré au laboratoire de structures de l'Université de Sherbrooke à l'aide de camions-malaxeurs. Les constituants du béton, les méthodes de dosage, la fabrication, la livraison et la résistance en compression respectent les exigences de la norme CSA A23.1-09.

Pour la première étape de construction du spécimen, soit la fondation, deux camions ont été nécessaires en raison du volume élevé de béton commandé. Le poteau, quant à lui, n'a nécessité qu'un seul camion. Une attention particulière a été portée pour s'assurer que les caractéristiques du béton sont identiques pour les deux parties du spécimen. Le tableau 3.1 précise les caractéristiques des mélanges de béton pour la fondation et pour le poteau.



(a) Étape 1 : fondation.

(b) Étape 2 : poteau.

FIGURE 3.5 – Coulée du spécimen en deux étapes.

TABLE 3.1 – Composition des bétons (kg/m^3)

Constituants et provenances	Étape 1 : Fondation	Étape 2 : Poteau
E/C	0,45	0,44
Ciment - GU - Holcim Canada, Joliette	375	380
Granulat 5-20 mm- Carrière St-Dominique, St-Dominique	975	975
Sable- Sable 2- DJL - (Banc Côté), St-François-Xavier	812	812
Entraîneur d'air - Euclid †	413	418
Réducteur d'eau - Eucon DX - Euclid ‡	750	760
Réducteur Retardateur - Eucon 727 - Euclid §	56	57

† Dosage : 110 ml / 100 kg de ciment.

‡ Dosage : 200 ml / 100 kg de ciment.

§ Dosage : 15 ml / 100 kg de ciment.

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 [40]. 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 ± 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). Les caractéristiques des bétons frais sont montrées au tableau 3.2.

TABLE 3.2 – Caractéristiques des bétons frais

Composante	Camion n°	Affaissement (mm)	Teneur en air (%)	Masse volumique (kg/m ³)	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

La détermination des propriétés mécaniques en compression du béton durci pour chaque gâchée a été effectuée en utilisant des cylindres témoins en béton de 150 mm de diamètre et 300 mm de hauteur en suivant la norme CSA A23.2-9C (ASTM C39). Aussi, des prismes en béton de 100 mm × 100 mm × 400 mm ont été façonnés pour déterminer le module de rupture du béton selon la norme CSA A23.2-8C (ASTM C78).

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.

TABLE 3.3 – Résistance en compression du béton de la fondation

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

† Erreur de vitesse de la charge pendant l'essai.

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.

Les échantillons de béton prélevés lors des coulées de la fondation et du poteau ont subi les mêmes cures humides afin d'assurer le même processus de mûrissement (fig. 3.6). La fondation et le poteau ont été décoffrés dès le lendemain de leur coulée. Ils ont ensuite été recouverts de toiles de jute mouillées ainsi que de films plastiques et sont arrosés quotidiennement durant 7 jours. Passé ce délai, lorsque les résistances à la compression du béton de la fondation et du poteau ont atteint plus de 80 % de la résistance spécifiée au fournisseur (80 % f'_c), le mûrissement a été arrêté et les bétons ont été laissés à l'air libre jusqu'au moment des essais.

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



FIGURE 3.6 – Mûrissement du spécimen CH300.

f'_c est la résistance en compression axiale du béton non confiné, ϵ'_c la déformation en compression du béton correspondant à f'_c , E_c le module d'élasticité sécant et ϵ_{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 $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$. La figure 3.7 présente les courbes de compression pour le béton du poteau.

TABLE 3.4 – Propriétés mécaniques du béton du poteau

Essai N°	28 jours					Jour de l'essai				
	f'_c (MPa)	ϵ'_c $\times 10^{-3}$	ϵ_{50u} $\times 10^{-3}$	E_c (MPa)	f_r (MPa)	f'_c (MPa)	ϵ'_c $\times 10^{-3}$	ϵ_{50u} $\times 10^{-3}$	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

3.3.2 Aciers d'armature

Trois types de barres d'acier crénelées ont été utilisés comme armature : des barres 30M (700 mm^2 de section droite) pour la fondation, des barres 35M (1000 mm^2 de section droite) pour l'armature longitudinale dans le poteau et des barres 15M (200 mm^2 de section droite) pour les étriers dans le poteau. Toutes les barres sont de grade 400W. Au moins trois échantillons pour les barres 15M et 35M ont été caractérisés par des essais en traction selon la norme ASTM A370 (fig. 3.8), les barres 30M ayant été utilisées exclusivement dans la fondation. Les courbes contrainte-déformation obtenues à partir des essais en traction sont présentées à la figure 3.9.

Les propriétés mécaniques des armatures sont résumées au tableau 3.5 : f_y la limite élastique de l'acier, ϵ_y la limite de déformation élastique de l'acier correspondant à f_y , ϵ_{sh} la déformation de

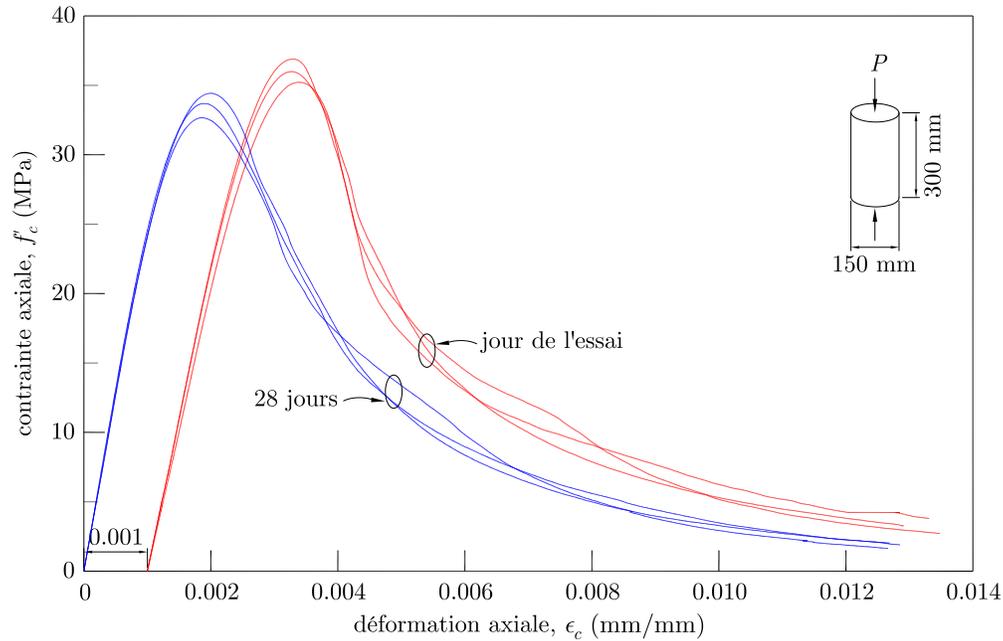


FIGURE 3.7 – Courbes de compression pour le béton du poteau du spécimen CH300.



FIGURE 3.8 – Essais en traction sur les barres en acier.

l'acier au début de l'écroutissage, ϵ_{su} la déformation ultime de l'acier, f_{su} la contrainte ou résistance ultime de l'acier et E_s le module élastique de l'acier.

3.4 MONTAGE EXPÉRIMENTAL

Le montage expérimental est illustré à la figure 3.10. Il est constitué de cinq actionneurs de grande capacité. Trois vérins dynamiques MTS de capacité 500 kN fixés au mur de réaction du laboratoire permettent l'application de cycles de déformations latérales croissantes en tête du pilier. Les spécimens sont déformés progressivement jusqu'à leur ruine complète. Deux vérins MTS de capacité 1700 kN permettent l'application d'une force de compression verticale constante simultanément

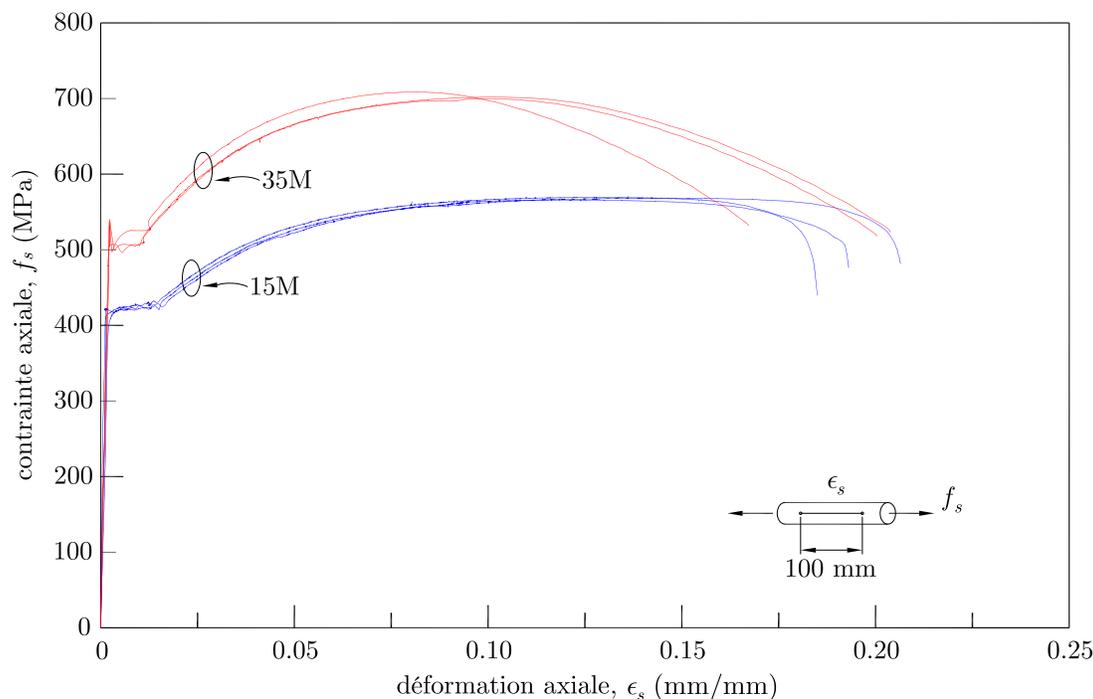


FIGURE 3.9 – Courbes de traction des aciers d’armatures.

TABLE 3.5 – Propriétés mécaniques de l’acier des armatures du poteau

Essai N°	Barre 15M						Barre 35M					
	f_y (MPa)	ϵ_y $\times 10^{-3}$	ϵ_{sh} $\times 10^{-3}$	f_{su} (MPa)	ϵ_{su} $\times 10^{-3}$	E_s (MPa)	f_y (MPa)	ϵ_y $\times 10^{-3}$	ϵ_{sh} $\times 10^{-3}$	f_{su} (MPa)	ϵ_{su} $\times 10^{-3}$	E_s (MPa)
1	416	2,06	14,89	570	136,06	201 623	497	2,19	10,40	702	100,61	226 855
2	419	2,09	16,78	569	141,70	200 768	500	2,19	11,09	705	90,96	228 503
3	419	2,04	15,25	566	118,58	205 541	499	2,21	12,18	709	81,74	226 131
Moyenne	418	2,06	15,64	568	132,11	202 644	499	2,19	11,22	705	91,10	227 163

aux cycles de déformations latérales.

Une vue latérale du système utilisé pour appliquer la charge axiale sur le poteau est présentée à la figure 3.11. Les deux vérins appliquent leur charge à une poutre en acier reposant sur la tête de la colonne. Les vérins sont reliés à la poutre en acier par des tiges à haute résistance qui disposent d’écrous aux extrémités. Entre les écrous et la poutre, des rotules en acier rendent possible la rotation de la tige lors du déplacement latéral. Les deux vérins disposent de rotules à leur base. Celles-ci permettent de suivre la rotation de la colonne tout en maintenant une force axiale constante. Les vérins sont boulonnés à des plaques d’acier qui reposent sur la surface supérieure de la semelle de fondation. Ces plaques d’acier étaient retenues par des tiges en acier de haute capacité ainsi que par des tiges précontraintes reliées à la dalle d’essai. Les vérins verticaux ont été contrôlés en force pour garantir une force axiale constante pendant l’essai.

Les trois vérins chargés d’appliquer les déformations latérales au poteau ont été fixés à la tête du poteau par l’entremise de deux plaques d’acier agissant en étau (fig. 3.12). Les deux plaques ont été reliées par six tiges précontraintes. Aussi, les plaques ont été pourvues de raidisseurs augmentant la résistance en flexion des porte-à-faux aux extrémités. Les raidisseurs ont eu pour effet d’appliquer

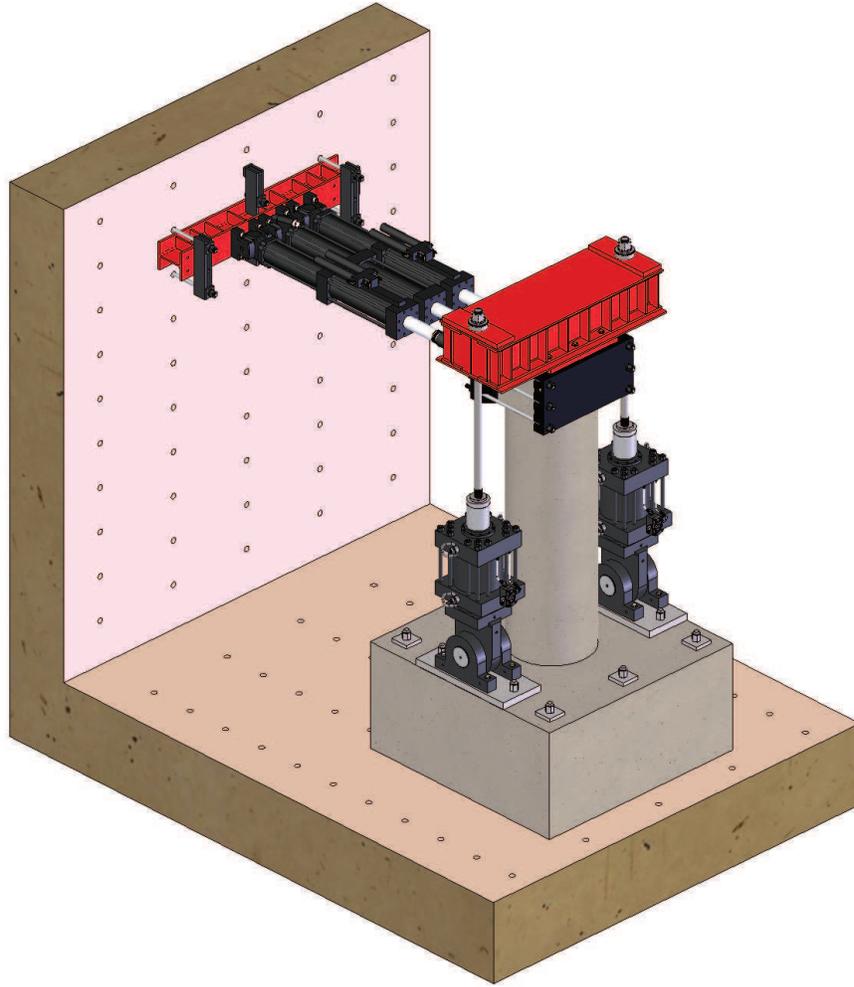


FIGURE 3.10 – Montage expérimental pour les essais sur piliers de pont à échelle réelle.

des contraintes de compression sur les côtés de la tête du poteau. L'espace libre entre les raidisseurs de chaque plaque et les côtés de la tête du poteau ont été remplis avec du coulis SikaGrout 212 pour garantir le contact. Les vérins étaient fixés sur une poutre en acier, elle-même ancrée au mur de réaction par quatre brides en acier et six tiges.

La figure 3.13 montre une photographie du montage. La semelle de fondation est encastrée rigidement à la dalle d'essais par douze tiges à haute résistance précontraintes.

3.5 PROCÉDURE D'ESSAIS

La première étape de l'essai a consisté 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 a été appliqué pour un cycle à un déplacement maximum correspondant approximativement à 75 % du déplacement de plastification théorique Δ_y (plastification de la première armature). Le but de ce premier cycle de chargement était 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 était recherchée. Cette plastification a pu être détectée grâce aux jauges de déformation collées sur les barres

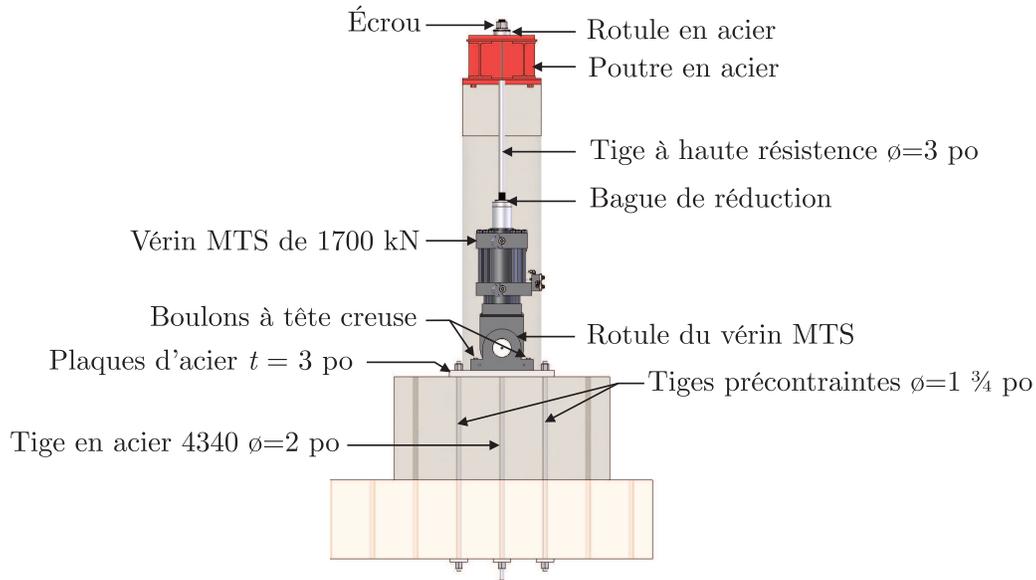


FIGURE 3.11 – Disposition des vérins verticaux.

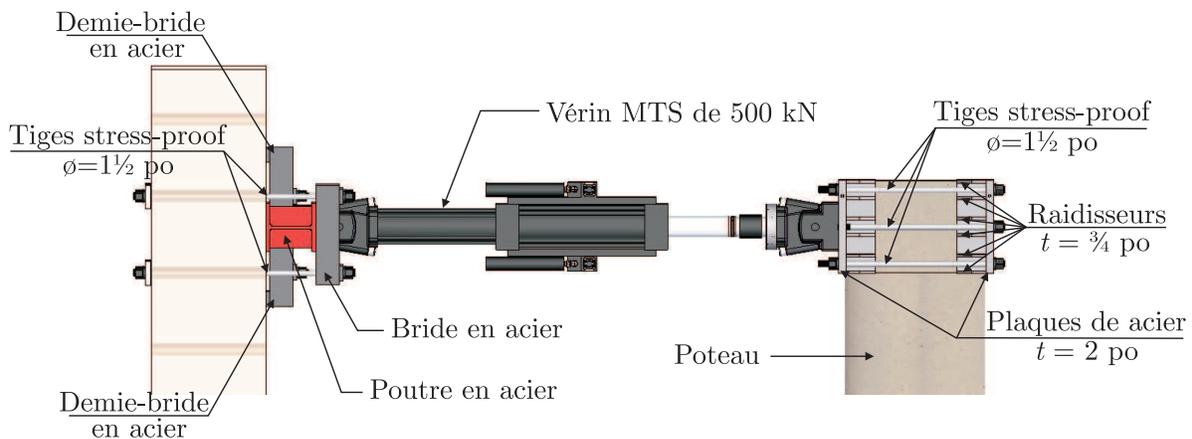


FIGURE 3.12 – Disposition des vérins latéraux.

longitudinales dans la zone de rotule plastique. La déformation latérale en tête du poteau Δ_y correspondant au début de plastification des barres longitudinales tendues a été mesurée. Le même procédé a été réalisé dans les deux directions. En faisant la moyenne des deux valeurs Δ_y mesurées, la valeur du déplacement de plastification expérimental Δ_{yexp} a pu être déterminée. Un second cycle à Δ_{yexp} a été effectué. Les déplacements maximums des cycles suivants ont été pris comme multiples de Δ_{yexp} et chaque amplitude a été appliquée sur deux cycles : $1,5\Delta_{yexp}$, $2\Delta_{yexp}$, $3\Delta_{yexp}$, $4\Delta_{yexp}$, etc. La tête du poteau a été poussée dans un sens puis tirée dans l'autre à une vitesse de 0,10 mm/s durant les cycles des deux premières amplitudes (à 75 % Δ_y et à Δ_y) et à une vitesse de 0,30 mm/s pour le reste de l'essai. La figure 3.14 illustre le protocole de chargement. Notons que pour éviter tout effet de torsion dans le poteau, seul le vérin latéral central a été contrôlé en déplacement (à partir d'un potentiomètre externe en tête du poteau) tandis que les deux autres vérins latéraux ont été contrôlés en force pour appliquer chacun une charge égale à celle du vérin central.

Des critères d'arrêt ont été définis au préalable dans le cadre de ce projet. Une fois que l'une de ces limites est atteinte, on met fin à l'essai. Ces limites sont les suivantes :

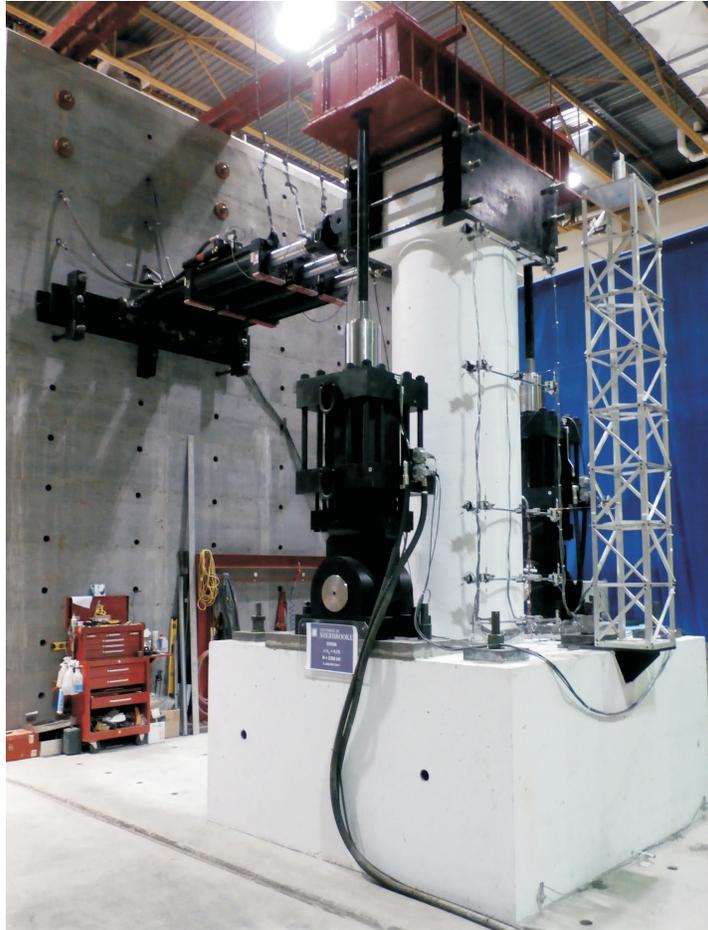


FIGURE 3.13 – Photographie du montage expérimental.

1. Le poteau n'est plus en mesure de soutenir la force axiale ; ce phénomène est caractérisé par une perte de la force axiale appliquée de 10 %.
2. Le poteau perd plus de 50 % de sa capacité maximale en flexion mesurée expérimentalement.
3. Il y a rupture d'une barre d'armature longitudinale (par flambage ou traction) ou d'un étrier, ce qui induit une diminution importante et brutale de la capacité en flexion.

3.6 INSTRUMENTATION

Dans le but de capturer autant la réponse globale du spécimen que des effets locaux, le pilier ainsi que le joint colonne-semelle ont été instrumentés. Pour la réponse globale du spécimen, on a mesuré les efforts appliqués (par les cellules de force des vérins), les déplacements horizontaux à différentes hauteurs sur le pilier et la rotation du pilier par rapport à un référentiel fixe, puis par rapport à la fondation pour obtenir la distribution de la courbure dans le poteau.

Les déformations locales ont été mesurées le long du pilier et à l'intérieur du joint. Les mesures sont prises à l'aide de capteurs de déplacements, de LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*) et de potentiomètres, et de jauges de déformations collées sur les armatures. Les sections suivantes présentent de façon détaillée l'instrumentation utilisée pour mesurer les déplacements et les déformations locales.

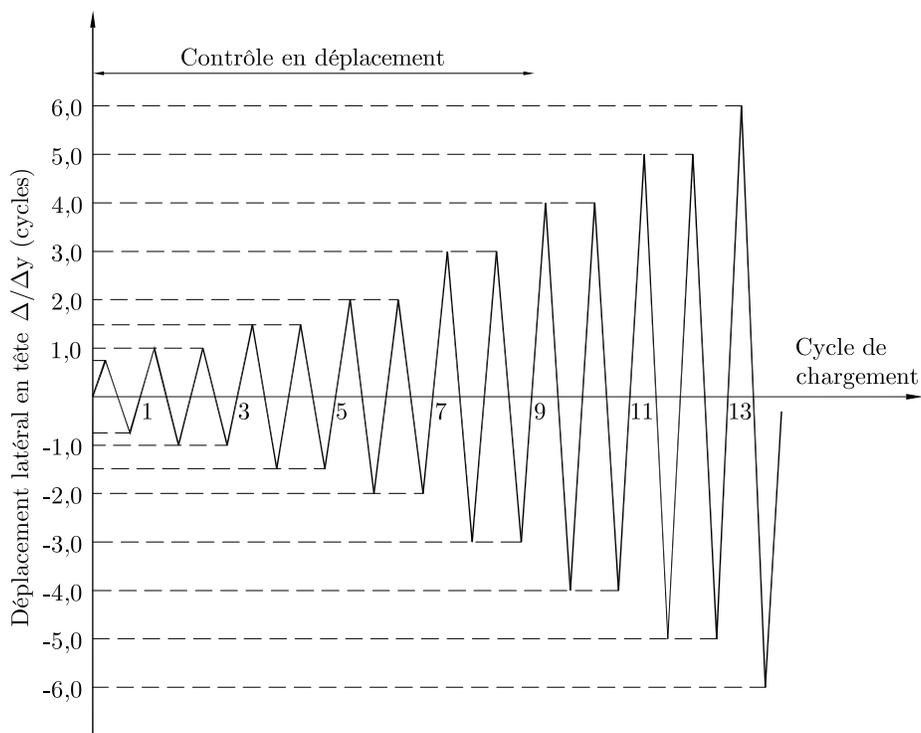


FIGURE 3.14 – Protocole de chargement cyclique utilisé.

3.6.1 Jauges

Les jauges utilisées sont capables de mesurer de grandes déformations. On a utilisé 44 jauges, dont 36 de ces jauges ont été collées sur les barres longitudinales et huit sur les étriers.

La figure 3.15 montre la position des jauges collées sur les barres longitudinales et sur les étriers. Quatre barres longitudinales ont été sélectionnées pour recevoir les jauges dans chaque direction perpendiculaire, deux de ces barres sont en vis-à-vis l'une par rapport à 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 permettent de mesurer la variation de la courbure dans la zone de rotule plastique. Leurs positions en plan coïncident avec l'instrumentation externe dans le but de faciliter la comparaison. 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.

3.6.2 Capteurs de déplacements

Le déplacement d'un pilier en porte-à-faux en béton armé avec sa base encastrée et soumis à une force latérale en tête est l'addition des composantes dues à la flexion, au cisaillement, au glissement d'ancrage (glissement et allongement de l'armature longitudinale) et à la plastification. Pour cette raison, il était important de mesurer les composantes du déplacement apportées par chaque mode de déformation.

Afin de bien placer les capteurs, le pilier a été divisé en cinq segments (fig. 3.17). Chaque segment est une fraction ou un multiple du diamètre (D) du pilier. À partir du sommet de la semelle de fondation, les segments sont répartis comme suit : $D/4$, $D/2$, D , $2D$ et $3D$. À la base, les divisions sont plus rapprochées puisque la rotule plastique est attendue dans cette zone. La longueur de la rotule plastique a été estimée à partir de l'équation proposée par Priestley et

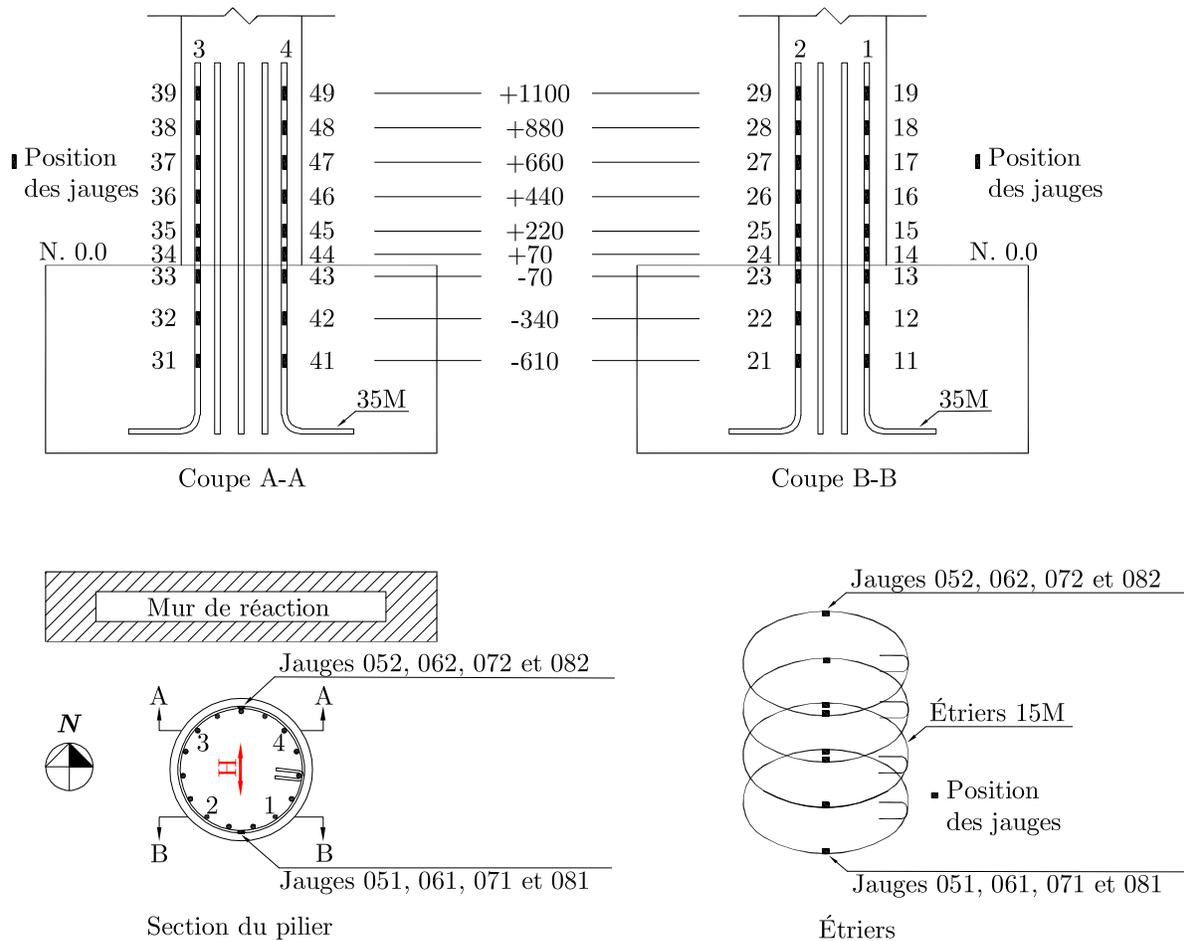


FIGURE 3.15 – Distribution des jauges de déformation sur l'acier.

coll. [73], comme indiqué à la section 2.3.8. À chaque segment, les capteurs ont été fixés sur des tiges d'acier de 12,7 mm de diamètre comme montré à la figure 3.16. Deux tiges, discontinues au centre et introduites à l'intérieur des tuyaux plastiques, traversaient le noyau de la colonne de béton. Les interfaces entre les tiges d'acier et les tuyaux plastiques ont été graissées pour leur permettre de mieux glisser. Par la suite, à chaque extrémité des tiges discontinues, a été reliée une autre tige à l'aide des cubes d'aluminium. Les barres discontinues étaient ancrées dans le béton du pilier en deux points sur une longueur de 66 mm à chaque extrémité. Cette configuration permet aux tiges d'acier de tourner et de se déplacer avec la section transversale du pilier sans ajouter de confinement au noyau de béton.

Le déplacement horizontal a été mesuré aux extrémités de chaque segment à partir d'une tour de référence qui avait été fixée sur la semelle de fondation à une distance de 0,9 m de la face sud du pilier. La tour de référence consistait en un treillis en aluminium soudé à une plaque d'acier à la base. Le tableau 3.6 présente les positions réelles des potentiomètres et des LVDT mesurés par rapport au sommet de la fondation. Il faut souligner que ces mesures sont essentielles pour le traitement des données après l'essai.

Les modes de déformation locale incluant la rotation, la distorsion de cisaillement et les extensions horizontales et verticales ont été mesurés à l'aide de capteurs. Ces derniers ont été disposés horizontalement, verticalement et diagonalement dans les deux faces du pilier parallèles à la direction d'application du chargement (fig. 3.18 et 3.19).

L'armature longitudinale ancrée dans la semelle subit un allongement par rapport à la semelle

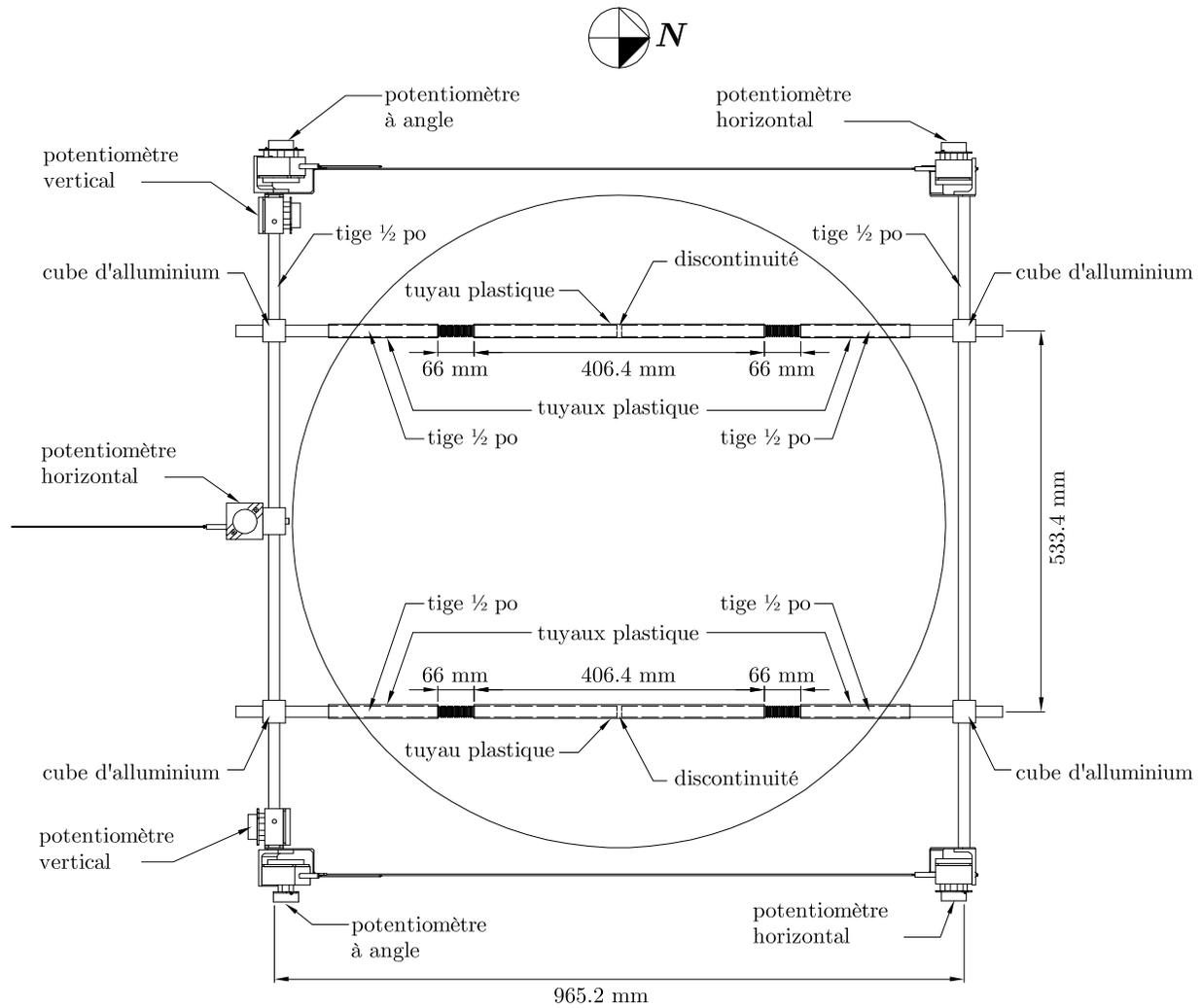


FIGURE 3.16 – Configuration typique de la fixation de l'instrumentation externe pour chaque segment.

TABLE 3.6 – Position des LVDTs et potentiomètres en mm

Instruments	Niveau	Localisation				Moyenne
		Sud-Est	Nord-Est	Sud-Ouest	Nord-Ouest	
LVDTs	1	130	130	135	116	128
Potentiomètres	2	408	404	407	400	405
Potentiomètres	3	870	865	867	860	866
Potentiomètres	4	1786	1779	1782	1777	1781
Potentiomètres	5	2698	2696	2695	2687	2694
Potentiomètre [†]	6	–	–	–	–	3125

[†] Potentiomètre pour contrôler le vérin latéral central.

(glissement des barres). Ainsi, quatre LVDT ont été disposés verticalement et ces tiges étaient attachées au sommet de la semelle, ce qui a permis de mesurer le déplacement relatif entre l'acier longitudinal dans le pilier et le sommet de la semelle.

Tous les instruments ont été connectés au système d'acquisition de données Intertechnology *System 5000*. Quelques-uns des instruments étaient également reliés au contrôleur MTS *FlexTest 60* qui pilotait les vérins hydrauliques lors des essais. Les figures 3.17, 3.18 et 3.19 présentent la disposition de toute l'instrumentation externe.

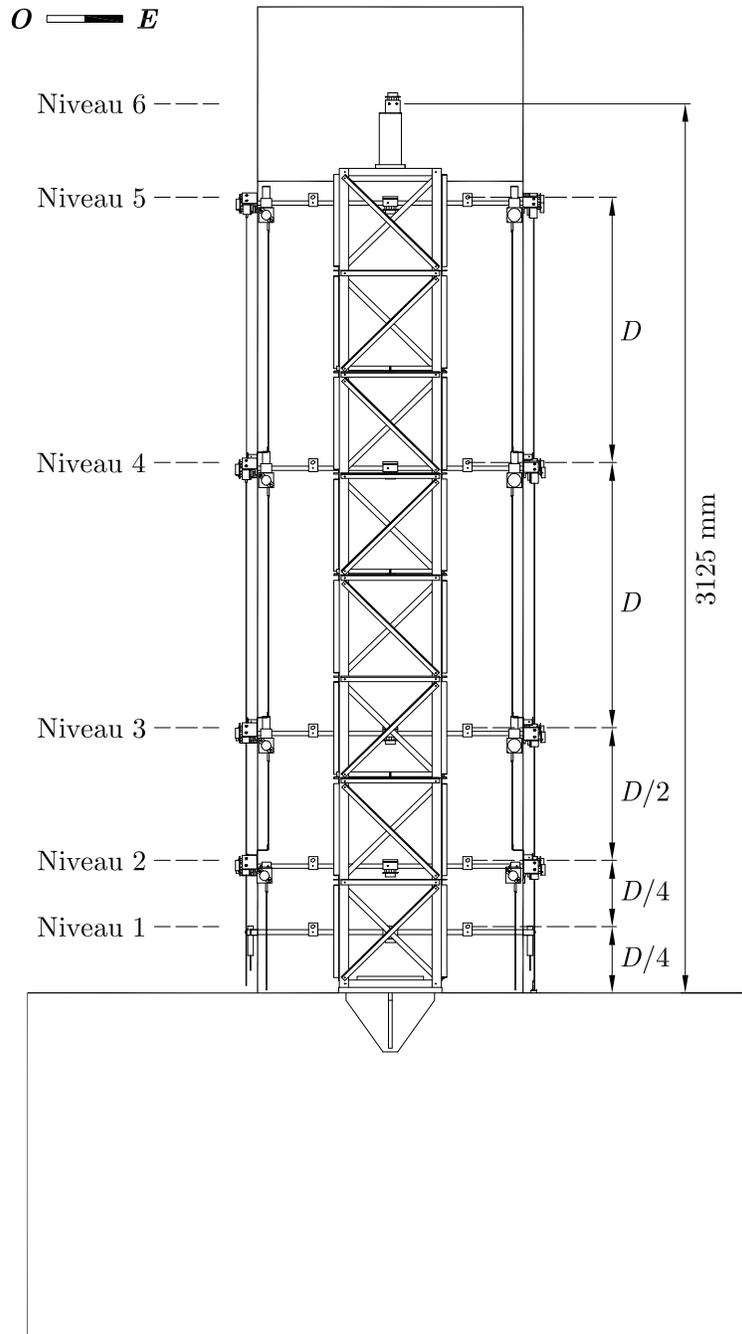


FIGURE 3.17 – Vue de face sud du pilier instrumenté.

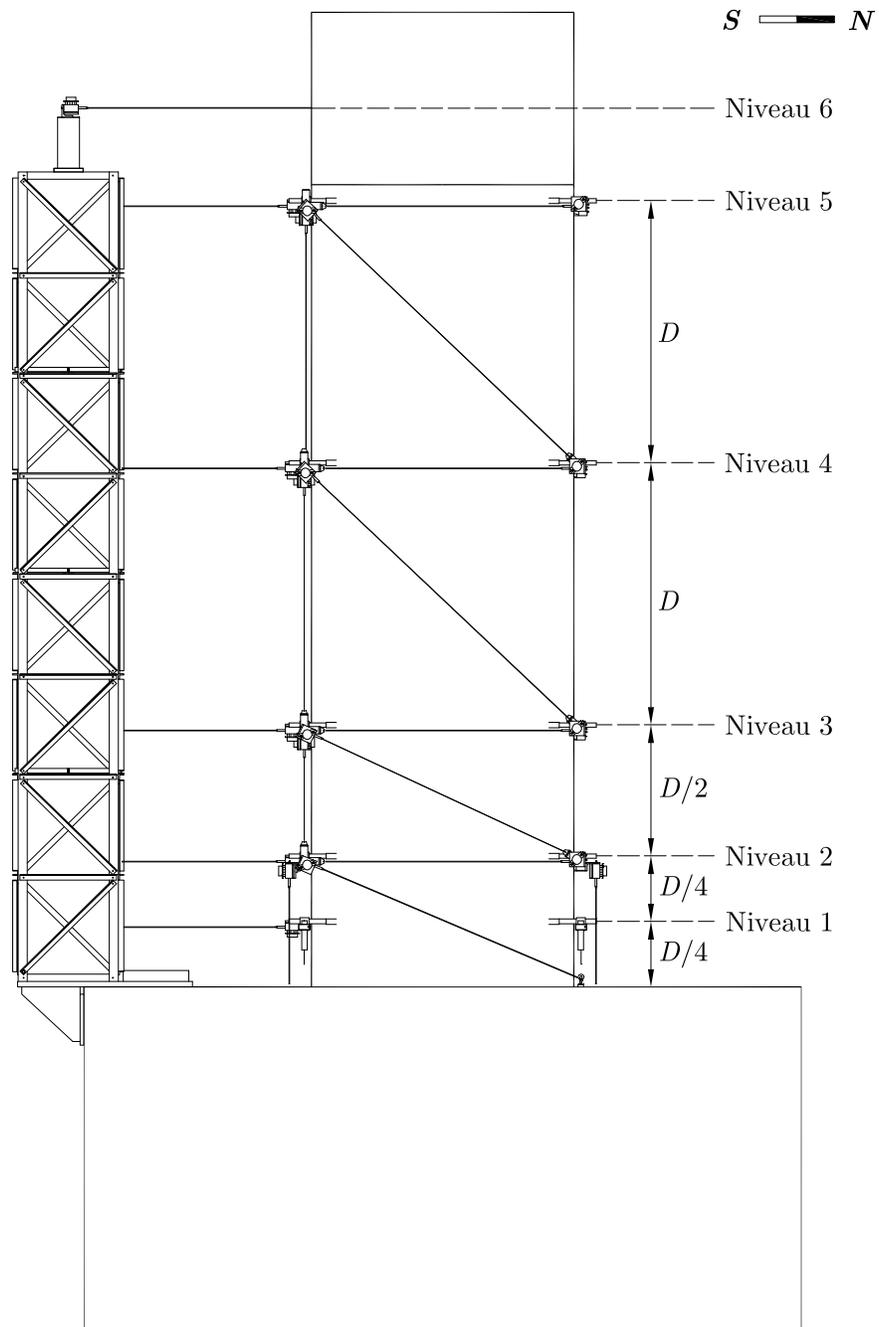


FIGURE 3.18 – Vue de côté est du pilier instrumenté.

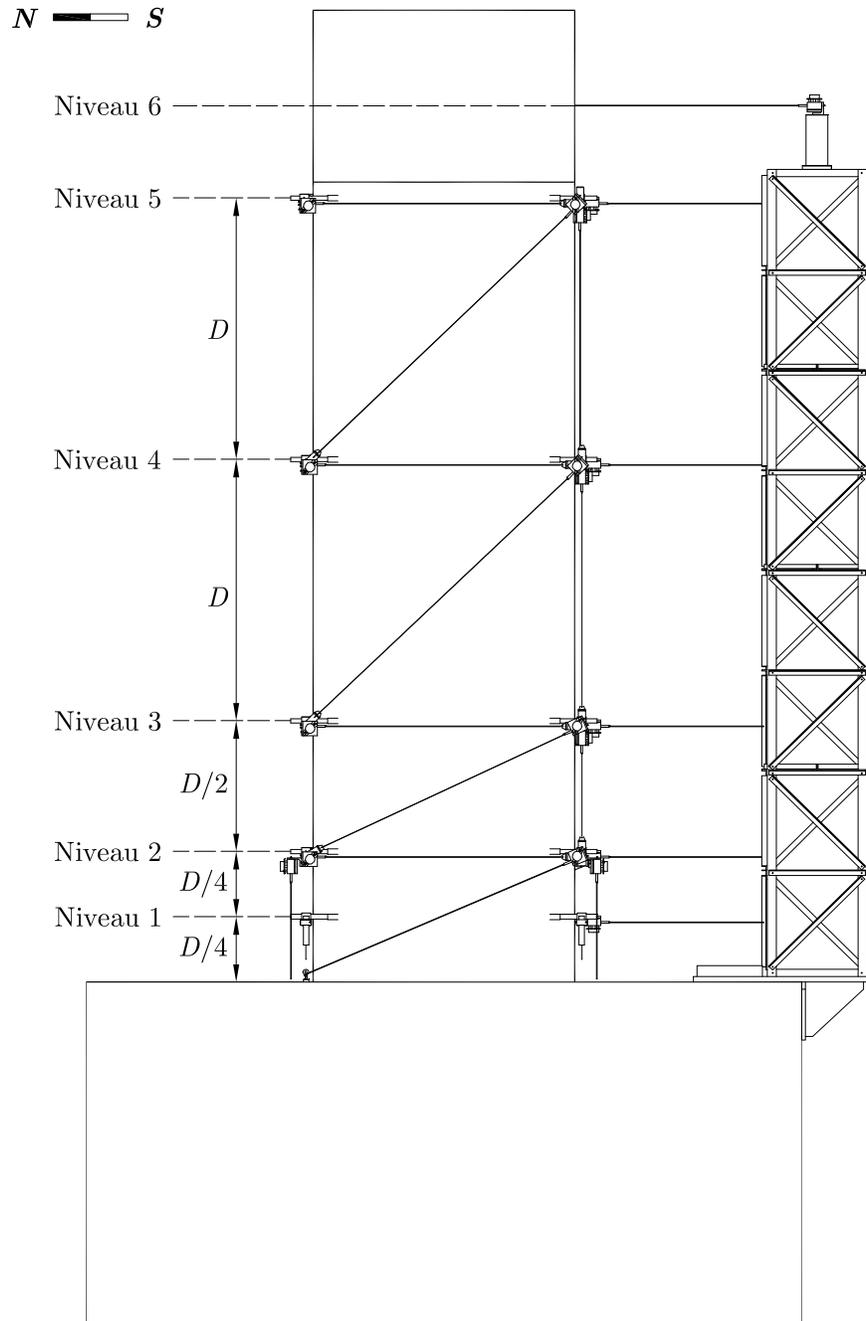


FIGURE 3.19 – Vue de côté ouest du pilier instrumenté.

Résultats expérimentaux

Ce chapitre présente les résultats obtenus lors de l'essai réalisé sur le poteau CH300. Les points critiques et observations notés lors de l'essai sont décrits dans la section suivante. Par la suite, les relations mesurées force-déplacement, moment-courbure, force-déplacement dû au cisaillement et contrainte de cisaillement-distorsion ainsi que moment-rotation à la base et force-déplacement par glissement de l'acier longitudinal sont présentées. À partir des relations force-déplacement des sections antérieures, il fut possible d'établir à la section 4.6 les composants du déplacement latéral. À la section 4.7 sont présentés les indicateurs de ductilité à partir des courbes force-déplacement et moment-courbure idéalisées ainsi que la dissipation d'énergie, l'indicateur de confinement et l'amortissement. De plus, les profils de déplacement total et de la courbure sont exposés. Les sollicitations dans les armatures longitudinales et transversales munies de jauges de déformation sont exhibées dans les deux sections subséquentes. La description des zones endommagées et l'estimation de la longueur de la rotule plastique sont présentées juste avant de conclure ce chapitre. Finalement, un résumé des données expérimentales conclut ce chapitre.

Pour la présentation des résultats et les discussions suivantes, on fera référence aux côtés nord ou sud. Quand le côté sud est mentionné, il fait référence aux cycles où le spécimen est déplacé (poussé) dans le sens opposé au mur de réaction ; on parlera alors de déplacement positif. À l'opposé, le côté nord renvoie aux cycles où le spécimen est déplacé (tiré) vers le mur de réaction ; on parlera alors de déplacement négatif. Ainsi, dans les graphes des courbes d'hystérésis comme la relation force-déplacement ou moment-courbure, par exemple, les phases apparaissant dans le quadrant positif correspondent au côté sud.

4.1 COMPORTEMENT GÉNÉRAL ET OBSERVATIONS DURANT L'ESSAI

Cette section fait une description générale de la progression de l'endommagement en listant chaque catégorie d'endommagement de façon chronologique. De brèves descriptions visuelles sont aussi ajoutées. Les phénomènes suivants ont été observés :

- **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. L'ouverture maximum des fissures était de 0,20 mm au pic du déplacement dans le premier cycle et est devenue de plus en plus grande dans les cycles suivants. Par la suite, des fissures à l'interface fondation-poteau sont apparues, de même que des fissures verticales. 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 4.1.

Il a aussi été remarqué que, pour les fissures de flexion, les plus grandes étaient sur une hauteur moyenne de 1,35 m des deux côtés. Cette hauteur correspond à l'interface où le chevauchement des barres longitudinales dans le poteau s'arrêtait.

TABLE 4.1 – Évolution des fissures en fonction des cycles de chargement

Δ/Δ_y	Cycle	Ouvertures maximums des fissures (mm)	
		face sud	face nord
0,75	1	0,15	0,20
1,00	2	0,33	0,30
1,00	3	0,50	0,30
1,50	4	0,80	0,60
1,50	5	0,90	0,60
2,00	6	1,25	0,90
2,00	7	1,50	1,25
3,00	8	1,50	1,25
3,00	9	1,70	1,25
4,00	10	2,50	2,00
4,00	11	4,00	2,50

- **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 4.2. Ils présentent une différence de quelques millimètres en raison de l'asymétrie de la disposition des barres d'armature longitudinales.

TABLE 4.2 – Déplacements en tête du poteau à la plastification trouvés expérimentalement

Direction du chargement latéral	Δ_{yexp}
Sud	14,46 mm
Nord	18,01 mm

- **Éclatement du béton** : L'éclatement du béton est survenu au pic du cycle $3\Delta_{yexp}$ 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 au cycle correspondant à $5\Delta_{yexp}$.

La rupture d'un étrier ou le flambement de barres d'armature longitudinales ne se sont pas produits avant l'atteinte du critère d'arrêt correspondant à une perte de plus de 50% de la capacité en flexion maximum mesurée expérimentalement.

4.2 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 $P-\Delta$. Les courbes montrées dans cette section sont issues des données expérimentales et ces données ont été traitées en prenant soin d'enlever les différentes interruptions entre les cycles de chargement. La figure 4.1 présente l'idéalisation du spécimen ainsi que toutes les forces qui agissent sur lui.

Comme nous l'avons dit, la force axiale agissant sur le poteau passe par le centre de rotation du poteau situé à mi-hauteur de la rotule plastique et qui coïncide avec l'axe de la rotule à la base des vérins. Les composantes horizontale et verticale de la force verticale appliquée P s'expriment :

$$P_x = P \sin \theta = \frac{P\Delta'}{\sqrt{y'^2 + \Delta'^2}} = \frac{P\Delta'}{y' \sqrt{1 + \left(\frac{\Delta'}{y'}\right)^2}} \simeq \frac{P\Delta'}{y'} \quad (4.1)$$

$$P_y = P \cos \theta = \frac{Py'}{\sqrt{y'^2 + \Delta'^2}} = \frac{Py'}{y' \sqrt{1 + \left(\frac{\Delta'}{y'}\right)^2}} \simeq P \quad (4.2)$$

Le moment à la base s'exprime par :

$$M = Hl - P_x l' + P_y \Delta' \quad (4.3)$$

En substituant l'équation (4.1) et (4.2) dans l'équation (4.3), on obtient :

$$M = Hl - P \frac{\Delta'}{y'} l' + P \Delta' = Hl + P \Delta' \left(1 - \frac{l'}{y'}\right) \quad (4.4)$$

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

$$M = Hl + P \Delta \frac{y'}{y} \left(1 - \frac{l'}{y'}\right) \quad (4.5)$$

Substituant $y = 2788$ mm, $y' = 3063$ mm, $l = 3125$ mm, $l' = 3400$ mm et $q = 337$ mm dans les équations précédentes, on obtient :

$$M = 3,125H - 0,121P\Delta \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (4.6)$$

où P et H sont en kN et Δ est en m.

La force horizontale incluant la correction pour l'effet $P-\Delta$, H' , est égale au moment M donné par l'équation (4.6) divisé 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 :

$$H' = H - 0,039P\Delta \quad (\text{kN}) \quad (4.7)$$

L'influence des moments de second ordre peut être négligée. En effet, ces moments secondaires causés par la charge axiale ($M_{P\Delta} = P\Delta$) 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 ont été négligés afin de simplifier l'analyse. Pour un déplacement maximal en tête de poteau de 60 mm, avec la charge

verticale $P = 2300 \text{ kN}$, le moment de second ordre vaut $0,121 \times 0,06 \times 2300 \simeq 17 \text{ kN}\cdot\text{m}$. En comparaison avec des valeurs de moment de l'ordre de $2500 \text{ kN}\cdot\text{m}$, les $17 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 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 :

$$M = 3,125H \quad (\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (4.8)$$

$$H' = H \quad (\text{kN}) \quad (4.9)$$

La relation force-déplacement obtenue expérimentalement est montrée à la figure 4.2. 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. D'autres points de lecture des déplacements latéraux étaient situés sur la hauteur du poteau également. Avec ces derniers, le profil de déplacement latéral total du poteau a été mesuré et il est présenté à la section 4.8. Les points correspondant respectivement à l'éclatement du recouvrement, à la plastification des barres longitudinales et à la plastification des étriers sont indiqués sur la courbe force-déplacement montrée à la figure 4.2.

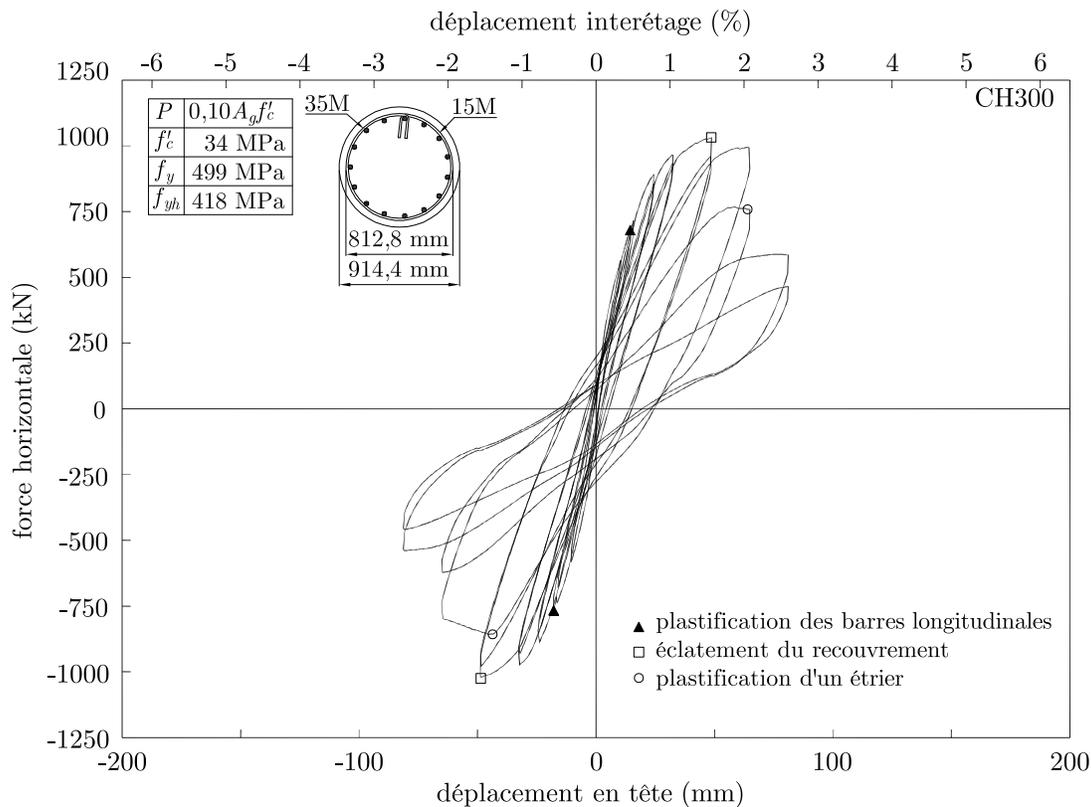


FIGURE 4.2 – Force latérale versus déplacement en tête.

4.3 RELATION MOMENT-COURBURE

La figure 4.3 montre la relation moment-courbure moyenne du segment instrumenté où la rotule plastique survenait. Les courbures trouvées pour ce segment instrumenté (c'est-à-dire entre les niveaux instrumentés consécutifs 1 et 2) sont déterminées à partir des lectures des potentiomètres verticaux situés aux côtés nord et sud dans ce segment. Ainsi, la courbure moyenne est la moyenne

entre les courbures obtenues pour les côtés est et ouest du même segment instrumenté. Il faut aussi dire que la courbure trouvée pour un segment agit à la moitié de la hauteur du même segment.

Sur le graphique 4.3 sont reportés les points correspondant respectivement à l'éclatement de l'enrobage de béton, à la plastification des barres longitudinales et à la plastification des étriers.

Aussi, les courbures ont pu être obtenues grâce aux jauges de déformation installées sur les barres d'acier longitudinales (instrumentation interne) pour les premiers sept cycles, et ils sont montrés à l'annexe C (fig. C.1 et C.3).

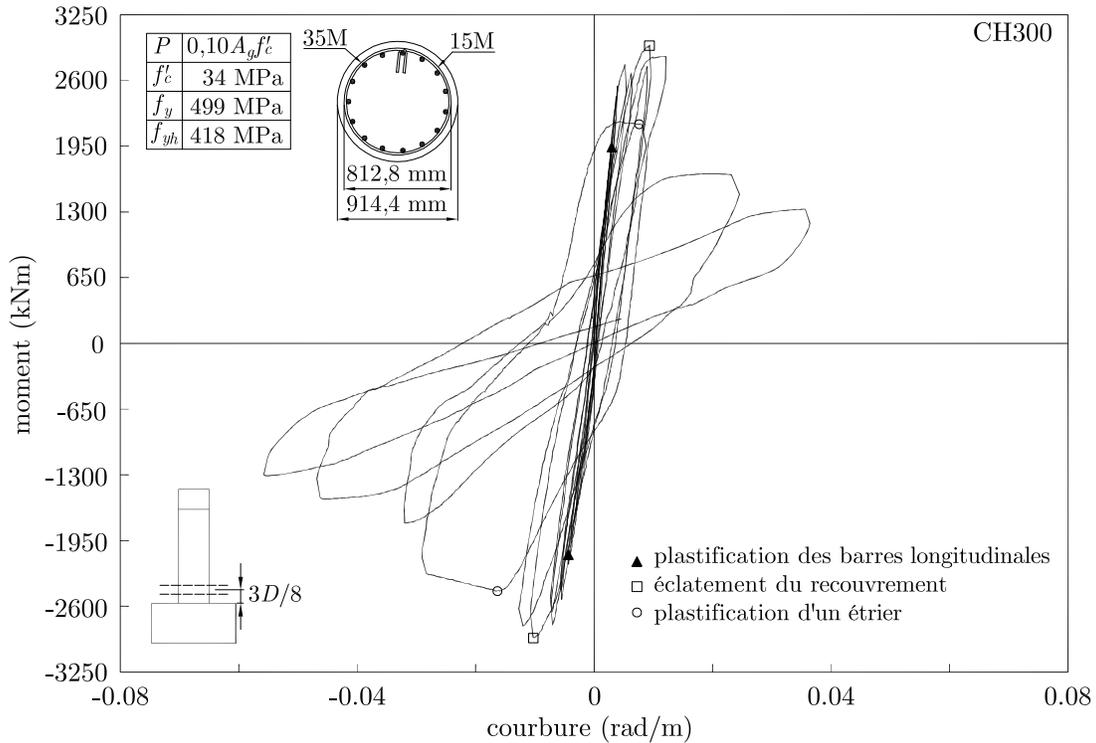


FIGURE 4.3 – Moment versus courbure entre les niveaux instrumentés 1 et 2.

4.4 RELATIONS FORCE-DÉPLACEMENT PAR CISAILLEMENT ET CONTRAINTE DE CISAILLEMENT-DISTORSION

L'instrumentation externe montrée aux figures 3.18 et 3.19 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) et pourtant, le déplacement total dû au cisaillement est l'addition des déplacements dus au cisaillement obtenus pour chaque segment. La figure 4.4 présente la relation cyclique force versus déplacement dû au cisaillement total. À l'annexe C se trouvent les courbes force versus déplacement dû au cisaillement cyclique pour chaque segment instrumenté (fig. C.4 à C.7).

Les contraintes de cisaillement ont été trouvées en divisant la force de cisaillement par l'aire effective en cisaillement A_{eff} . Priestley et coll. [73] recommandent que pour des poteaux circulaires, cette aire effective soit $0,80A_g \approx 0,628D^2$, où A_g est l'aire brute de la section du poteau et D le diamètre du poteau. Les distorsions sont obtenues en divisant les déplacements dus au cisaillement de chaque segment par la hauteur du segment respectif. La figure 4.5 présente la relation cyclique contrainte de cisaillement versus la distorsion pour le premier segment. La même relation pour les autres segments est montrée aux figures C.8 à C.10.

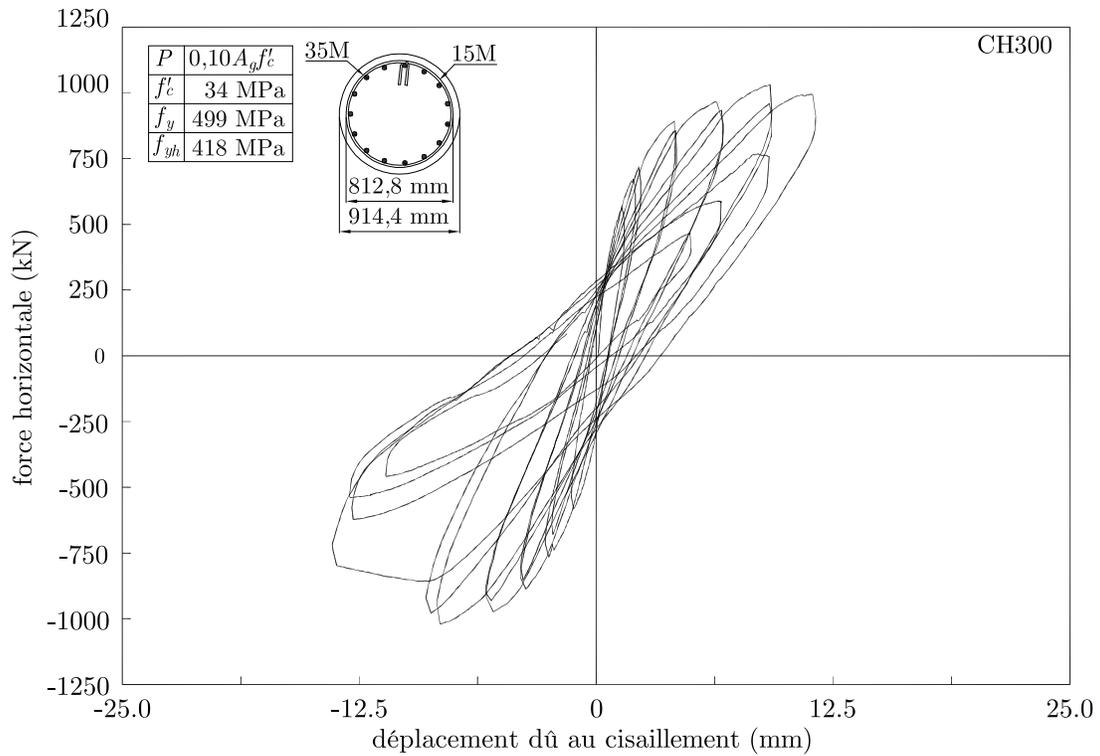


FIGURE 4.4 – Force versus déplacement total dû au cisaillement.

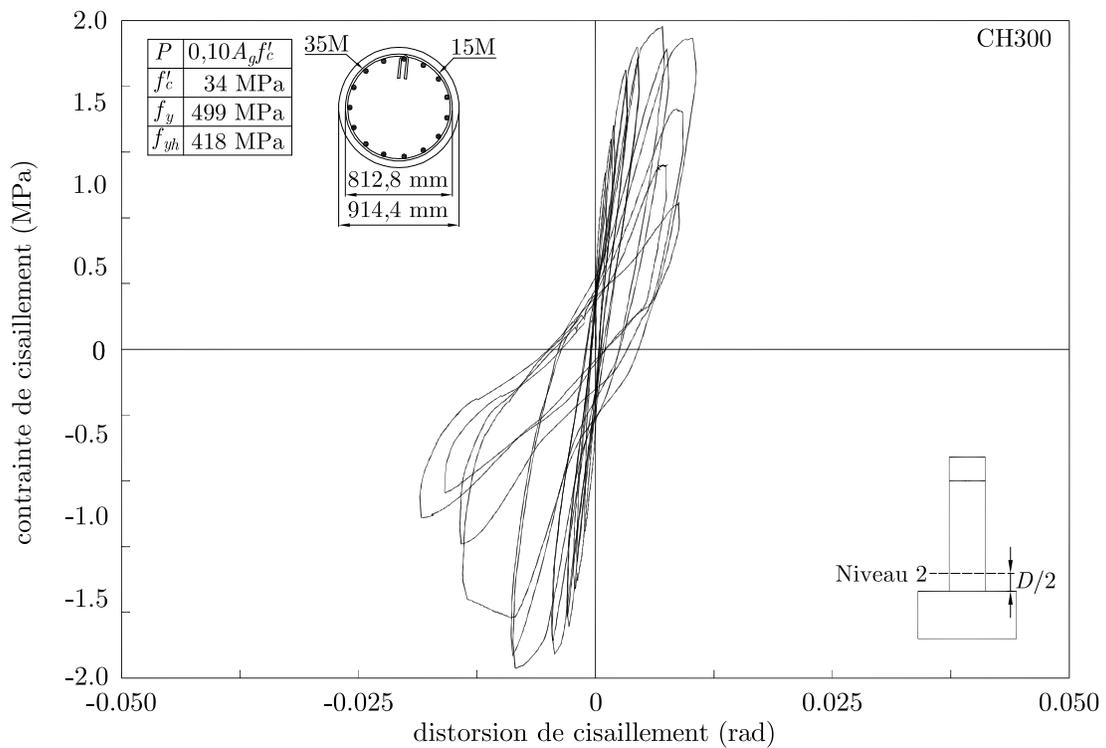


FIGURE 4.5 – Contrainte versus distorsion de cisaillement pour le niveau instrumenté 2.

4.5 RELATIONS MOMENT-ROTATION À LA BASE ET FORCE-DÉPLACEMENT PAR GLISSEMENT

Comme il a été expliqué à la section 2.3.8, 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 (fig. 3.18 et 3.19). La relation moment versus rotation à la base par glissement de l’ancrage et l’allongement des barres longitudinales est montrée à la figure 4.6. Il faut clarifier que sur cette figure les données qui correspondaient au treizième cycle sont inférieures à celles du cycle précédent étant donné que les LVDTs installés au côté sud du pilier (aussi bien à l’est que l’ouest) ont présenté des problèmes d’enregistrement.

Une fois les rotations à l’interface poteau-fondation 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 (équation (2.8)). La figure 4.7 montre la relation force versus le déplacement en tête dû au glissement de l’armature longitudinale. Comme pour les rotations, les données qui correspondaient au treizième cycle sont inférieures à celles du cycle précédent pour la même raison justificative.

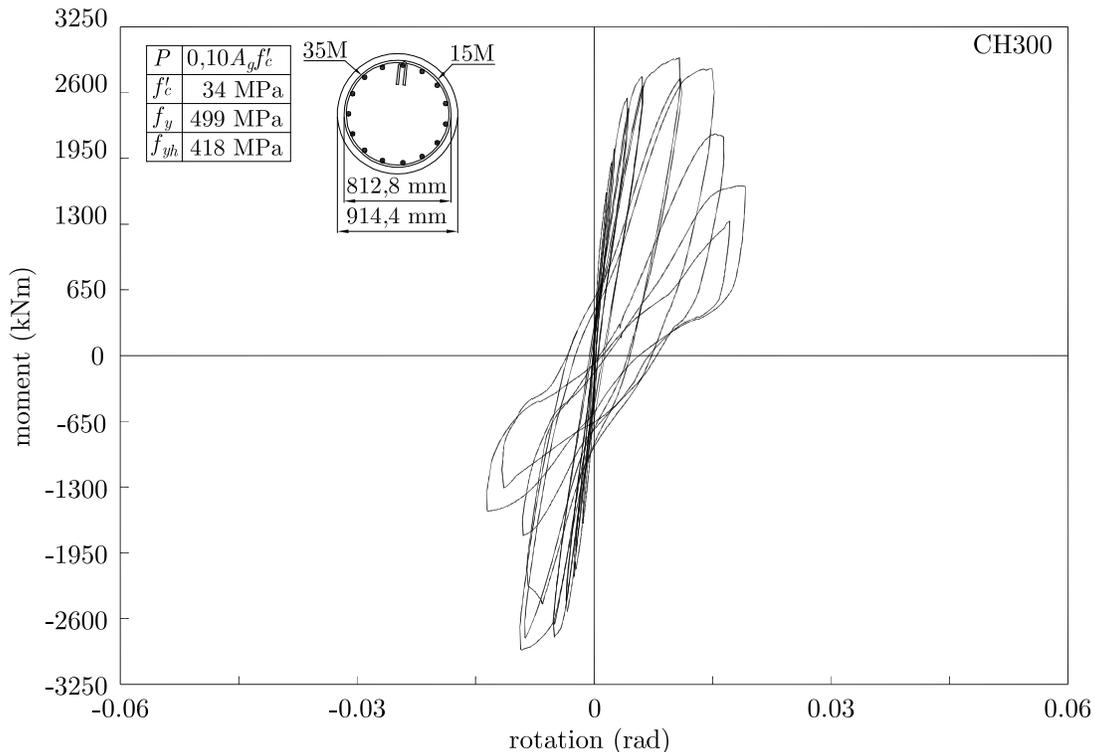


FIGURE 4.6 – Moment versus rotation à la base.

4.6 COMPOSANTES DU DÉPLACEMENT LATÉRAL

Une fois trouvées les relations force-déplacement par cisaillement et par glissement des armatures longitudinales (sections 4.4 et 4.5), il est possible de connaître la participation de chaque composante au déplacement latéral total en tête suivie lors de l’essai à chaque cycle. Les valeurs des composantes du déplacement latéral pour le pic de chaque ductilité sont présentées aux tableaux 4.3 et 4.4. Aux mêmes tableaux, la moyenne entre deux cycles consécutifs ayant la même

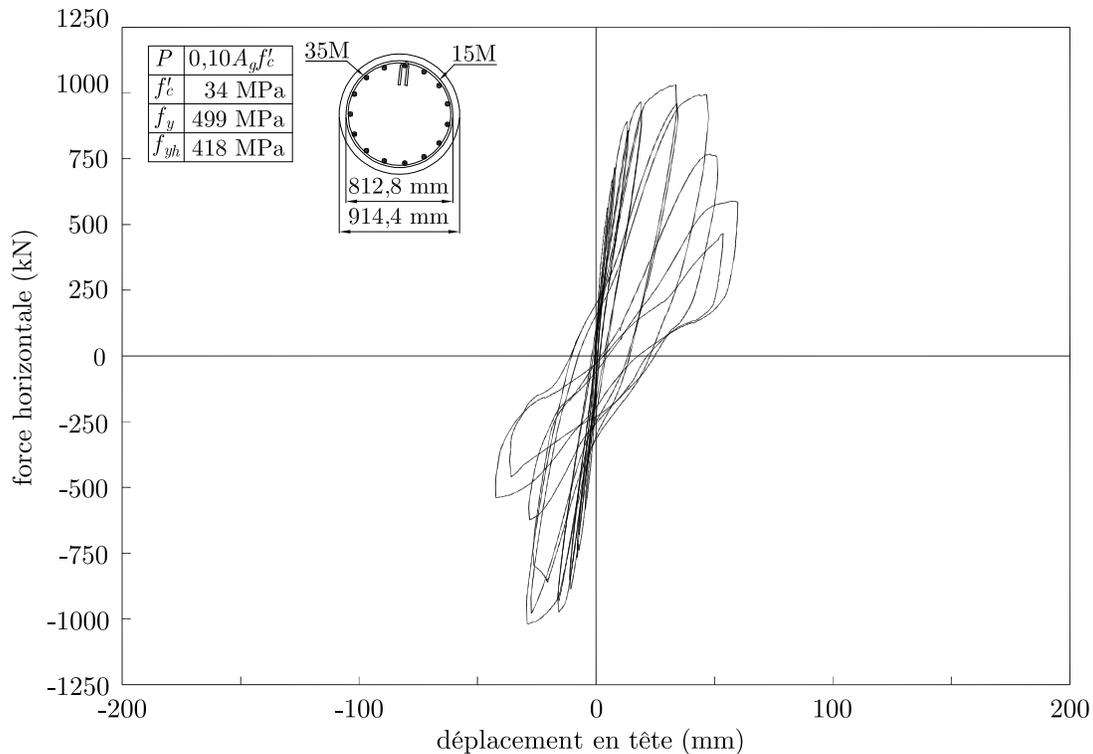


FIGURE 4.7 – Force versus déplacement par glissement de l’acier longitudinal.

ductilité a été prise. Aussi, les valeurs obtenues lors des poussées et des tirées (cycles positifs et négatifs, respectivement) sont présentées séparément, car la section transversale du pilier avait une asymétrie par rapport à la distribution de son acier longitudinal.

TABLE 4.3 – Composants du déplacement latéral des cycles positifs

Ductilité	Déplacement en tête (mm)			
	dû à la flexion	dû au glissement	dû au cisaillement	total
0,75	4,27	4,87	1,36	10,50
1,00	5,61	7,59	2,14	15,35
1,50	6,93	13,32	4,17	24,42
2,00	6,86	19,19	6,49	32,54
3,00	5,16	34,37	9,24	48,77
4,00	5,23	49,49	10,32	65,05
5,00	18,75	56,76	5,76	81,28

Les figures 4.8 et 4.9 présentent les valeurs en pourcentage trouvées dans le tableau précédant en rapport au déplacement latéral total en tête mesuré lors de l’essai.

4.7 DUCTILITÉ, DISSIPATION D’ÉNERGIE ET CONFINEMENT

Si l’on se limite aux diagrammes force-déplacement ou moment-courbure présentés respectivement aux sections 4.2 et 4.3, on ne pourra évaluer que de manière qualitative le comportement du

TABLE 4.4 – Composants du déplacement latéral des cycles positifs

Ductilité	Déplacement en tête (mm)			
	dû à la flexion	dû au glissement	dû au cisaillement	total
-0,75	-4,85	-4,47	-1,26	-10,59
-1,00	-7,02	-7,64	-2,50	-17,17
-1,50	-9,43	-11,11	-3,99	-24,52
-2,00	-10,80	-16,08	-5,80	-32,68
-3,00	-11,80	-28,52	-8,68	-48,99
-4,00	-24,32	-27,52	-13,38	-65,22
-5,00	-29,71	-39,68	-12,01	-81,40

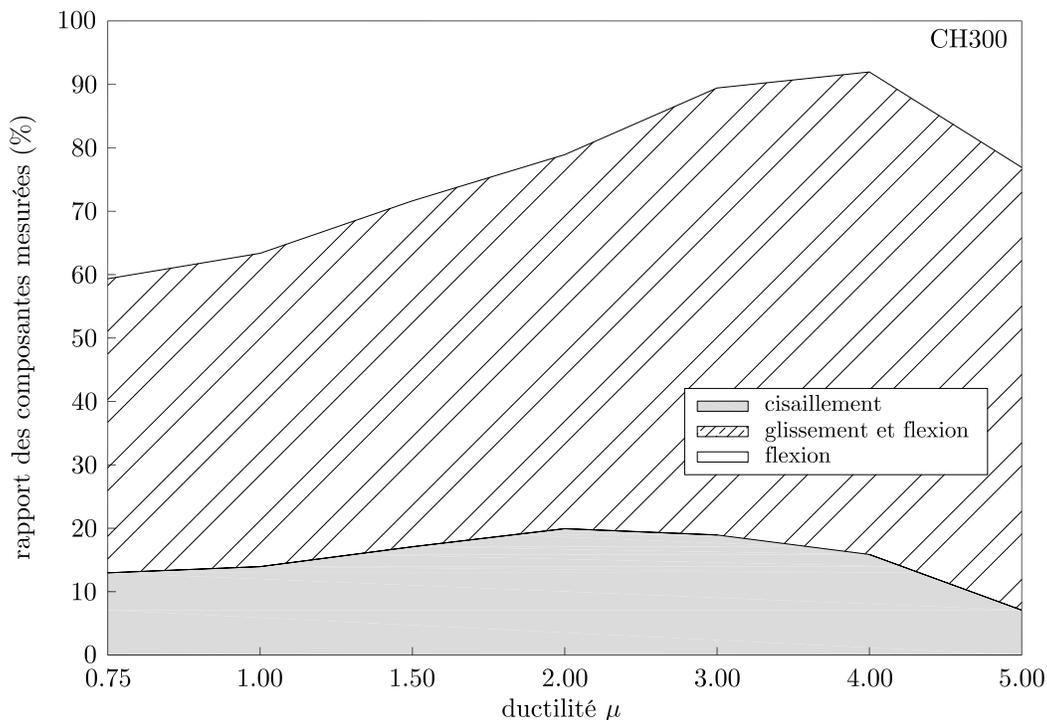


FIGURE 4.8 – Composants du déplacement latéral pour les cycles positifs.

poteau. Toutefois, cette évaluation n'est pas suffisante dans un cadre plus général et elle manque d'objectivité.

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 termes 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

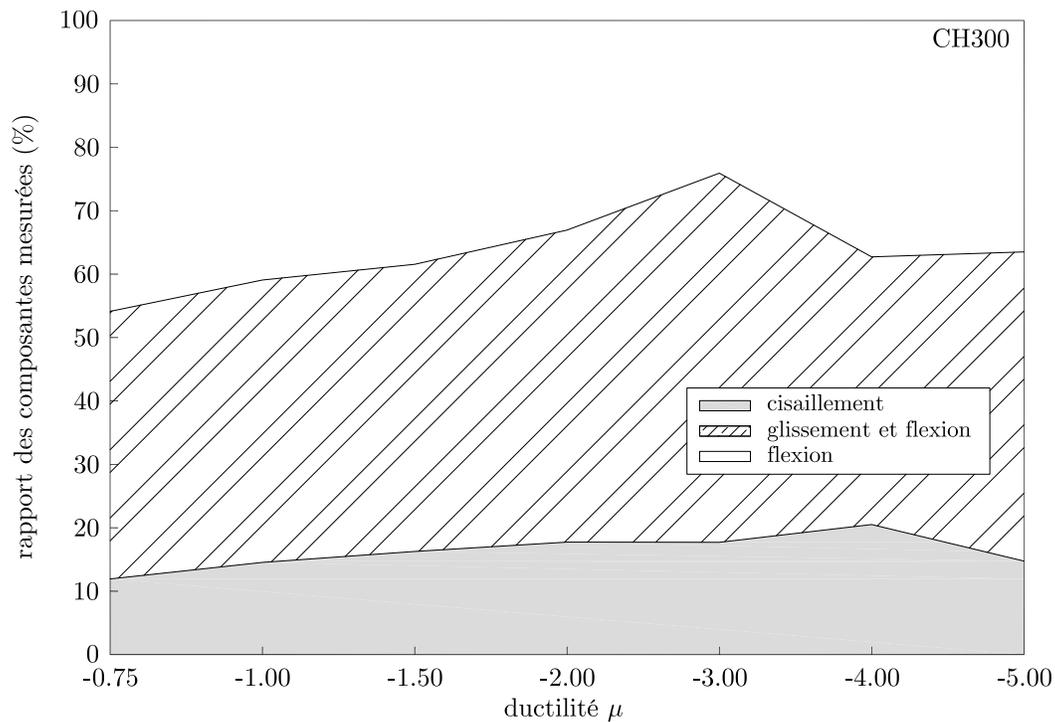


FIGURE 4.9 – Composants du déplacement latéral pour les cycles négatifs.

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, la courbe enveloppe moyenne de la réponse cyclique force-déplacement et moment-courbure doivent être estimées en utilisant la formulation présentée dans la figure 4.10.

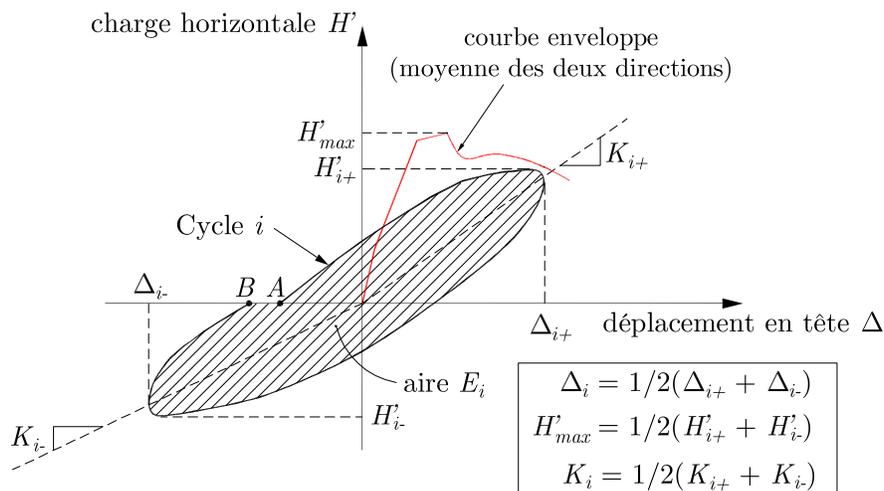


FIGURE 4.10 – Calcul de la courbe enveloppe moyenne et des paramètres énergétiques.

Les enveloppes obtenues sont représentées respectivement aux figures 4.11a et 4.11b.

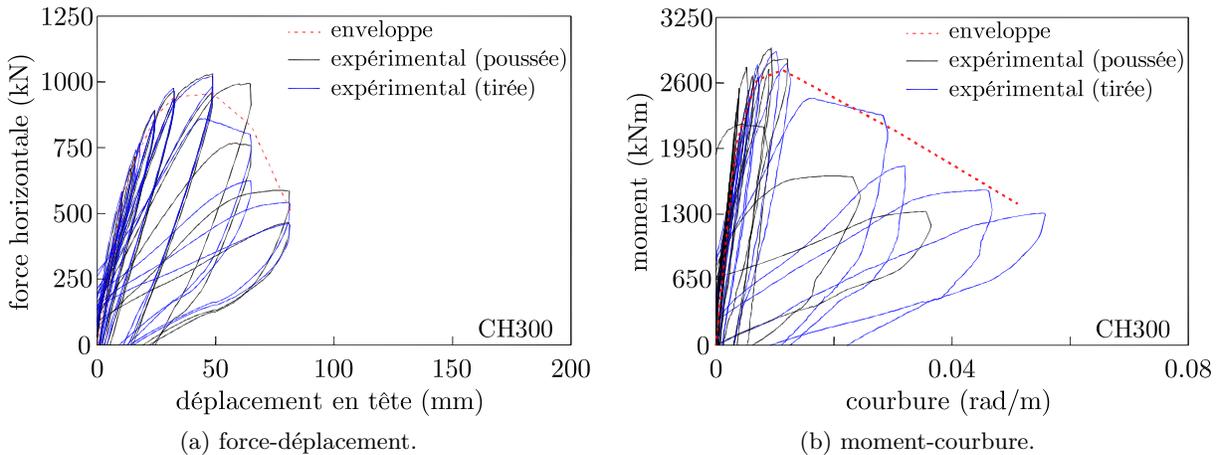


FIGURE 4.11 – Courbe enveloppe à partir de courbes cycliques.

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 4.12.

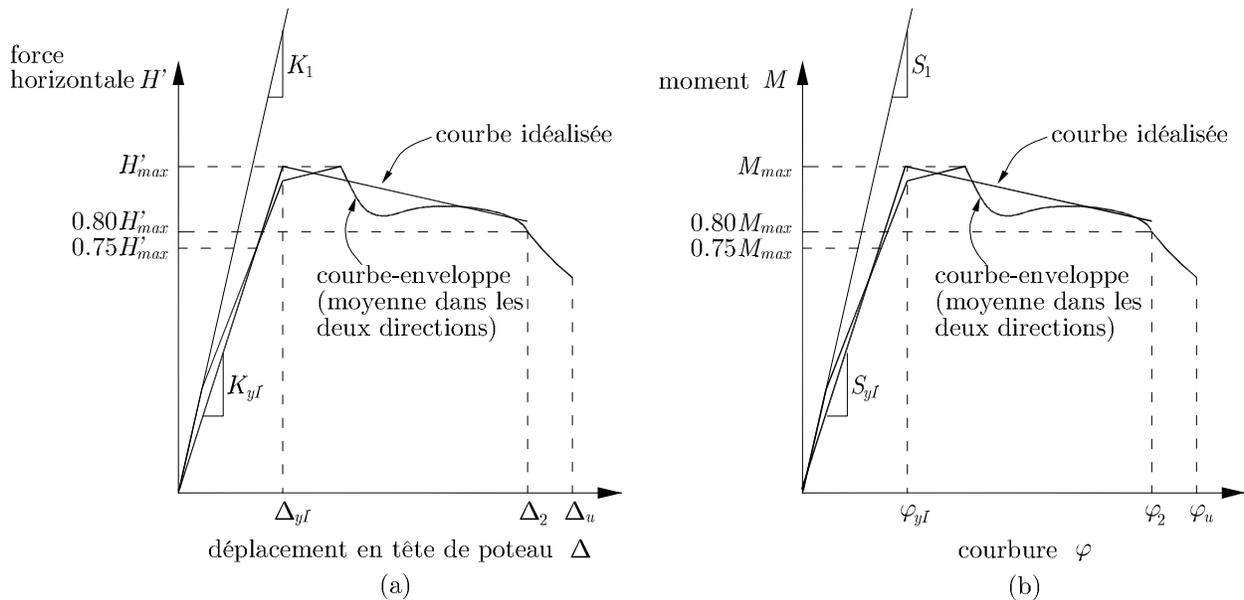


FIGURE 4.12 – Schématisation des relations bilinéaires idéalisées : (a) force versus déplacement (b) moment versus courbure.

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 (Δ_{yI} , H'_{max}) au point de rupture en déplacement (Δ_2 , H'_2), H'_2 étant prise 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 Δ_{yI} , et le déplacement ultime idéalisé Δ_2 (voir figure 4.12a). Cette procédure est répétée pour la relation moment-courbure pour obtenir les courbures idéalisées correspondant à la plastification, φ_{yI} , et à l'ultime, φ_2 (voir figure 4.12b).

Le tableau 4.5 contient les valeurs qui définissent les courbes bilinéaires idéalisées calculées pour les relations force-déplacement et moment-courbure. Ainsi, ces valeurs sont présentées à la figure 4.13.

TABLE 4.5 – Points critiques des courbes bilinéaires idéalisées $H' - \Delta$ et $M - \varphi$

Poteau	H'_{max} (kN)	Δ_{yI} (mm)	H_2 (kN)	Δ_2 (mm)	M_{max} (kN·m)	φ_{yI} (rad/m)	M_2 (rad/m)	φ_2 (rad/m)
CH300	955,1	22,0	764,0	68,5	2726,7	0,0049	2181,4	0,0288

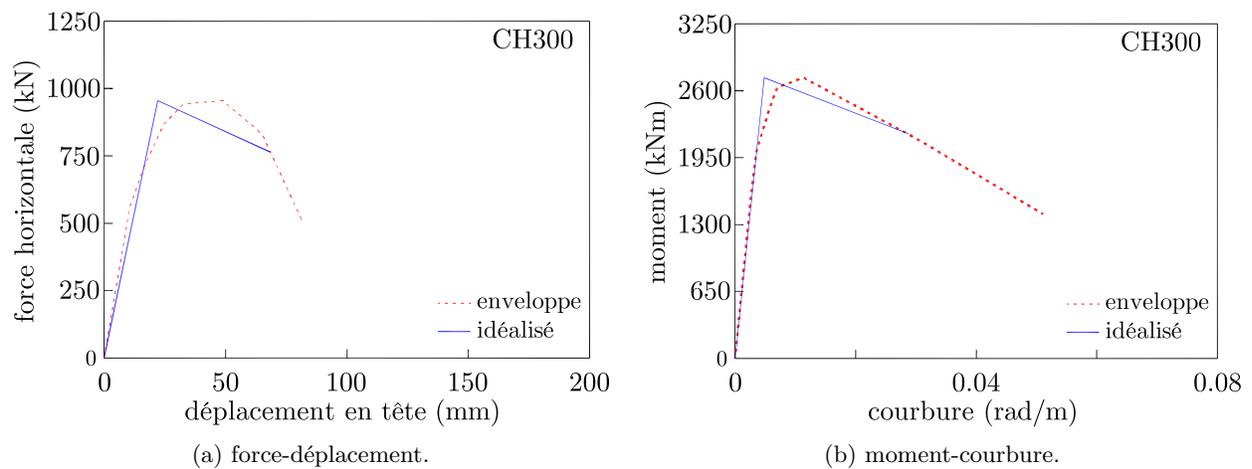


FIGURE 4.13 – Relations bilinéaires idéalisées à partir des valeurs expérimentales.

4.7.1 Indicateurs de ductilité

La ductilité en déplacement idéalisée $\mu_{\Delta I}$ est définie comme le rapport du déplacement ultime idéalisé Δ_2 sur le déplacement au point de plastification idéalisé Δ_{yI} , soit :

$$\mu_{\Delta I} = \frac{\Delta_2}{\Delta_{yI}} \quad (4.10)$$

et la ductilité en courbure idéalisée $\mu_{\varphi I}$ est définie comme le rapport de la courbure ultime idéalisée φ_2 sur la courbure au point de plastification idéalisé φ_{yI} , soit :

$$\mu_{\varphi I} = \frac{\varphi_2}{\varphi_{yI}} \quad (4.11)$$

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 δ_u est un autre indicateur utilisé pour mesurer le déplacement maximum à la rupture divisé par la hauteur de l'élément :

$$\delta_u = \frac{\Delta_2}{l} \quad (4.12)$$

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.

4.7.2 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 favorable est son comportement sismique, devant 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 4.13.

$$E_i = \oint H' d\Delta \quad (4.13)$$

où H' est égal à H pour ce projet, comme indiqué à l'équation 4.9.

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

$$E_{hyst} = \sum_{i=1}^n E_i \quad (4.14)$$

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 :

$$E_N = \frac{1}{H'_{max} \Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n E_i \quad (4.15)$$

4.7.3 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. [32] 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 s'exprime par la relation entre la somme des forces et des déplacements mesurés, soit :

$$I_w = \frac{1}{H'_{max} \Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n H'_i \Delta_i \quad (4.16)$$

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 [27] proposent d'utiliser un indice énergétique normalisé, D_{ew} , en introduisant la rigidité sécante K_i et les déplacements maximums Δ_i à chaque cycle :

$$D_{EW} = \frac{1}{H'_{max}\Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n E_i \left(\frac{K_i}{K_{yI}} \right) \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_{yI}} \right)^2 \quad (4.17)$$

où K_{yI} est défini dans la figure 4.12. 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.

4.7.4 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 corréler la capacité de déplacement d'un poteau avec l'efficacité du confinement apporté par le renforcement transversal. L'indice I_k (équation (4.18)) a été proposé par Paultre et coll. [66]. 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.

$$I_k = \frac{\rho_s f'_h}{f'_c k_p} \quad (4.18)$$

La variable k_p est définie dans la norme canadienne de calcul des ponts routiers CSA S6-06 comme le rapport entre la charge axiale réelle appliquée P et la capacité axiale de la section transversale du poteau P_{ro} (équation (2.3)). De plus, f'_h est la contrainte dans l'armature transversale lorsque le béton atteint sa contrainte maximale, qui peut être prise égale à la limite élastique de l'acier de l'armature transversale f_{yh} jusqu'à 500 MPa.

4.7.5 Amortissement cyclique

Il est largement accepté que l'amortissement est un des paramètres déterminants pour la réponse dynamique d'une structure. Priestley et coll. [73] expliquent que pour les ponts, trois types d'amortissement sont plus courants. Tout d'abord, 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, 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, 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 ξ_{eq} , qui à son tour est 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 [64].

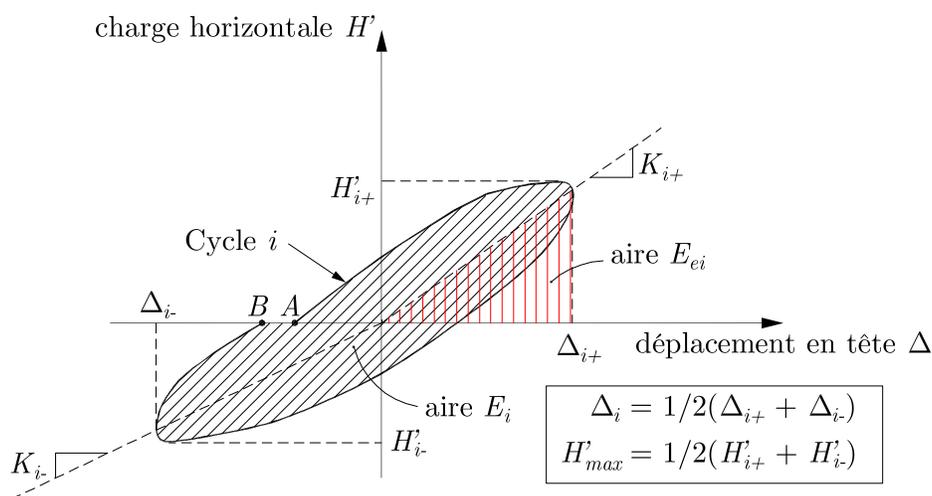


FIGURE 4.14 – Énergie dissipée par amortissement durant un cycle de chargement.

La figure 4.14 explique comment, pour un cycle d'hystérèse i , il est possible de trouver le taux d'amortissement visqueux équivalent. Autrement dit, comment pour un cycle i , la boucle d'hystérèse peut être convertie dans un autre linéaire élastique équivalent qui représente l'énergie de déformation emmagasinée. Le taux d'amortissement visqueux équivalent peut être quantifié pour chaque cycle selon l'équation (4.19) et les valeurs trouvées sont présentées au tableau 4.6

$$\xi_{eq_i} = \frac{E_i}{4\pi E_{ei}} = \frac{E_i}{2\pi H'_{max} \Delta_i} \quad (4.19)$$

TABLE 4.6 – Taux d'amortissement visqueux équivalent quantifié expérimentalement

Cycle	μ	μ_{Δ}	ξ_i (%)	$\xi_{i_{moy}}$ (%)
1,00	0,75	0,48	6,43	6,43
2,00	1,00		5,55	
3,00	1,00	0,74	3,87	4,71
4,00	1,50		6,39	
5,00	1,50	1,11	4,69	5,54
6,00	2,00		7,88	
7,00	2,00	1,48	5,98	6,93
8,00	3,00		13,09	
9,00	3,00	2,22	10,38	11,74
10,00	4,00		15,83	
11,00	4,00	2,96	14,30	15,06
12,00	5,00		15,20	
13,00	5,00	3,70	13,15	14,18

À partir des valeurs du tableau 4.6, on peut voir que l'amortissement visqueux équivalent varie en fonction de la ductilité structurale μ_Δ (fig. 4.15) et c'est convenable de pouvoir exprimer cette relation de façon mathématique.

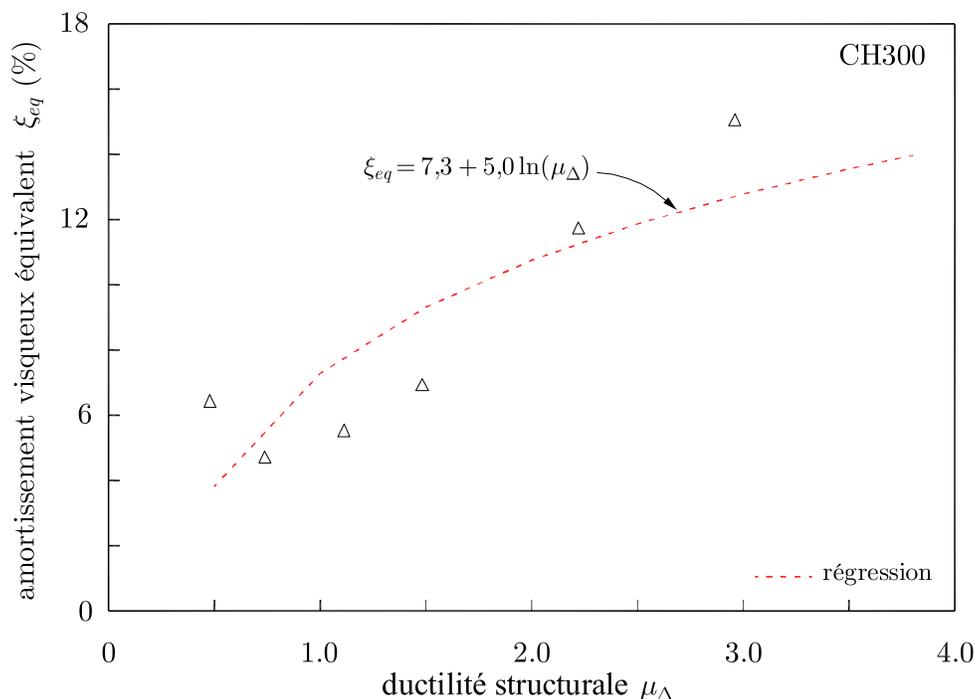


FIGURE 4.15 – Relations bilinéaires idéalisées à partir des valeurs expérimentales.

D'un autre côté, 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 [45,78]. L'équation (4.20) est tirée de la régression logarithmique employée et une corrélation de 0,70 a été obtenue, ce qui démontre une bonne correspondance.

$$\xi_{eq} = 7,3 + 5,0 \ln(\mu_\Delta) \quad (4.20)$$

Le tableau 4.7 résume les valeurs des indicateurs mentionnés ci-dessus.

TABLE 4.7 – Indicateurs de ductilité, d'énergie, d'endommagement et de confinement

Poteau	$\mu_{\Delta I}$	$\mu_{\varphi I}$	δ_u (%)	E_{hyst} (J)	E_N	I_W	D_{EW}	I_k	ξ_{eq} (%)
CH300	3,1	5,9	2,2	268180	12,8	18,2	27,8	0,4	13,0 [†]

[†] Obtenu à partir de l'équation (4.20).

4.8 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. 3.18) et il est présenté à la figure 4.16.

Les valeurs rapportées à cette figure 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

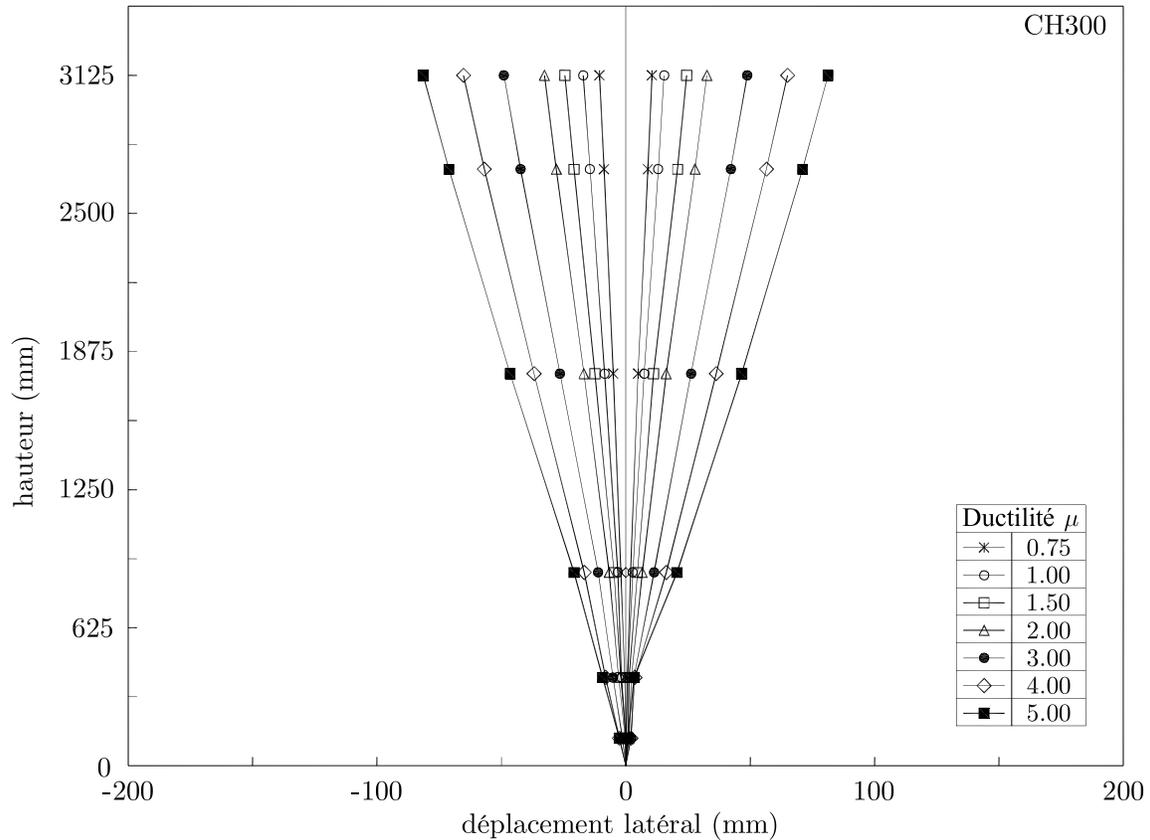


FIGURE 4.16 – Profil du déplacement latéral.

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.

Dans le profil de déplacement latéral total, on constate que 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.

4.9 PROFIL DE LA COURBURE

Grâce aux enregistrements des déformations verticales des jauges installées sur les barres d'armature longitudinales, la courbure moyenne par section instrumentée a été trouvée (fig. C.1 à C.3). Une fois les courbures par section déterminées, le profil des courbures présenté à la figure 4.17 fut établi.

Les valeurs rapportées à cette figure correspondent aux déplacements latéraux maximums en tête du poteau pour chaque cycle. Ainsi, la moyenne entre deux cycles consécutifs a aussi été prise, pour les mêmes justifications que pour le profil des déplacements latéraux. Dans ce profil apparaissent les sept premiers cycles seulement, car pour les cycles suivants, les déformations sont trop importantes pour les jauges de déformation utilisées.

Comme il était attendu, la courbure est plus grande à la base du poteau et diminue lorsque la hauteur augmente. Aussi, on peut voir que la courbure pénètre sur une longueur donnée à l'intérieur de la fondation d'approximativement 400 mm. Cette valeur a une correspondance au deuxième

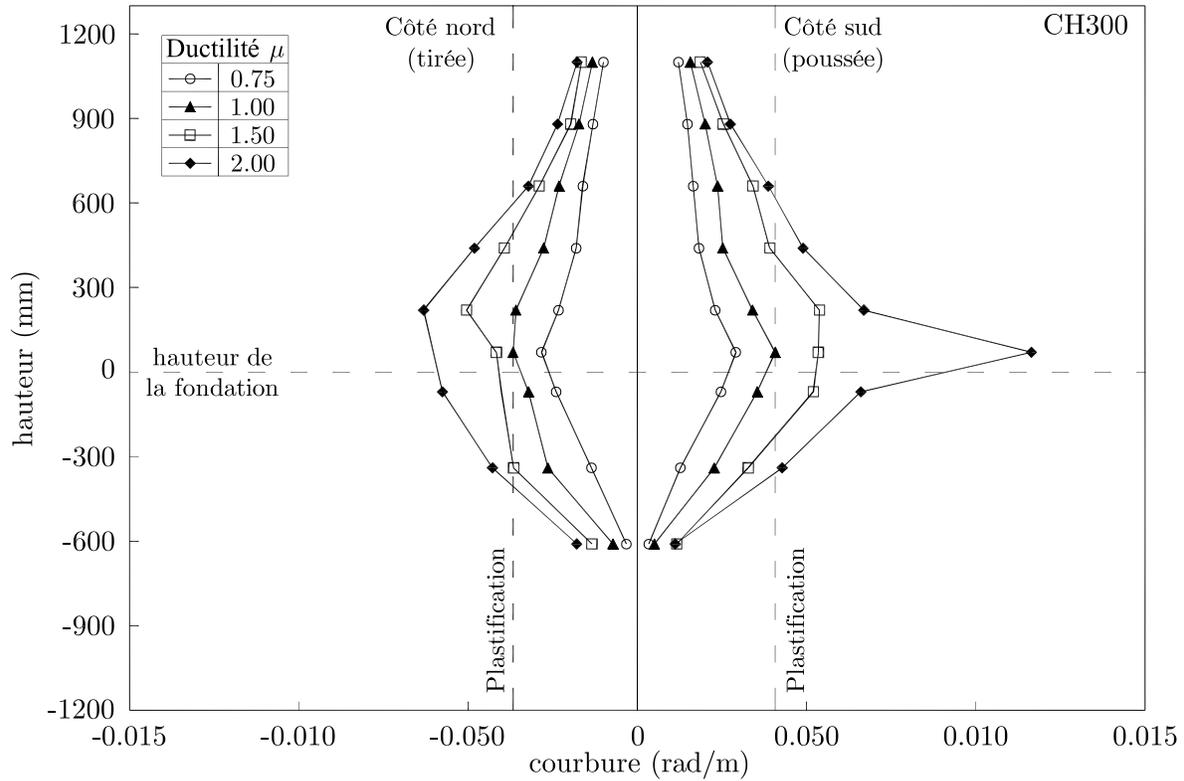


FIGURE 4.17 – Profil de la courbure obtenue à partir de l'instrumentation interne.

terme de l'équation proposée par Priestley et Calvi [72] et présentée au tableau 2.3 : $0,022d_b f_y = 384 \text{ mm}$. Cette équation est justement formulée pour prendre en compte cette pénétration de la plastification dans la fondation.

4.10 SOLLICITATION DE L'ACIER LONGITUDINAL

La figure 4.18 montre la section du pilier où les cercles rouges représentent les quatre barres longitudinales munies des jauges. Comme on peut voir, ces barres ne correspondaient pas aux barres placées aux extrémités de la section du pilier, cependant les enregistrements des déformations sur ces barres ont permis de déterminer la plastification expérimentale sur les barres adjacentes (cercles bleus sur la figure 4.18) ainsi que la progression des déformations de celles-ci.

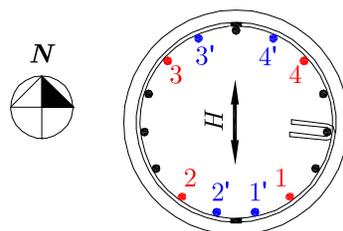


FIGURE 4.18 – Jauges de déformation sur les barres d'acier longitudinales.

Les figures 4.19 et 4.20 présentent, pour les faces est et ouest, la progression des déformations en traction des barres d'acier tendues pour les sept premiers cycles de l'essai, c'est-à-dire entre $0,75\Delta_y$ et $2,00\Delta_y$. Ces valeurs ont été obtenues à partir des jauges de déformation installées sur

les barres d'armature (voir section 3.6.1). En outre, la moyenne des valeurs enregistrées entre deux cycles consécutifs (c'est-à-dire les cycles ayant la même ductilité) a été prélevée.

La procédure de calcul basée sur la compatibilité des déformations pour déterminer la plastification expérimentale est expliquée à la section B.3 et la même procédure a été appliquée pour extrapoler la progression des déformations en traction des barres d'acier tendues adjacentes, pour les faces est et ouest présentées aux figures 4.21 et 4.22, respectivement (voir section B.4). Il faut souligner que les jauges qui ont été brisées, endommagées avant ou lors de l'essai, ou hors d'échelle de mesure, ont été supprimées des données et des figures.

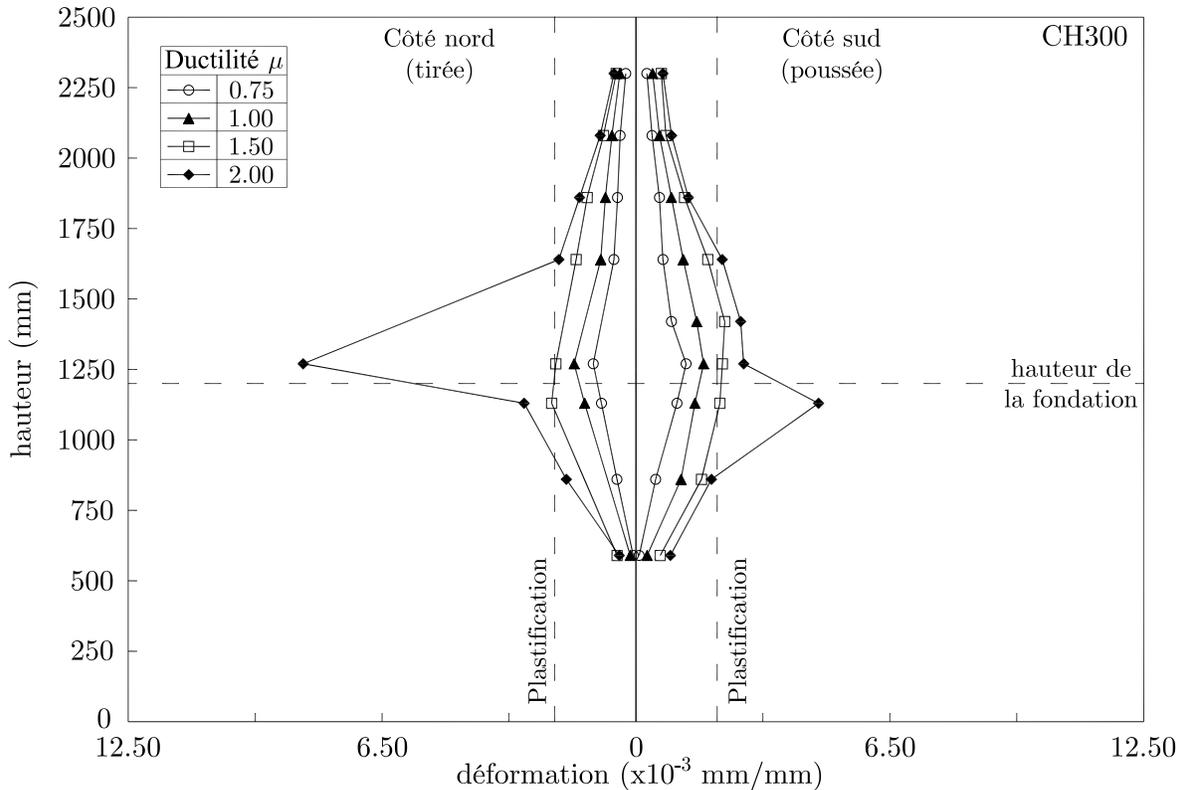


FIGURE 4.19 – Progression de la déformation pour le poteau CH300 pour le côté est.

Dans les figures 4.19 à 4.22, on peut voir trois lignes en traitillé, deux verticales et une horizontale. Les lignes verticales indiquent la déformation correspondant à la plastification de l'acier, autrement dit que tout point atteignant ou dépassant ces lignes est une indication de la plastification de l'armature. La ligne horizontale correspond à la surface supérieure de la semelle de fondation du spécimen. Les points qui se trouvent en dessous de cette ligne correspondent aux jauges qui ont été collées sur les barres d'acier ancrées dans la fondation. Celles qui se trouvent au-dessus de la ligne horizontale correspondent aux jauges situées sur les barres d'armature dans le poteau.

Ces courbes permettent aussi d'estimer la hauteur de pénétration de la plastification des barres d'armature du poteau dans la semelle de fondation. Comme il était attendu, la plastification des barres est surtout concentrée dans la zone de la rotule plastique et dans la partie supérieure de la fondation.

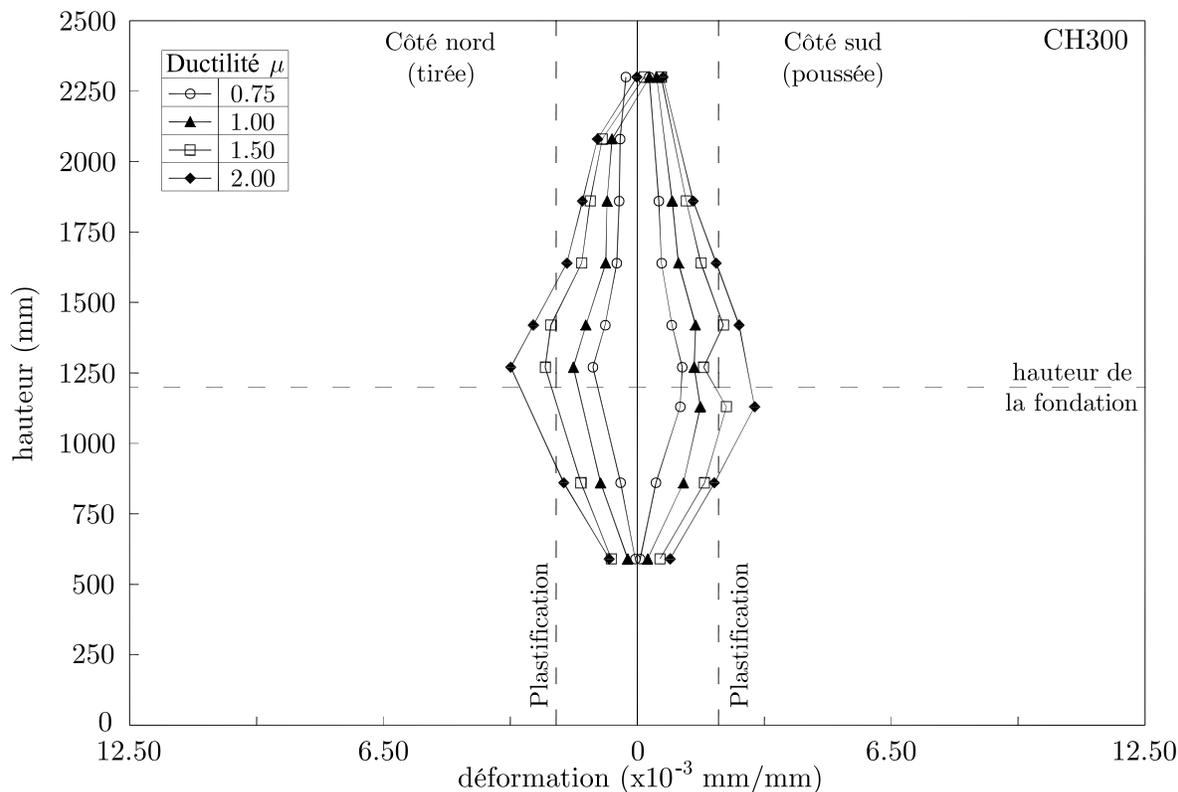


FIGURE 4.20 – Progression de la déformation pour le poteau CH300 pour le côté ouest.

4.11 SOLLICITATION DE L'ARMATURE TRANSVERSALE

La figure 4.23 montre la progression des déformations dans les étriers circulaires par ductilité (valeur moyenne entre deux cycles consécutifs). Ces valeurs ont été obtenues à partir des jauges de déformations collées sur les étriers (voir section 3.6.1). De même, les jauges qui ont été brisées, endommagées avant ou lors de l'essai, ou hors d'échelle de mesure, ont été supprimées de la figure. Par exemple, les deux jauges installées sur le deuxième étrier placé à une distance de 400 mm par rapport au sommet de la fondation ont été endommagées, alors leurs données n'apparaissent pas à la figure 4.23.

Dans la figure 4.23, la ligne en pointillé horizontale indique la déformation correspondant à la plastification de l'acier, autrement dit que tout point atteignant ou dépassant cette ligne indique la plastification de l'armature. La position de chaque étrier est donnée à la partie supérieure gauche.

Dans la figure précédente, il est possible de voir que la demande sur les aciers transversaux a été faible jusqu'au niveau de ductilité de trois, cependant la demande augmentait rapidement pour les ductilités suivantes. On sait que la demande sur les étriers peut délimiter aussi la zone de rotule plastique, toutefois dans le cas d'un pilier ayant un chevauchement des aciers longitudinaux à la base, il peut présenter des rotations relatives entre l'acier ancré dans la fondation et l'acier longitudinal du poteau sur la longueur chevauchée qui vont augmenter la demande sur les étriers [50]. Alors, même si les étriers localisés à 700 et 1000 mm ont atteint la plastification, ça ne veut pas dire qu'ils étaient à l'intérieur de la rotule plastique.

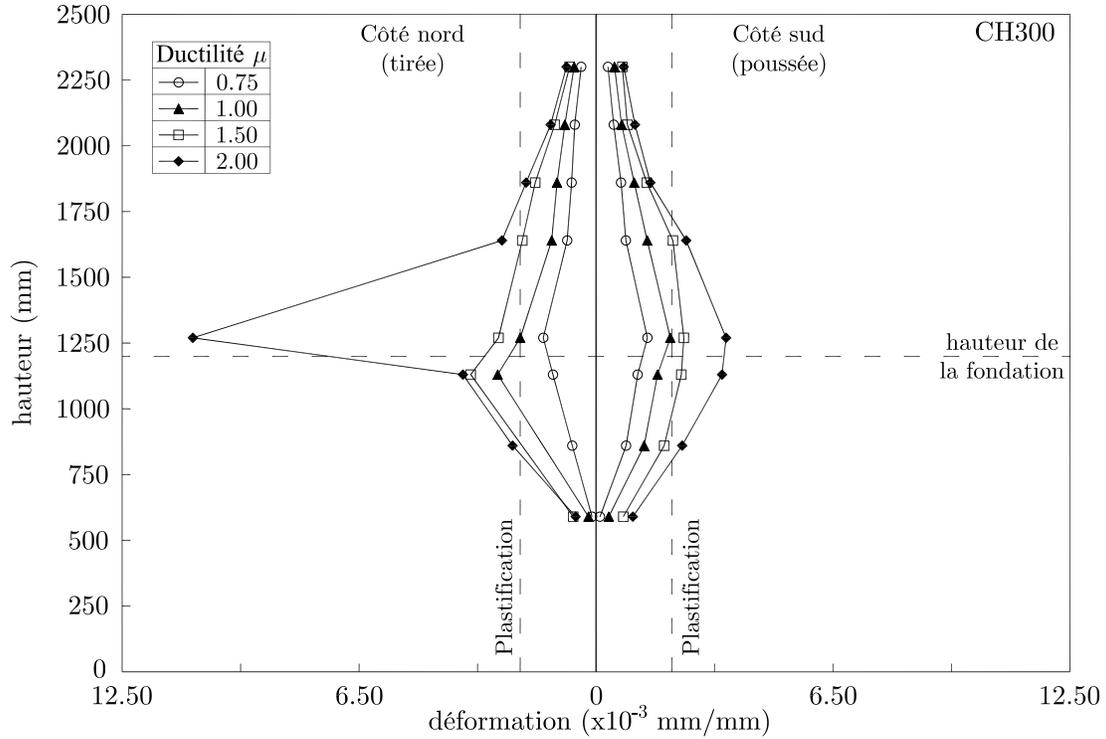


FIGURE 4.21 – Progression de la déformation pour le poteau CH300 pour le côté est (extrapolé).

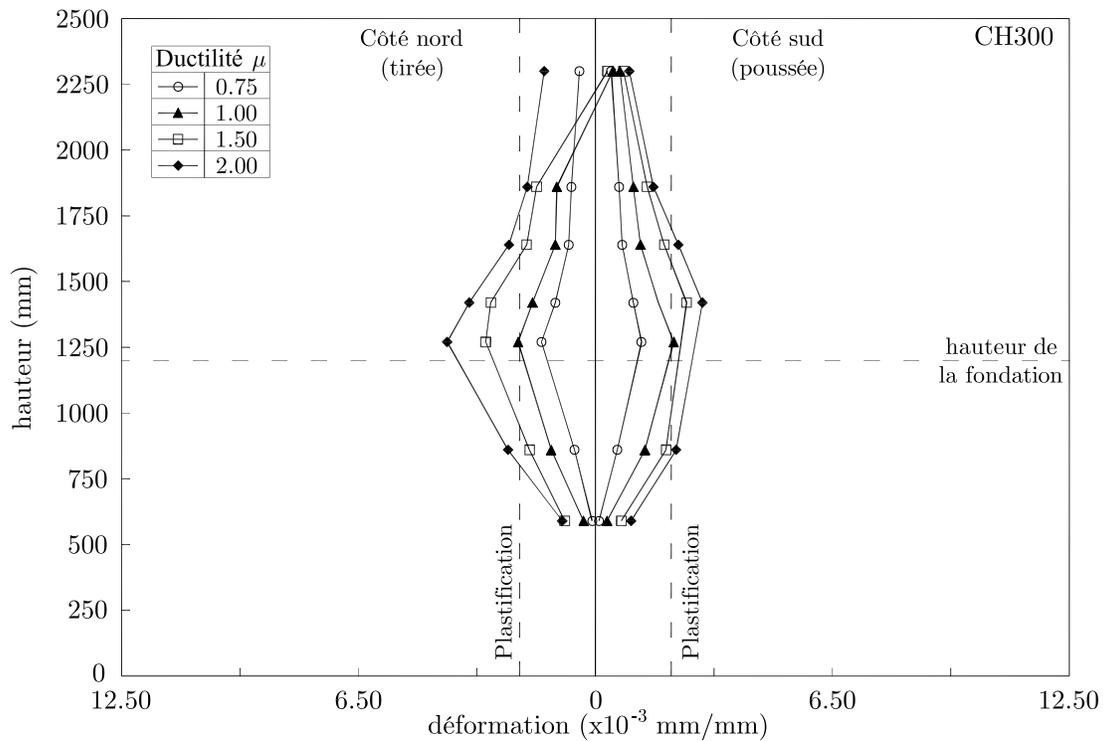


FIGURE 4.22 – Progression de la déformation pour le poteau CH300 pour le côté ouest (extrapolé).

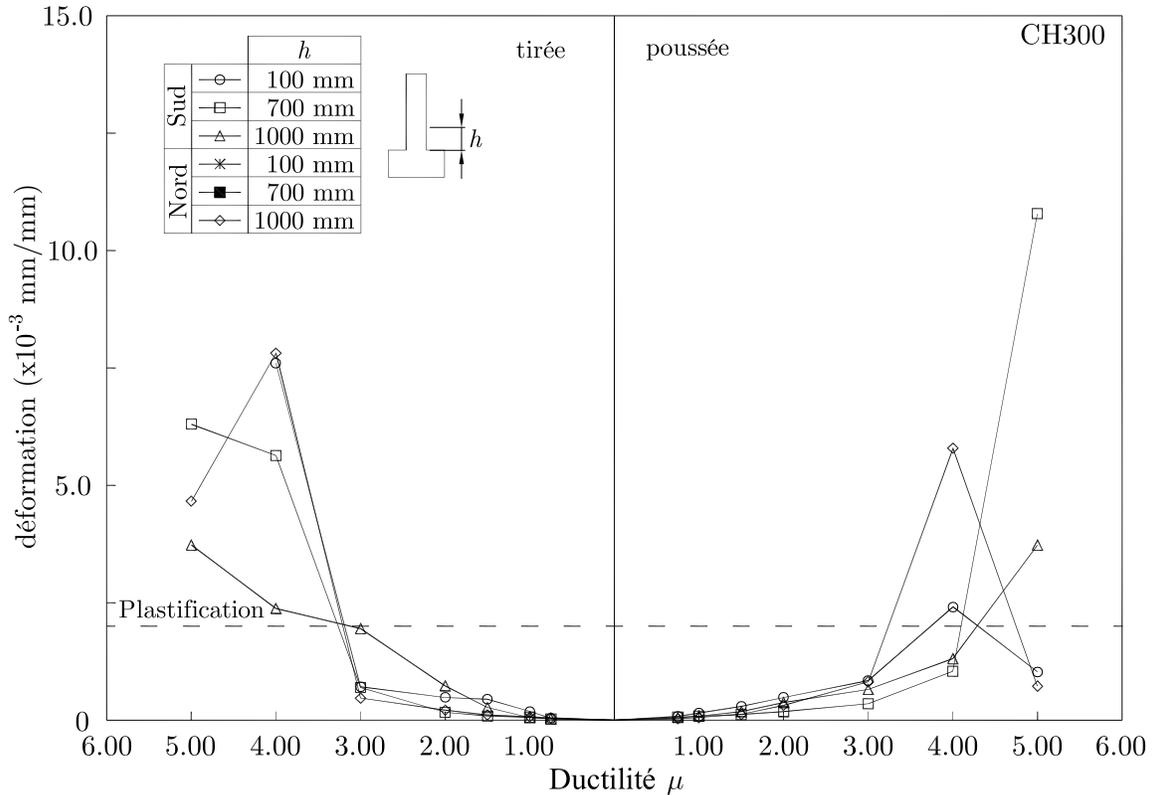


FIGURE 4.23 – Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau CH300.

4.12 LONGUEUR DE LA ROTULE PLASTIQUE ET ZONE ENDOMMAGÉE

L'estimation de la rotule plastique est faite en considérant les formulations listées au tableau 2.3 (voir la section 2.3.8). De même, il a été décidé d'inclure la formulation de la norme canadienne pour le calcul des ponts routiers CSA S6-06 pour l'estimation de la longueur de la rotule plastique. Selon son article 4.7.4.2.4b, la longueur théorique de rotule plastique doit être prise comme la valeur la plus grande entre la dimension transversale maximale du poteau, un sixième de la hauteur libre du poteau ou 450 mm.

Ces équations nous permettent d'estimer alors la longueur de la rotule plastique, néanmoins il est nécessaire de trouver un moyen de quantifier cette longueur avec nos données expérimentales. On sait qu'il n'est pas possible de mesurer directement sur le poteau la longueur de rotule plastique, étant donné que par définition, elle est une idéalisation pour quantifier le déplacement inélastique qui regroupe un ensemble de phénomènes qui agissent dans le domaine inélastique (glissement de l'armature longitudinale, déformations par cisaillement, entre autres). Nonobstant, Paulay et Priestley [62] ont déduit la relation entre la ductilité structurale et la ductilité en courbure comme montrée à l'équation (4.21). Cette relation tient compte de la pénétration de la plastification de l'acier en tension dans la fondation. À partir de l'équation (4.21) et après avoir résolu l'équation quadratique, la longueur de la rotule plastique peut être quantifiée selon l'équation (4.22). En remplaçant dans cette dernière équation les valeurs μ_{Δ} et μ_{φ} trouvées à la section 4.7, on estime la longueur de rotule plastique expérimentale :

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3(\mu_{\varphi} - 1) \frac{l_p}{l} \left(1 - \frac{l_p}{2l}\right) \quad (4.21)$$

$$l_p = \min \left\{ l \pm l \sqrt{1 - \frac{2}{3} \left(\frac{\mu_\Delta - 1}{\mu_\varphi - 1} \right)} \right\} \quad (4.22)$$

Le tableau 4.8 présente les valeurs de longueur de rotule plastique calculées à partir des différentes estimations susmentionnées.

TABLE 4.8 – Longueur de la rotule plastique

Méthode	Longueur de rotule plastique l_p (mm)		$\frac{l_{p\text{théorique}}}{l_{p\text{mesurée}}} (\%)$
	théorique	mesurée [†]	
Park et coll. (1982)	366		76
Mander (1983)	379		78
Zahn et Priestley (1986)	518		107
Priestley et Park (1987)	464		96
Paulay et Priestley (1992)	784		162
Priestley et Calvi (2003)	561	484	116
Eurocode 8 (2005)	580		120
Bae (2005)	229		47
CSA S6-06 (2006)	914		189
Berry et coll. (2008)	452		93

[†] Obtenu à partir de l'équation (4.22).

À partir du tableau 4.8, on peut voir comme l'estimation de la longueur de rotule plastique devient plus précise avec l'évolution des années. Aussi, les équations données par les normes CSA S6-06 et l'Eurocode dépassent les valeurs mesurées, mais du point de vue des réglementations, il est convenable de surestimer la longueur de rotule plastique, puisque cela peut résulter en une augmentation de la sécurité (par exemple par des exigences sur de l'armature transversale sur une longueur plus grande).

D'un autre côté, on voit que les équations proposées par les différents auteurs du tableau 4.8, à l'exception de Park et coll., Mander, et Bae, surestiment la longueur de rotule plastique. Cette surestimation peut être expliquée par deux raisons, le taux d'armature transversale déficiente et le recouvrement à la base du poteau dont diminuent la longueur de rotule plastique. Cette observation coïncide avec l'explication faite par Priestley et coll. [73], où ils discutaient l'effet du recouvrement à la base du poteau sur la rotule plastique. De plus, l'équation proposée par Bae a une dispersion plus élevée que les autres équations, mais comme l'auteur l'explique, cette équation n'est pas réaliste pour des charges axiales élevées, qui est notre cas.

La figure 4.24 montre la région endommagée du poteau pour chacune des faces sud et nord. Aussi, aux figures 4.24(a) et (d), les hachures représentent l'endommagement apparu à la surface du poteau. Les hachures noires correspondent aux photos (b) et (e) (fig. 4.24) qui ont été prises à la fin de l'essai, avant d'enlever l'instrumentation. Les rouges correspondent aux photos (c) et (f) de la même figure qui ont été prises après avoir enlevé l'instrumentation.

À la figure 4.24, on peut voir qu'après le retrait de l'instrumentation, le côté nord était le plus endommagé. Cela peut être expliqué en tenant compte de l'interaction des barres chevauchées à la base. Lorsque les barres étaient soumises en traction ou en compression, la transmission des efforts dans le chevauchement est faite par adhérence en utilisant le béton qui l'entoure. Cette transmission des efforts entraîne alors l'apparition des fissures qui, à mesure que les cycles augmentaient, augmentaient en quantité et en épaisseur. Puisque le côté nord avait plus de barres d'armature



(c) Photo du côté sud après avoir enlevé l'instrumentation.



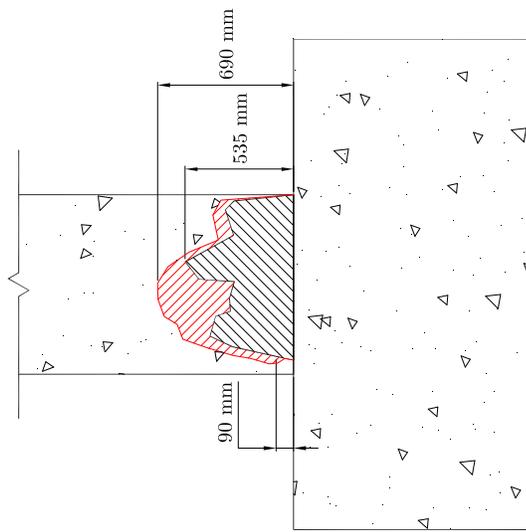
(b) Photo du côté sud prise à la fin de l'essai.



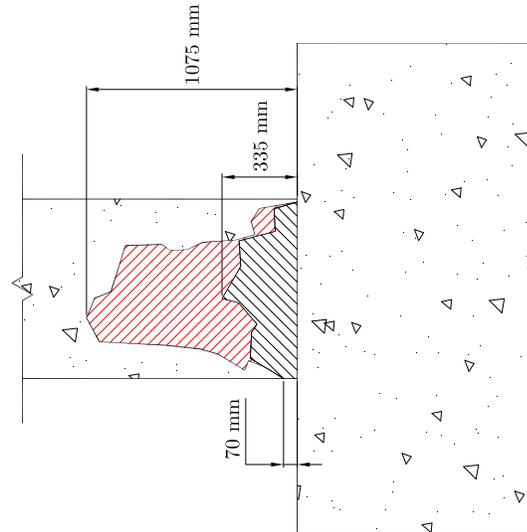
(f) Photo du côté nord après avoir enlevé l'instrumentation.



(e) Photo du côté nord prise à la fin de l'essai.



(a) Schématisation de l'endommagement du côté sud.



(d) Schématisation de l'endommagement du côté nord.

FIGURE 4.24 – Régions endommagées du spécimen CH300.

longitudinales et moins de volume de béton l'entourant par rapport au côté sud, cette interaction était plus grande et par la suite, l'endommagement aussi.

De plus, on remarque la présence des fissures verticales qui vont encore en liaison à l'interaction des barres chevauchées ; en observant d'une manière détaillée les photos à la figure 4.24(b), (c), (e) ou (f), on constate que ces fissures coïncident approximativement avec la face en contact avec les barres chevauchées.

4.13 RÉSUMÉ DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Les tableaux 4.9 et 4.10 font une compilation des résultats expérimentaux obtenus. La ductilité structurelle μ_{Δ} a été quantifiée en divisant la moyenne des déplacements au pic de chaque cycle ayant la même ductilité en déplacement μ par le déplacement à la plastification idéalisée Δ_{yI} trouvé à la section 4.7 (tableau 4.5). D'un autre côté, on sait que la ductilité structurelle ne doit pas dépasser la valeur maximale trouvée au tableau 4.7, ce pour quoi aux tableaux ci-dessous pour une ductilité en déplacement de 5,00, la ductilité structurelle ne fut pas quantifiée. Aussi, une procédure analogue à celle de la ductilité structurelle a été utilisée pour trouver la ductilité en courbure. Pour des raisons justificatives semblables, pour une ductilité en déplacement de 5,00, la ductilité en courbure n'était pas rapportée. De même, le taux relatif inter étage δ a été calculé en divisant la moyenne des déplacements au pic de chaque cycle ayant la même ductilité imposée par la hauteur du poteau l .

TABLE 4.9 – Quantités mesurées de la réponse du poteau CH300 dans le sens positif (poussée)

μ	μ_{Δ}	φ (rad/m)	μ_{φ}	θ (rad)	δ (%)	h_e (mm)	ϵ_c	ϵ_s
0,75	0,48	0,0024	0,49	0,0016	0,34	0,00	-0,0011	0,0013
1,00	0,70	0,0031	0,63	0,0024	0,49	0,00	-0,0014	0,0019
1,50	1,11	0,0038	0,79	0,0043	0,78	0,00	-0,0018	0,0026
2,00	1,48	0,0057	1,18	0,0061	1,04	0,00	-0,0026	0,0038
3,00	2,22	0,0093	1,91	0,0110	1,56	125,00	-0,0038	0,0047
4,00	2,96	0,0104	2,15	0,0158	2,08	260,00	N.E.	N.E.
5,00	–	0,0301	–	0,0182	–	535,00	N.E.	N.E.

TABLE 4.10 – Quantités mesurées de la réponse du poteau CH300 dans le sens négatif (tirée)

μ	μ_{Δ}	φ (rad/m)	μ_{φ}	θ (rad)	δ (%)	h_e (mm)	ϵ_c	ϵ_s
-0,75	-0,48	-0,0030	-0,61	-0,0014	-0,34	0,00	-0,0010	0,0015
-1,00	-0,78	-0,0041	-0,85	-0,0024	-0,55	0,00	-0,0012	0,0021
-1,50	-1,11	-0,0056	-1,16	-0,0036	-0,78	0,00	-0,0013	0,0024
-2,00	-1,48	-0,0073	-1,50	-0,0051	-1,05	0,00	-0,0021	0,0036
-3,00	-2,23	-0,0116	-2,39	-0,0091	-1,57	85,00	-0,0038	0,0074
-4,00	-2,96	-0,0306	-6,30	-0,0088	-2,09	125,00	N.E.	N.E.
-5,00	–	-0,0510	–	-0,0127	–	335,00	N.E.	N.E.

Aux tableaux 4.9 et 4.10 est aussi rapporté la déformation de l'acier ϵ_s correspondant aux valeurs des barres longitudinales d'acier plus éloignées de la section transversale du poteau quantifié à partir des enregistrements des jauges installées au niveau 4. Ainsi, la déformation du béton ϵ_c fut évaluée à la fibre de béton plus éloignée de la section du pilier et elle a été quantifiée à partir des mêmes enregistrements des jauges du niveau 4. De plus, la hauteur de l'éclatement du béton h_e correspond à la hauteur plus grande de la zone où l'éclatement du béton survenait et qui a été mesurée pendant l'essai. En outre, les valeurs qu'il n'était pas possible d'enregistrer sont désignées par l'abréviation « N.E. ».

Des tableaux 4.9 et 4.10, on peut voir que la ductilité en courbure est plus grande dans le sens de tirée (négatif) que dans le sens de poussée (positif). Ce fait est dû à la distribution asymétrique de l'acier longitudinal dans la section du pilier, vu que la face nord du pilier avait une couche supplémentaire en comparaison au sens opposé du sud. Cela permettait de redistribuer les efforts de traction entre trois barres longitudinales lors des poussées au lieu de deux pour les tirées. Autrement dit, les trois couches d'acier au nord ont permis une rotation moins importante du poteau lors des poussées que lors des tirées.

Toutefois, après avoir enlevé les instruments, la hauteur de l'endommagement était plus grande au nord qu'au sud en raison des efforts transmis par les barres chevauchées à la section du pilier. Cela veut dire que plus il y avait de barres d'acier à la section du poteau pour résister aux efforts de traction, plus la ductilité en courbure diminuait, mais plus la sensibilité à l'endommagement par le chevauchement augmentait.

Finalement, le tableau 4.11 présente les valeurs moyennes des quantités mesurées de la réponse du poteau CH300. Ils serviront à la discussion subséquente sur la performance sismique du poteau et ses états limites comme les paramètres typiques de demande d'ingénierie.

TABLE 4.11 – Quantités mesurées moyennes de la réponse du poteau CH300

μ	μ_Δ	φ (rad/m)	μ_φ	θ (rad)	δ (%)	h_e (mm)	ϵ_c	ϵ_s
0,75	0,48	0,0027	0,55	0,0015	0,34	0,00	-0,0010	0,0014
1,00	0,74	0,0036	0,74	0,0024	0,52	0,00	-0,0013	0,0020
1,50	1,11	0,0047	0,97	0,0039	0,78	0,00	-0,0016	0,0025
2,00	1,48	0,0065	1,34	0,0056	1,04	0,00	-0,0023	0,0037
3,00	2,22	0,0104	2,15	0,0101	1,56	105,00	-0,0038	0,0060
4,00	2,96	0,0205	4,23	0,0123	2,08	192,50	N.E.	N.E.
5,00	–	0,0406	–	0,0154	–	435,00	N.E.	N.E.

Au tableau 4.11, on ajoute les déplacements auxquels débutait l'endommagement en traction et en compression. Les valeurs des déformations de fissuration et la déformation post-pic du béton non confiné se trouvent à la section des propriétés mécaniques des matériaux (section 3.3). Avec ces valeurs ainsi que les déformations dans les fibres plus éloignées du béton calculé à partir des jauges installées sur les barres d'acier du niveau 4, il fut possible de les associer aux déplacements quand elles arrivaient pour la première fois (tableau 4.12).

TABLE 4.12 – Déformations correspondant au début de l'endommagement en traction et compression du poteau CH300

traction				compression			
$\Delta(\text{mm})$	μ	μ_{Δ}	$\epsilon_{ct} \times 10^{-3}$	$\Delta(\text{mm})$	μ	μ_{Δ}	$\epsilon_c \times 10^{-3}$
2,17	0,13	0,10	0,34	31,08	1,91	1,41	-4,78
-1,45	-0,09	-0,07	0,38	-38,37	-2,36	-1,74	-4,08

Comparaison avec les prédictions

Pour une application efficace du dimensionnement basée sur la performance sismique, les ingénieurs doivent être en mesure de prédire la réponse, le comportement et l'endommagement de la structure et de ses composantes principales de la façon la plus précise possible, afin d'identifier les paramètres typiques de demande d'ingénierie. De plus, ces prédictions permettront la corrélation entre les états limites expérimentaux et ceux prédits, et par la suite, avec les niveaux d'endommagement prescrits dans les normes et recommandations sur la conception sismique, ce qui facilitera la bonne conception de la structure, l'évaluation plus éclairée de la capacité sismique d'une structure existante ainsi que la prise de mesures comme la réhabilitation en cas de besoin. Ce chapitre présente donc les prédictions des relations moment-courbure, force-déplacement monotone et cyclique ainsi que l'endommagement du spécimen CH300. Les résultats expérimentaux présentés au chapitre 4 sont discutés et comparés aux prédictions numériques.

5.1 PRÉDICTION DE LA RÉPONSE MOMENT-COURBURE

La relation moment-courbure est évaluée numériquement en utilisant la méthode de discrétisation par couches intégrée dans le logiciel MNPhi [63]. Ce logiciel permet de prédire la réponse moment-courbure des sections en béton, en béton armé ou même en béton précontraint, par une analyse sectionnelle en fonction d'un grand choix de modèles de comportement contrainte-déformation des matériaux. Les types de matériaux disponibles sont :

- Béton : normal, à haute résistance, fibré, confiné ;
- Acier : armature, précontrainte ;
- Composite : barre, tissu.

Pour la prédiction de la réponse moment-courbure du spécimen CH300, le modèle avec écrouissage (en anglais *strain-hardening*) est retenu pour l'acier d'armature (fig. 5.1) tandis que le modèle de relation contrainte-déformation en compression proposé par Légeron et Paultre [46] et décrit à la section 2.1 est choisi (fig. 5.2). Comme expliqué à la section 2.1, ce modèle de comportement considère le gain de résistance en compression du béton dû au confinement fourni par l'armature transversale (étriers, spirales ou cerces).

D'un autre côté, il est connu que les forces gravitaires, produisant des efforts axiaux dans les piliers, influencent la réponse moment-courbure. La charge axiale de compression à laquelle était soumis le spécimen CH300 fut de 2300 kN, représentant la portion de la charge gravitaire réelle agissant sur le poteau à l'étude (voir annexe A). Le logiciel MNPhi permet de considérer le niveau de charge axiale lors de l'analyse sectionnelle dont la charge axiale du pilier a été incluse pour prédire la réponse du spécimen CH300.

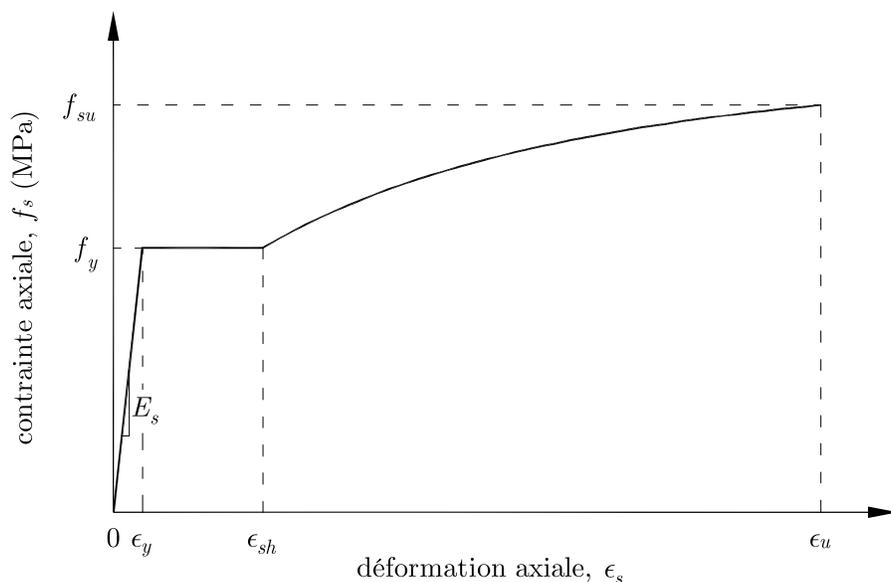


FIGURE 5.1 – Loi de comportement élastoplastique avec écrouissage de l'acier.

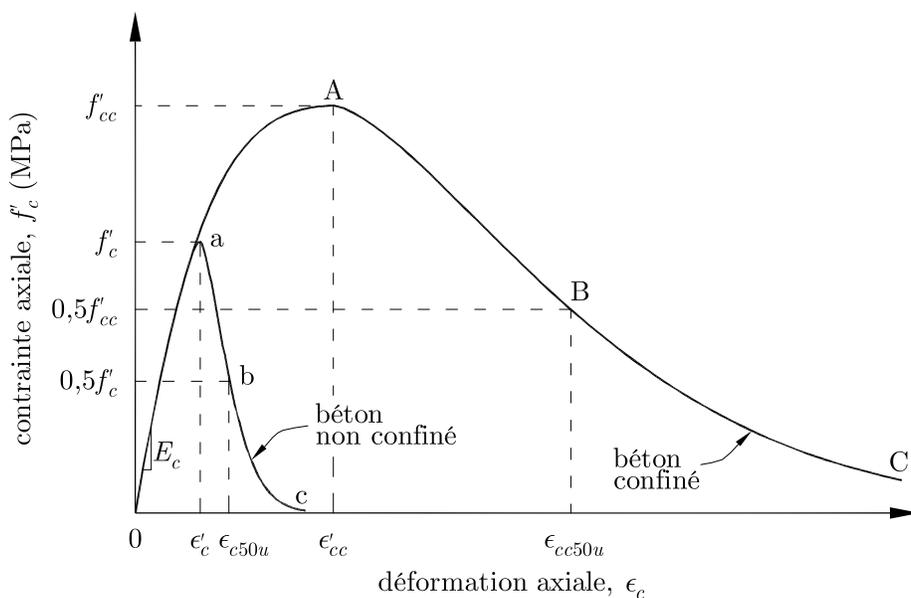


FIGURE 5.2 – Loi de comportement du béton de Légeron et Paultre [46].

Les données d'entrée pour la prédiction à l'aide de MNPhi sont les valeurs obtenues à la suite des essais de caractérisation des propriétés mécaniques et se trouvent à la section 3.3. La courbe moment-courbure obtenue analytiquement est montrée à la figure 5.3 en même temps que celle obtenue expérimentalement.

À partir de la figure 5.3, on peut voir que la prédiction de la relation moment-courbure enveloppe avec une bonne correspondance la courbe expérimentale. Il faut remarquer que l'analyse sectionnelle détermine la capacité d'une section, qui pour un pilier en porte-à-faux, correspond à la section de la base du pilier encastré. Comme indiqué à la figure 5.3, la section où étaient mesurés expérimentalement les courbures et les moments est à une distance de $3/8D$ par rapport à la base du poteau, ce qui explique l'écart entre le moment maximum de la prédiction et le moment

maximum de la courbe expérimentale.

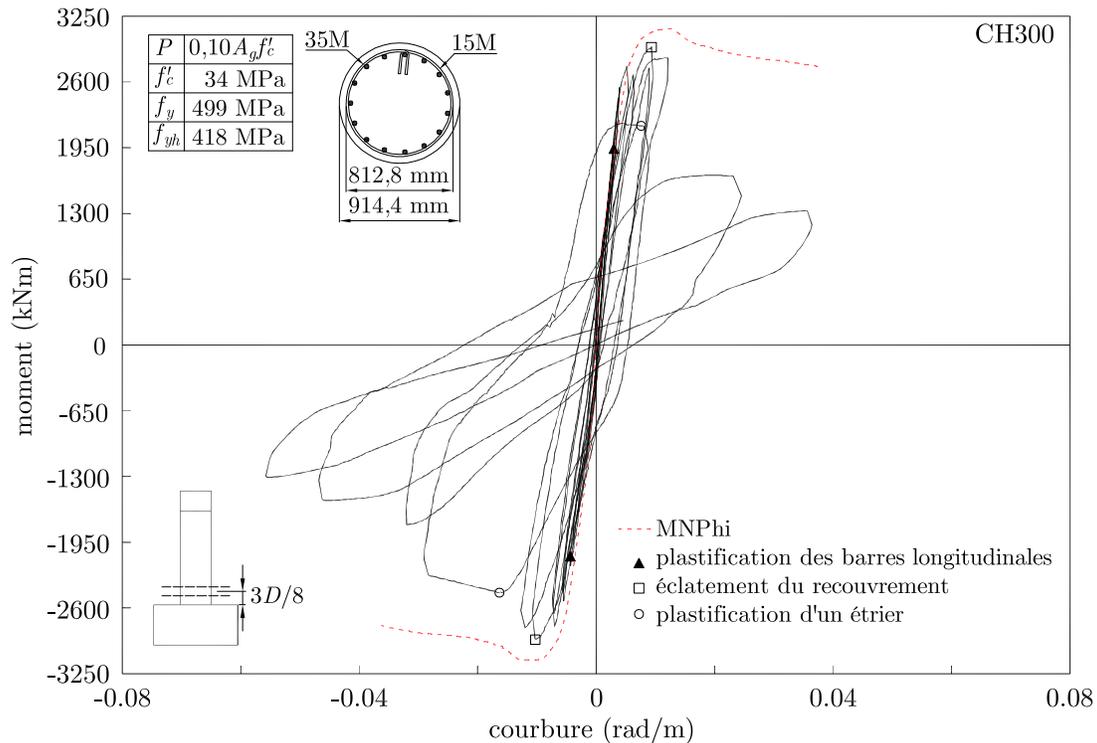


FIGURE 5.3 – Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau CH300.

Nonobstant, on trouve que la courbe expérimentale dépasse la courbe de prédiction à certains endroits dans le sens de la poussée pour les cycles inférieurs à une ductilité en déplacement de 1,50, mais pour les cycles suivants, c'est la prédiction qui dépasse notablement la courbe expérimentale. Ces deux observations peuvent être associées au chevauchement de l'acier longitudinal à la base du pilier. Pour la première observation, on a le double de section d'acier à la base du pilier qui apporte une rigidité latérale additionnelle avant la plastification complète du poteau. En ce qui concerne la deuxième observation, l'interaction des barres chevauchées ajoute une dégradation de la rigidité latérale qui ne permet pas au pilier d'atteindre un plus grand moment pour les cycles supérieurs à une ductilité en déplacement de 2,00. Ces deux effets ne peuvent pas être pris en compte par une analyse sectionnelle.

Lors de la comparaison des moments maximums obtenus expérimentalement et par la prédiction, on dira que le poteau CH300 a pu développer sa capacité pleine en flexion malgré le chevauchement. Cette observation peut être validée en regardant le mécanisme de défaillance ainsi que le comportement de transfert de forces dans la zone de chevauchement (fig. 5.4).

Le mécanisme de défaillance du chevauchement consiste en un mouvement relatif des barres d'acier chevauchées. Pour se produire, la formation des ruptures perpendiculaires et parallèles à la surface du poteau (fig. 5.4(a)) doit avoir lieu. Les ruptures perpendiculaires permettent le mouvement relatif des barres d'acier entre eux, tandis que les ruptures parallèles permettent le mouvement relatif entre le noyau de béton et les barres d'acier dû à la dilatation des fissures radiales [73]. Par la suite, un mécanisme de résistance des bielles diagonales de béton à 45° entre les barres adjacentes ou entre les barres et le noyau du pilier est supposé (fig. 5.4(b) et (c), respectivement), et par équilibre des forces, la contrainte de transfert de force du chevauchement f_s est obtenue (équation (5.1)). Si la contrainte f_s est supérieure à la contrainte plastique des barres longitudinales, la capacité en flexion de section peut être développée.

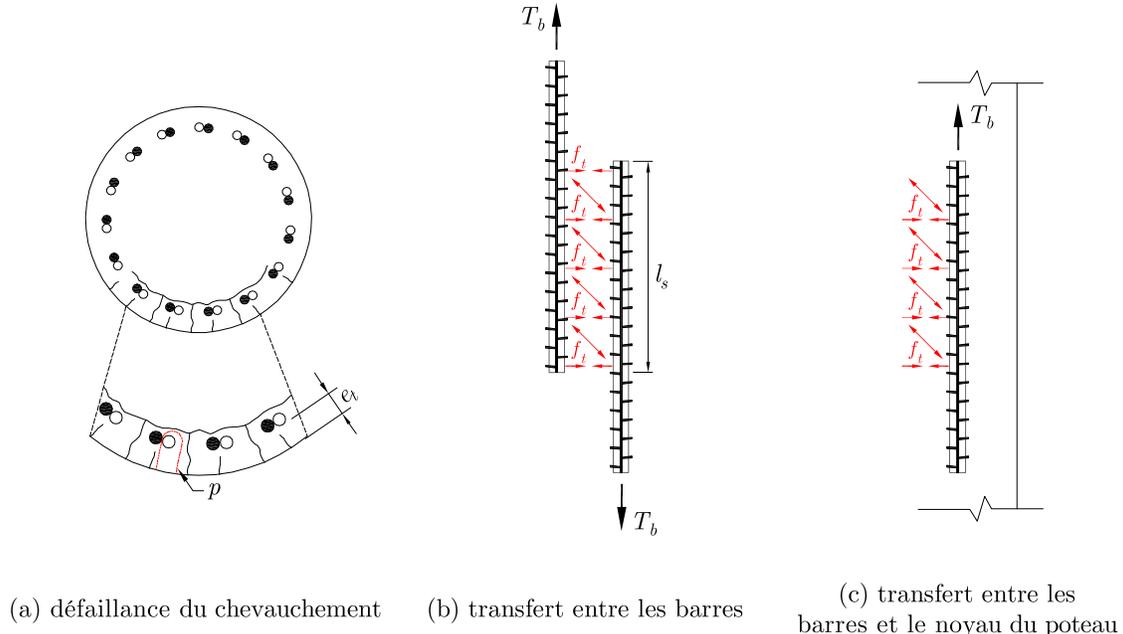


FIGURE 5.4 – Mécanisme de défaillance du chevauchement et contraintes de transfert dans le chevauchement (adapté de Priestley et coll. [73]).

$$f_s = \frac{T_b}{A_b} = \frac{f_t p l_s}{A_b} \quad (5.1)$$

où p est le périmètre du bloc de béton qui entoure le chevauchement d'une barre d'acier, l_s est la longueur chevauchée des barres d'acier, f_t est la résistance à la traction du béton, D_c est le diamètre du noyau confiné de béton, n est le nombre des barres longitudinales également espacées autour du noyau de béton, e_t est l'enrobage du béton, d_b est le diamètre des barres d'acier et A_b est l'aire d'une barre d'acier. Dans le cas d'un poteau circulaire, le périmètre du bloc de béton vaut $p = \frac{\pi D_c}{2n} + 2(d_b + e_t) \leq 2\sqrt{2}(e_t + d_b)$.

En prenant $f_t = 0.33\sqrt{f'_c}$ [73], on obtient $f_s = 627 \text{ MPa} > f_y = 499 \text{ MPa}$. Ce résultat valide que le poteau CH300 a développé sa capacité en flexion.

5.2 PRÉDICTION MONOTONE DU DÉPLACEMENT LATÉRAL TOTAL

À la section 2.3.8 ont été expliquées brièvement les composantes du déplacement latéral total pour une membrure de béton armé en porte-à-faux. Ce qu'il faut retenir, c'est que le déplacement latéral total d'une membrure en béton armé est l'addition des déplacements latéraux produits par la flexion, par le cisaillement et par le glissement des barres longitudinales. Seulement considérer les déplacements dus à la flexion peut conduire à une sous-estimation de la flexibilité d'une membrure en béton armé [52]. Aussi, les structures en béton armé ont normalement un comportement qui est pris comme linéaire jusqu'à la plastification des barres longitudinales et qui, par la suite, est pris comme non linéaire. De ce fait, dans la prédiction de la réponse force-déplacement, chaque composante doit être quantifiée dans le domaine linéaire ainsi que non linéaire.

Pour prédire le déplacement latéral total, le logiciel DISP96 [44] a été utilisé. Ce logiciel a été fait par Légeron [45] dans le cadre de son doctorat. Il permet de faire la prédiction du déplace-

ment latéral total, en tenant compte des déplacements élastiques et plastiques dus à la flexion, au cisaillement et au glissement des barres.

DISP96 fonctionne à partir de deux fichiers d'entrée, le premier ayant la géométrie ainsi que quelques propriétés de l'acier et du béton de la membrure sous analyse, et le deuxième contenant les résultats de la prédiction moment-courbure de MNPhi et de la membrure sous analyse. Puis, DISP96 calcule directement la réponse monotone du poteau en tenant compte des différentes composantes mentionnées.

Dans cette section, il sera expliqué de façon plus approfondie la quantification de chaque composante du déplacement latéral en suivant la formulation implémentée dans le logiciel DISP96 ainsi que l'algorithme qui regroupe les équations des composantes pour prédire la réponse force-déplacement d'un poteau en porte-à-faux de béton armé. De plus, cette procédure peut être appliquée pour autres membrures en béton armé en porte-à-faux de même qu'il peut être étendu aux autres conditions d'appui.

- *déplacement élastique dû à la flexion* : il est connu qu'à partir d'une analyse sectionnelle d'un poteau en béton armé, il est possible de trouver la distribution de la courbure sur sa hauteur. Par la suite, en partant de la résistance de matériaux, le théorème des moments d'aire permet de trouver la courbe enveloppe du comportement global liée à la flexion, en intégrant le diagramme moment-courbure sur toute la hauteur de la membrure (équation (5.2)).

$$w_{ab} = \int \varphi x dx \quad (5.2)$$

Comme l'a démontré Légeron [45], si l'on se concentre seulement dans le domaine élastique, l'équation (5.2) peut se réécrire de manière discrète comme l'équation (5.3), où φ_i représente la courbure à l'abscisse x_i , en mettant l'origine au sommet du poteau.

$$\partial\Delta_{elast} = \varphi_{i-1}(x_i - x_{i-1})x_i + (\varphi_i - \varphi_{i-1})(x_i - x_{i-1}) \left[\frac{1}{2}x_{i-1} + \frac{1}{3}(x_i - x_{i-1}) \right] \quad (5.3)$$

L'addition de tous les diagrammes $\varphi_i - \varphi_{i-1}$ avec l'équation (5.3) est alors la contribution élastique par flexion au déplacement latéral total.

- *déplacement plastique* : la prédiction dans le domaine plastique (ou non linéaire) entraîne des difficultés pour quantifier chaque composant, mais surtout quand la membrure est soumise à une force de cisaillement élevée en ajoutant l'interaction entre le moment et le cisaillement (effet du cisaillement sur l'armature de flexion, en anglais *tension shift effect*). Nonobstant, pour l'application routinière, la quantification des composantes du déplacement dans le domaine non linéaire peut être très compliquée. Le concept de rotule plastique (voir la section 2.3.8) est donc utilisé pour tenir compte de tous ces effets dans le domaine non linéaire [52]. Il faut rappeler que la rotule plastique définit la zone de discontinuité de la courbure qui est le résultat de la perte de recouvrement de béton du poteau. Pour faciliter la lecture, nous réécrivons cette équation ici (équation (5.4)).

$$\Delta_p = (\varphi - \varphi_{sp})l_p \left(L - \frac{l_p}{2} \right) \quad (5.4)$$

où L est la hauteur du poteau, l_p est la hauteur de la rotule plastique, φ est la courbure dans la zone de rotule plastique, φ_{sp} est la courbure correspondant à l'apparition de la rotule plastique qui correspond à la courbure au moment de l'écrasement de l'enrobage du béton (défini de la même façon que Légeron [45]). En ce qui concerne la longueur de la rotule plastique, plusieurs expressions ont été proposées au cours des années (tableau 2.3). Cependant il est largement accepté que l'expression proposée par Paulay et Priestley [62] donne des estimations assez bonnes de cette longueur, raison pour laquelle cette expression est choisie. Encore une fois, cette équation est réécrite (équation (5.5)).

$$l_p = 0,08L + 0,022d_b f_y \geq 0,44d_b f_y \quad (5.5)$$

- *déplacements dus au glissement des barres* : comme il a été expliqué ci-dessus, les déplacements dus au glissement des barres sont inclus dans le concept de rotule plastique après qu'elle survient, autrement dit, les déplacements dus aux glissements des barres sont quantifiés jusqu'à l'apparition de rotule plastique. Cela s'explique par le fait que le concept de rotule plastique inclut déjà l'effet de la pénétration de la plastification dans la fondation.

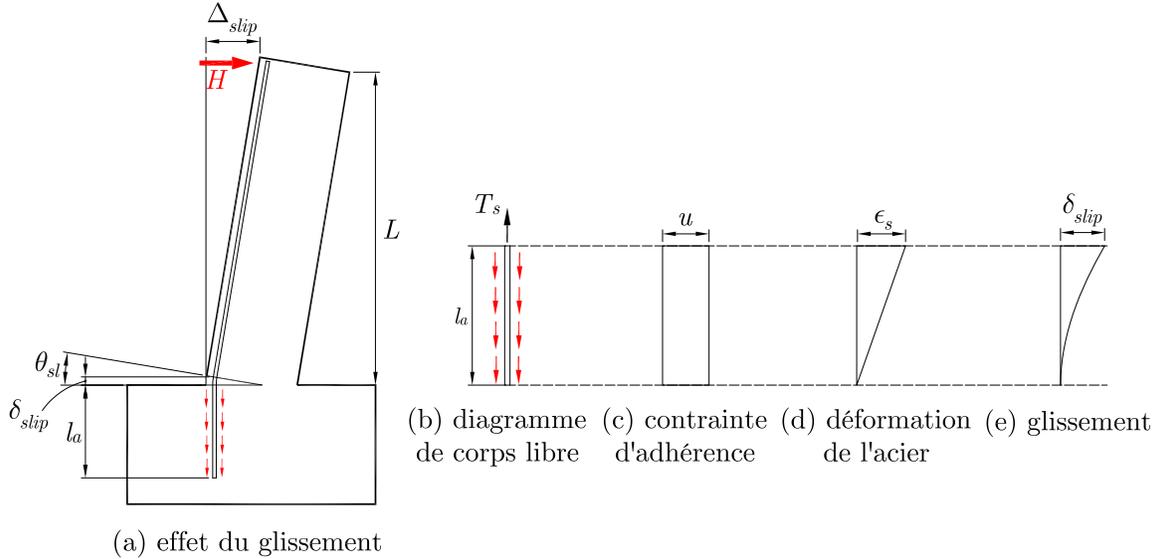


FIGURE 5.5 – Glissement d'ancrage (d'après Moehle [52]).

D'un autre côté, lorsque les barres d'acier sont tendues, l'ancrage est sollicité en traction et cette force est transmise au béton environnant par des contraintes d'adhérence. La force de traction diminue graduellement, jusqu'à une longueur l_a où la force est nulle (fig. 5.5). En prenant comme hypothèse que le béton à la fondation est rigide, les barres d'acier doivent glisser d'une quantité δ_{slip} qui est égale à l'élongation totale des barres d'acier (équation (5.6)).

$$\delta_{slip} = \int_0^{l_a} \epsilon_s dx = \frac{\epsilon_s l_a}{2} \quad (5.6)$$

En prenant l'expression proposée par Paulay et Priestley [62] pour la longueur de développement, Légeron [45] a déterminé la contrainte de cisaillement entre l'armature et le béton u (équation (5.7)).

$$u = 0,231K\sqrt{f'_c} \quad \text{avec} \quad K = \min\left(3, \frac{c_k}{d_m}, \frac{w}{2d_m}\right) \quad (5.7)$$

où c_k est la distance la plus faible du centre de la barre longitudinale à une surface de béton et w est la distance centre à centre des barres longitudinales.

Aussi, par équilibre des forces sur la barre d'acier tendue, la longueur l_a vaut :

$$l_a = \frac{d_b f_s}{4u} = \frac{d_b f_s}{0,924K\sqrt{f'_c}} \quad (5.8)$$

Il est connu qu'à la plastification $f_s = f_y$ et $l_a = l_d$, alors l'équation (5.8) peut se réécrire en fonction des déformations sur l'acier en prenant une distribution linéaire des contraintes :

$$l_a = \frac{d_b}{0,924K\sqrt{f'_c}} \frac{\epsilon_s f_y}{\epsilon_y} = l_{dbo} \frac{\epsilon_s}{\epsilon_y} \quad (5.9)$$

La combinaison des équations (5.6) et (5.9) permettent de quantifier le glissement lorsque la barre se comporte élastiquement. Du comportement de l'acier, on sait qu'après la plastification, il y a une plage des déformations qui demeurent constantes jusqu'à arriver à son écrouissage. Légeron [45] explique qu'il existe une concentration des déformations à l'interface poteau-fondation après la plastification. Selon ses observations expérimentales, une relation linéaire des déplacements de glissement par rapport à la déformation de la barre doit approcher le glissement après la plastification, tout en tenant compte du comportement de l'acier soumis à traction.

Finalement, Légeron [45] a proposé l'équation 5.10 pour quantifier le déplacement par glissement des barres d'acier. La variable α assure la contribution progressive du glissement et elle a été prise égale à 0,25. Cette valeur représentait une bonne corrélation à ses résultats expérimentaux.

$$\delta_{slip} = \begin{cases} \epsilon_s^2 \frac{l_{dbo}}{2\epsilon_y} & \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ l_{dbo} \left(\frac{\epsilon_y}{2} + \alpha(\epsilon_s - \epsilon_y) \right) & \epsilon_s > \epsilon_y \end{cases} \quad (5.10)$$

Alors, la rotation concentrée due au glissement des barres d'acier longitudinales qui agit à l'interface poteau-fondation vaut :

$$\theta_{slip} = \frac{\delta_{slip}}{(d - c)} \quad (5.11)$$

Par la suite, en connaissant la rotation due au glissement, il reste juste à multiplier par la hauteur du poteau pour quantifier le déplacement latéral à l'extrémité libre du poteau dû au glissement (équation (5.12)).

$$\Delta_{slip} = \frac{\delta_{slip}}{(d - c)} L \quad (5.12)$$

- *déplacement dû aux déformations de cisaillement* : la rigidité en cisaillement d'une membrure en béton armé dépend de son état de fissuration, alors la méthode simplifiée proposée par Paulay et Priestley [62] a été sélectionnée pour calculer les déplacements dus aux déformations de cisaillement. Par définition, les rotations n'entraînent pas des déformations par cisaillement. Ensuite, le poteau est divisé en trois parties : (i) non fissurée, (ii) fissurée, mais à l'extérieur de la rotule plastique et (iii) dans la rotule plastique.

Le segment de hauteur du poteau non fissuré est donné par l'équation (5.13) où M_{cr} est le moment causant la fissuration du béton, M est le moment appliqué et L est la hauteur du poteau.

$$x_{nf} = \frac{M_{cr}}{M} L \quad (5.13)$$

Donc la rigidité dans ce segment vaut :

$$K_{el} = 0,4E_c \frac{A_w}{f x_{nf}} \quad (5.14)$$

où A_w est l'aire de l'âme de la section, f est un coefficient de forme qui vaut 1,2 pour les poutres rectangulaires et 1,0 pour les poutres en I et en T, E_c est le module d'élasticité du béton du poteau.

Le déplacement élastique dû aux déformations de cisaillement est :

$$\Delta_{shear-e} = \frac{H}{K_{el}} \quad (5.15)$$

La rigidité du segment de hauteur fissurée, mais à l'extérieure de la rotule plastique vaut :

$$K_f = \frac{\rho_v \sin^2 \theta \cos^2 \theta}{\sin^4 \theta + \frac{E_s}{E_c} \rho_v} \frac{E_s b_w d}{x_f} \quad (5.16)$$

où θ est l'angle des bielles de compression, $\rho_v = A_v/sb_w$ est la quantité d'armatures de cisaillement, A_v est la section totale d'armatures transversales, s est l'espacement des étriers, b_w est la largeur de l'âme de béton généralement prise comme étant la distance de centre à centre des étriers extérieurs, E_s et E_c sont respectivement les modules d'élasticité de l'acier et du béton, d est la distance entre la fibre de béton comprimé extrême et l'armature longitudinale en traction, x_f est la longueur de la partie fissurée. Pour un angle $\theta = 30^\circ$, on obtient l'équation :

$$K_f = \frac{0,1875 \rho_v}{0,0625 + \frac{E_s}{E_c} \rho_v} \frac{E_s b_w d}{x_f} \quad (5.17)$$

Le déplacement dû à cette composante de déformation de cisaillement dans la partie fissurée est :

$$\Delta_{shear-f} = \frac{H}{K_f} \quad (5.18)$$

Dans la rotule plastique, la rigidité de cisaillement s'obtient en prenant une inclinaison des bielles $\theta = 45^\circ$ à l'équation générale d'un segment fissuré (équation (5.16)). Donc, la rigidité de cisaillement est :

$$K_p = \frac{\rho_v E_s b_w d}{1 + 4 \frac{E_s}{E_c} \rho_v l_p} \quad (5.19)$$

Les bielles dans la zone de la rotule plastique sont bien approchées dans la réalité lorsqu'on considère une inclinaison $\theta = 45^\circ$. Alors, le déplacement dû aux déformations de cisaillement dans la rotule plastique est :

$$\Delta_{shear-p} = \frac{H}{K_p} \quad (5.20)$$

L'addition des équations (5.15), (5.18) et (5.20) donne la valeur du déplacement dû au cisaillement :

$$\Delta_{shear} = \Delta_{shear-e} + \Delta_{shear-f} + \Delta_{shear-p} \quad (5.21)$$

L'addition alors de chaque composante donne comme résultat le déplacement latéral total à l'extrémité libre du poteau en porte-à-faux.

$$\Delta = \Delta_{elast} + \Delta_p + \Delta_{slip} + \Delta_{shear} \quad (5.22)$$

Les équations décrites ci-dessus sont incluses dans le logiciel DISP96.

La figure 5.6 présente la courbe force-déplacement monotone prédite par DISP96 en même temps que la courbe obtenue expérimentalement. On voit que la courbe de prédiction décrit une forme similaire à la courbe expérimentale, aussi la valeur maximale prédite pour la force concorde avec le résultat expérimental pour les deux sens (poussé et tiré). Toutefois, en général, la prédiction sous-estime les déplacements.

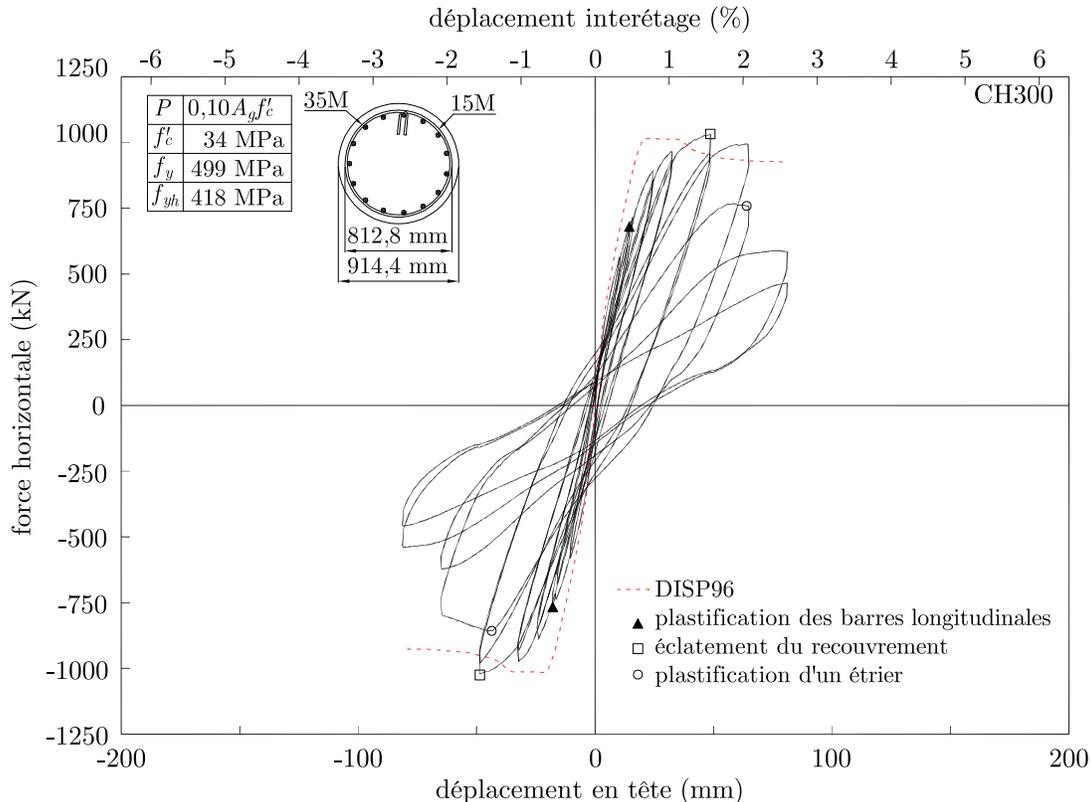


FIGURE 5.6 – Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau CH300.

On peut penser que cette sous-estimation des déplacements doit être surtout associée aux déplacements dus au glissement des barres longitudinales, car lors de la déduction des expressions pour les quantifier, on part du fait que les barres d'acier sont ancrées à la fondation, mais ils demeurent continus dans le poteau donc ils peuvent glisser seulement à la fondation. Cela n'est pas notre cas en raison du chevauchement à l'interface poteau-fondation. De ce point de vue, il devrait aussi y avoir du glissement dans le poteau lié à l'interaction des barres chevauchées, en augmentant par la suite par les déplacements dus au glissement.

Melek et coll. [50] ont fait des études sur des poteaux avec chevauchement du renforcement longitudinal court soumis aux charges cycliques, ils ont trouvé expérimentalement la distribution des déformations des barres chevauchées dans l'intérieur des poteaux. La figure 5.7 montre la distribution des déformations attendue par ces auteurs et dont les résultats ont satisfait cette distribution. Alors, en regardant les résultats des distributions des déformations de Melek et coll. [50] de même que la déduction faite pour le glissement, la présence du glissement dans le poteau semble être justifiée, quoique cette observation soit encore une hypothèse devant être validée.

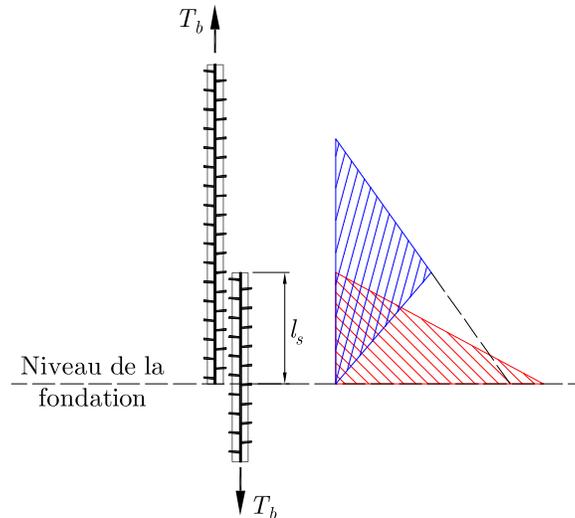


FIGURE 5.7 – Distribution de tension attendue dans la longueur du chevauchement (d’après Melek et coll. [50]).

5.3 PRÉDICTION ET VÉRIFICATION AVEC EFICOS

La performance du logiciel EFiCoS [42] par rapport à la prédiction de la réponse globale et locale des poteaux a été validée par Cardona [14]. Le logiciel EFiCoS (éléments finis par couches superposées) est un logiciel de modélisation par éléments finis qui a été développé au Laboratoire de Mécanique et Technologie de l’École Normale Supérieure de Cachan pour des analyses de structures planes en béton. Ce dernier est utilisé autant dans le domaine linéaire que non linéaire du matériau à l’aide de la mécanique de l’endommagement. Il est basé sur des éléments finis de poutres dont la matrice de raideur est calculée à l’aide d’une discrétisation de la poutre en couches ou fibres. Il permet de faire des analyses dynamiques et statiques de type incrémental ou non. En particulier, ce logiciel peut évaluer la réponse de structures en béton soumises à des charges cycliques. L’algorithme d’EFiCoS estime l’endommagement pour déterminer les changements de raideur et les déformations permanentes au niveau local à chaque pas de calcul.

De nombreuses améliorations ont été apportées au code source d’EFiCoS, en particulier par Cardona qui a intégré la mécanique de l’endommagement dans une approche basée sur la performance [14]. Parmi les améliorations les plus significatives se trouve l’insertion de deux nouvelles lois de comportement de l’acier et la prédiction de l’ouverture des fissures, de l’éclatement du béton et de la plastification de l’acier. Nonobstant, Cardona continue d’apporter de nouvelles améliorations avec ces études de doctorat qui sont en cours, par exemple l’inclusion de la théorie du champ modifiée de cisaillement (MCFT).

Le modèle présenté dans cette section a été réalisé par Cardona et est intégré au présent rapport. Dans le modèle utilisé pour le spécimen CH300, les hypothèses suivantes ont été prises en considération :

- seulement les déformations en flexion sont prises en compte (élément fini de type Bernoulli).
- la séquence de chargement pour la modélisation est le même protocole de chargement utilisé pendant l’essai du poteau (voir section 3.5). Le déplacement latéral associé à la première plastification du système a été estimé selon les recommandations de Priestley et coll. [73] (équation (2.6)).
- la formulation de la théorie du champ de compression modifiée (MCFT) n’a pas été utilisée dans cette analyse. Cependant, la courbe utilisée en traction pour le béton est celle proposée par Vecchio et Collins [91]. La loi de comportement de Cardona [14] a été utilisée pour l’acier.

Comme il a été mentionné plus haut, EFiCoS utilise, par défaut, des éléments de type poutre Bernoulli pour modéliser une structure (fig. 5.8). Ces éléments ont deux nœuds avec trois degrés de liberté par nœud u , v et θ . La section de l'élément est découpée en une série de couches successives. EFiCoS peut suivre le dommage progressif du béton à l'aide des variables d'endommagement. Ces variables sont déterminées au centre de chaque couche et à mi-portée de chaque élément.

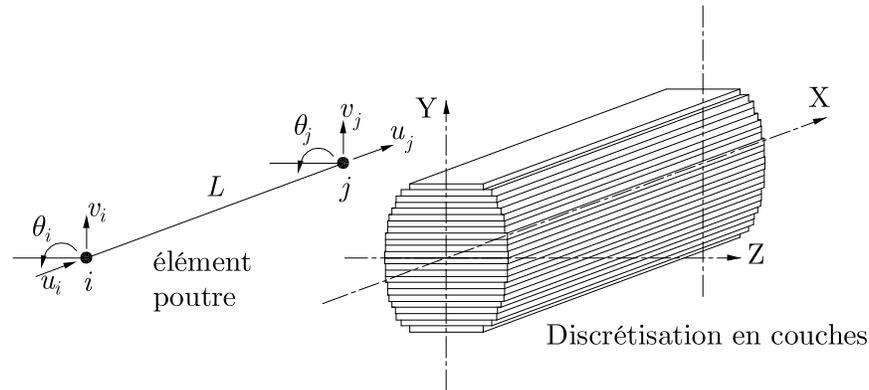


FIGURE 5.8 – Élément poutre multicouche de Bernoulli utilisé dans EFiCoS.

5.3.1 Lois de comportement utilisées sur EFiCoS

Béton

Un bon modèle de comportement sismique de béton doit prendre en compte les phénomènes comme la fissuration en traction, l'effet de confinement en compression ainsi que le caractère unilatéral du béton lorsqu'il est soumis aux chargements cycliques. La figure 5.9 montre le modèle de La Borderie [43] du comportement du béton qui prend en compte ces phénomènes.

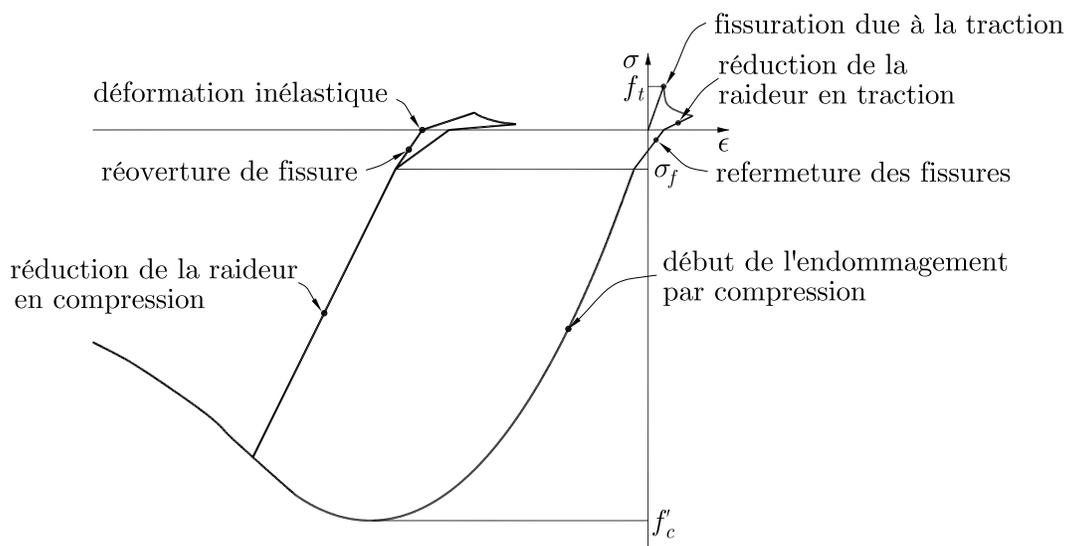


FIGURE 5.9 – Réponse en traction-compression du modèle de béton de La Borderie [43].

Ce modèle d'endommagement est issu d'une formulation thermodynamique des milieux continus. La loi de comportement, dans le cas uniaxial, s'exprime sous la forme :

$$\varepsilon = \frac{\delta\chi}{\delta\sigma} \quad (5.23)$$

où χ est l'énergie libre de Gibbs qui est exprimée par :

$$\begin{aligned} \chi = & \frac{\sigma^+ : \sigma^+}{E_0(1 - D_1)} + \frac{\sigma^- : \sigma^-}{E_0(1 - D_2)} + \frac{\nu}{E_0} (\sigma : \sigma - Tr\sigma^2) + \\ & + \frac{\beta_1 D_1}{E_0(1 - D_1)} F(Tr\sigma) + \frac{\beta_2 D_2}{E_0(1 - D_2)} F(Tr\sigma) + G_1(z_1) + G_2(z_2) \end{aligned} \quad (5.24)$$

où E_0 est le module de Young initial, σ^+ est le tenseur de contraintes « positif » et σ^- est le tenseur des contraintes « négatif » qui sont composés, d'une part, par les termes positifs de la diagonale et d'une autre part, par les termes négatifs de la diagonale dans le repère principal, D_1 et D_2 sont respectivement les variables d'endommagement en traction et en compression, β_1 et β_2 sont des constantes gérant la partie inélastique du comportement et, finalement, F est la fonction de refermeture des fissures (fig. 5.9). Les taux de restitution de l'énergie sont :

$$Y_1 = \frac{\partial\chi}{\partial D_1} = \frac{\sigma^{+2}}{2E(1 - D_1)^2} + \frac{\beta_1 F(\sigma)}{E(1 - D_1)^2} \quad (5.25)$$

$$Y_2 = \frac{\partial\chi}{\partial D_2} = \frac{\sigma^{+2}}{2E(1 - D_1)^2} + \frac{\beta_1 F(\sigma)}{E(1 - D_1)^2} \quad (5.26)$$

Après la dérivation de l'équation ((5.24)), ils deviennent :

$$\varepsilon = \underbrace{\frac{\sigma^+}{E_0(1 - D_1)} + \frac{\sigma^-}{E_0(1 - D_2)}}_{\varepsilon^e} + \underbrace{\frac{\beta_1 D_1}{E_0(1 - D_1)} F'(\sigma) + \frac{\beta_2 D_2}{E_0(1 - D_2)}}_{\varepsilon^i} \quad (5.27)$$

où ε^e et ε^i sont, respectivement, la déformation unitaire élastique et inélastique. Les lois d'évolution de l'endommagement sont :

$$D_i = 1 - \frac{1}{1 + [A_i (Y_i - Y_{0i})]^{B_i}}, \quad i = 1, 2 \quad (5.28)$$

où Y_{01} et Y_{02} sont les seuils initiaux d'endommagement en traction et en compression, A_i et B_i sont des constantes matérielles, et Z_1 et Z_2 sont les seuils d'endommagement variables avec les taux de restitution en traction et en compression. La fonction de refermeture des fissures $f(\sigma)$ est définie par :

$$\sigma > 0 \rightarrow F(\sigma) = \sigma, \quad F'(\sigma) = 1 \quad (5.29)$$

$$-\sigma_f < \sigma < 0 \rightarrow F(\sigma) = \sigma \left(1 - \frac{\sigma}{2\sigma_f}\right), \quad F'(\sigma) = 1 - \frac{\sigma}{\sigma_f} \quad (5.30)$$

$$\sigma < -\sigma_f \rightarrow F(\sigma) = \frac{\sigma_f}{2}, \quad F'(\sigma) = 0 \quad (5.31)$$

où σ_f est la contrainte de refermeture des fissures qui est la contrainte à laquelle la fissure est censée être totalement fermée et où la rigidité du béton n'est plus affectée par le cycle précédent en traction. Les différents paramètres à identifier qui permettent de définir complètement la loi de comportement sont :

- les paramètres géant la forme de la courbe enveloppe en traction : Y_{01}, A_1 et B_1 ,
- les paramètres géant la forme de la courbe enveloppe en compression : Y_{02}, A_2 et B_2 ,
- les paramètres géant le déchargement en traction : β_1 ,
- les paramètres géant le déchargement en compression : β_2 ,
- les paramètres géant la refermeture des fissures : σ_f (contrainte de refermeture des fissures).

Il faut noter que les constantes de traction et de compression sont choisies séparément.

Acier

La loi pour l'acier a été développée par Cardona [14]. Elle est une simplification de la loi de Dodd et Restrepo-Posada [25]. C'est un modèle suivant une enveloppe bilinéaire qui tient compte de l'effet Bauschinger, de l'écroutissage et des critères de réversibilité de l'acier dans la formulation (fig. 5.10).

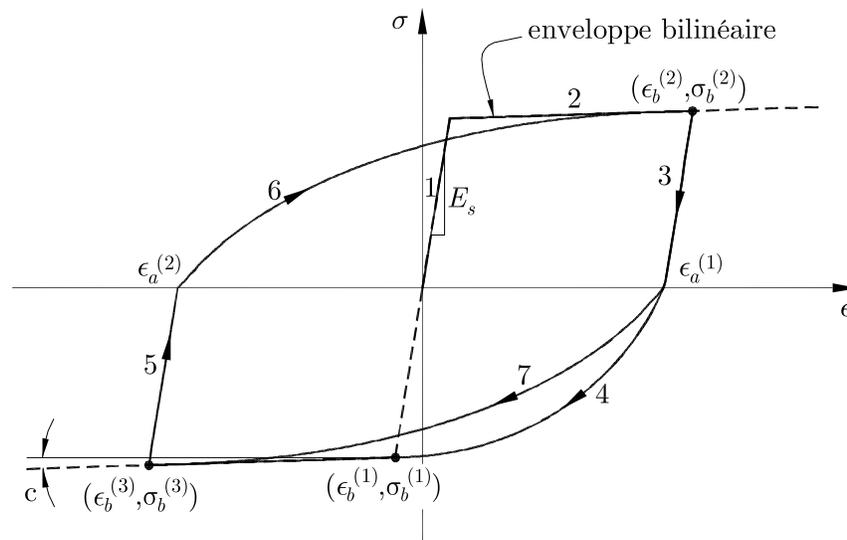


FIGURE 5.10 – Loi de comportement cyclique de Cardona [14] pour l'acier.

5.3.2 Réponse force-déplacement sur EFiCoS

Le logiciel EFiCoS permet alors de prédire la réponse cyclique d'une membrure en béton armé. Pendant la modélisation, le poteau a été chargé avec une histoire alternée des déplacements horizontaux (fig. 3.14) et une force normale constante égale à 2300 kN, équivalant à la charge axiale sur le poteau du vrai pont. La prédiction de la réponse force-déplacement en tête du pilier est présentée à la figure 5.11 en même temps que la courbe expérimentale pour des fins de comparatifs.

Aussi, sur le plan des états limites, voici quelques résultats relevés à partir de la prédiction sur EFiCoS :

1. l'endommagement en traction de l'enrobage débute très rapidement (déplacement en tête de poteau assez faible de l'ordre de 3 mm).
2. la première plastification de l'acier longitudinal a été obtenue à $\Delta_y = 15,8$ mm de déplacement en tête de poteau et cette dernière était prévue pour un déplacement en tête de poteau de 17 mm (selon l'équation (2.6)).

- le début de l'écrasement des bielles dans le béton confiné (endommagement en compression $>0,50$) a été prédit à 38 mm de déplacement (soit $2,4\Delta_y$) et est associé aux couches extrêmes.
- le flambage des barres est enregistré pour un déplacement en tête de poteau de 92 mm, soit $5,8\Delta_y$. Ce phénomène est précédé de la rupture des barres longitudinales.

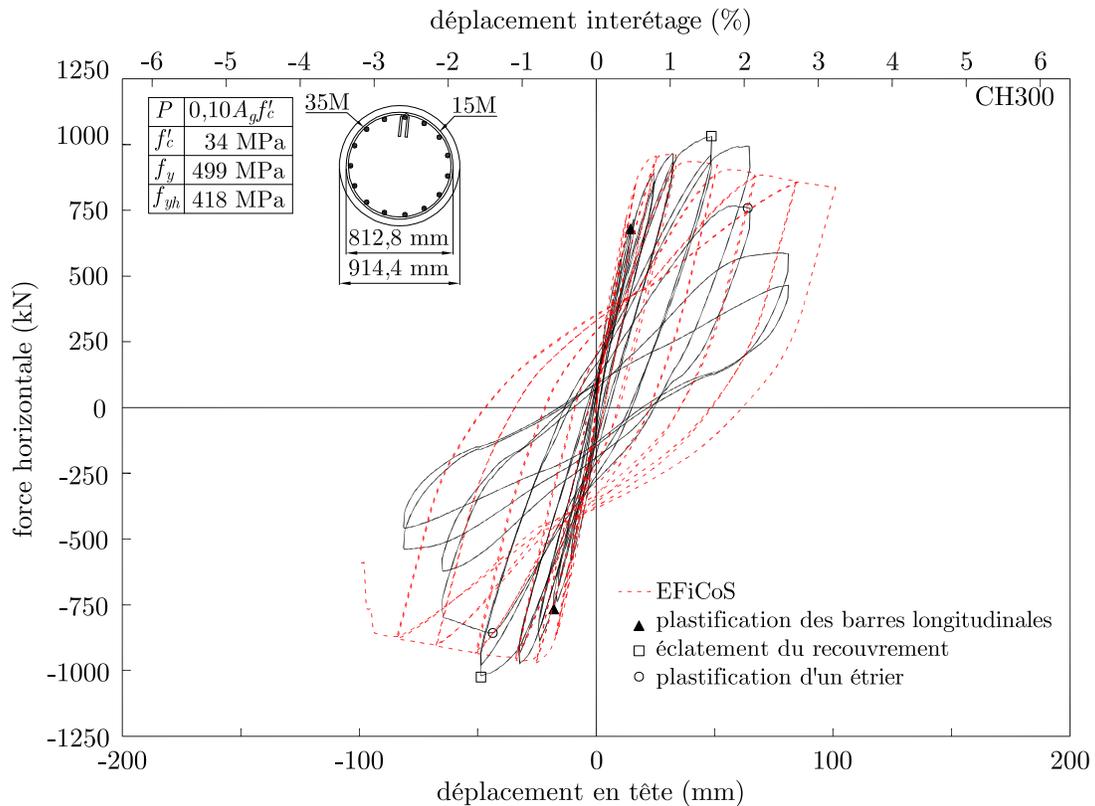


FIGURE 5.11 – Réponse force-déplacement en tête du pilier du spécimen CH300.

À partir de la figure 5.11, on peut voir que la prédiction est assez bonne par rapport à la réponse réelle du poteau. De même, la force latérale maximale prédite est plus petite que celle mesurée pendant l'essai pour les cycles ayant une ductilité entre 3,00 et 4,00 dans le sens de la poussée ainsi que pour la tirée (positif et négatif).

De plus, la prédiction faite à l'aide d'EFiCoS surestime l'énergie dissipée pour chaque cycle d'hystérésis (il y a plus d'aire à l'intérieur de chaque boucle d'hystérésis), toutefois, la dégradation ajoutée par le chevauchement de l'acier à l'interface poteau-fondation qui peut diminuer la capacité de dissipation d'énergie n'est pas prise en compte lors de la modélisation, ce qui peut expliquer cette observation. Néanmoins, EFiCoS a été en mesure de suivre la dégradation due au renforcement transversal déficient qui est déjà satisfaisant comme prédiction.

La valeur prédite du déplacement de la première plastification de l'acier longitudinal était près de la valeur moyenne trouvée expérimentalement (tableau 4.2). Aussi, selon EFiCoS, on aurait dû avoir le flambement et par la suite la rupture d'une barre longitudinale d'acier pour une ductilité en déplacement de 5,8. Cependant, un autre critère d'arrêt différente au flambement ou à la rupture d'une barre longitudinale a été attendu lors de l'essai (voir section 3.5), ce qui ne nous a pas permis de valider particulièrement cette valeur prédite.

5.3.3 Cartographie d'endommagement

Les figures 5.12 à 5.14 montrent une comparaison entre l'endommagement prédit en fin de séquence par EFiCoS et ceux observés expérimentalement à la fin de l'essai. En compression, une vue latérale (côté ouest) est affichée à la figure 5.12 et les vues de face sont montrées à la figure 5.13. La figure 5.14 donne la cartographie de l'endommagement en traction.

L'indicateur d'endommagement varie entre 0 et 1. La fin du chargement survient au moment du flambage des deux barres extrêmes. Ce flambage est déclenché quand la couche avec les aciers atteint un endommagement en compression égale à 0,90. L'endommagement en compression est concentré dans la région où la rotule plastique se forme.

Or, en comparant l'endommagement en compression prédit à l'expérimental (fig. 5.12 et 5.13), EFiCoS a prédit de façon très satisfaisante l'endommagement du poteau. L'endommagement s'est concentré dans une hauteur d'à peu près la moitié du diamètre de la colonne mesuré à partir du sommet de la fondation, qui correspond aux observations expérimentales. De plus, si l'on regarde la figure 4.24 dont l'endommagement a été mesuré après avoir enlevé l'instrumentation, on voit que l'endommagement survenait sur une hauteur de 690 mm au sud et 1075 mm au nord, qui encore une fois, correspond approximativement aux résultats trouvés à l'aide d'EFiCoS pour le segment 4 (segment entre $D/2$ et D ayant une couleur bleue pale).

Maintenant, en regardant l'endommagement en traction, on trouve de nouveau une prédiction qui satisfait les résultats expérimentaux. Les fissures se concentrent dans la base du pilier et diminuent lorsque la hauteur augmente, jusqu'à ce qu'elles disparaissent à une distance d'à peu près une fois le diamètre mesuré à partir du point d'application de la charge latérale.

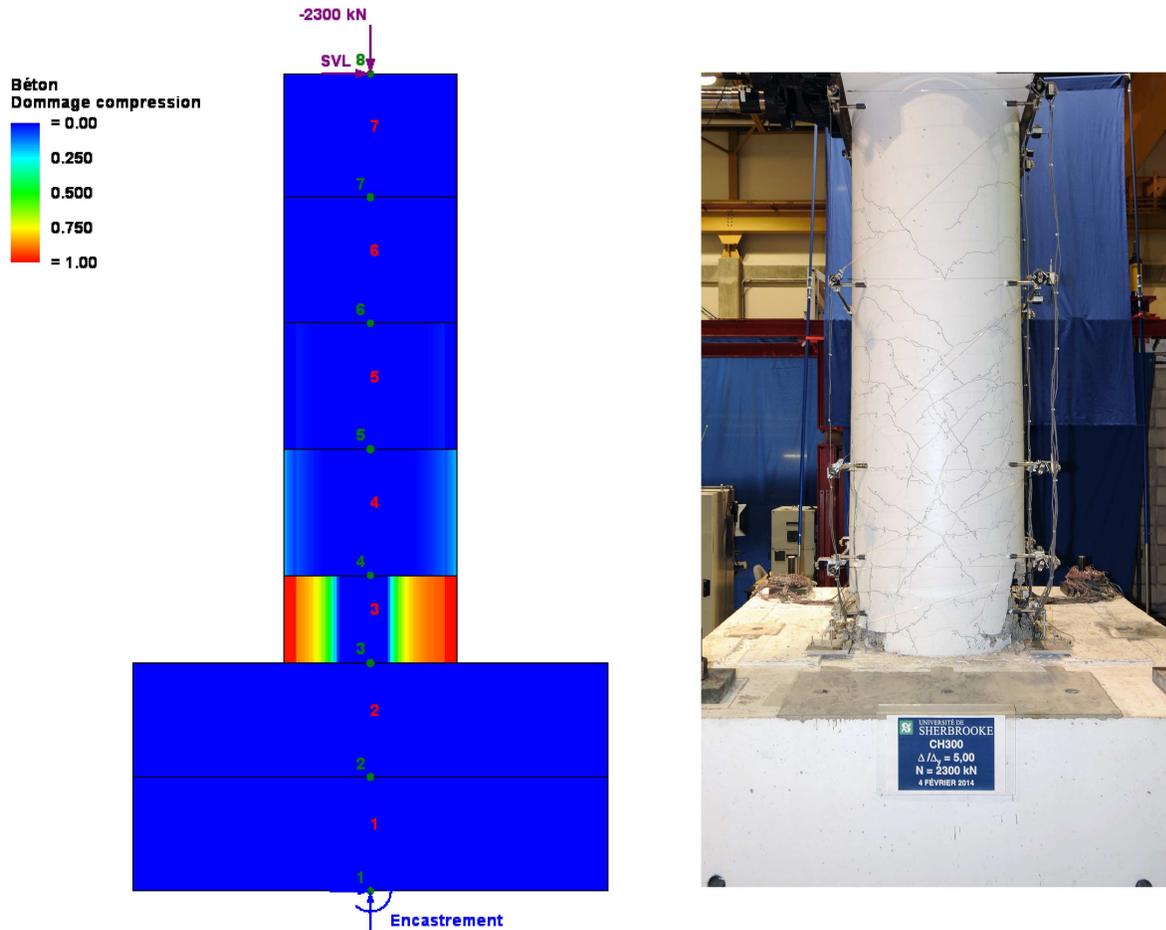


FIGURE 5.12 – Vue latérale du côté ouest : cartographie d’endommagement du béton en compression (EFiCoS à gauche et expérimental à droite).

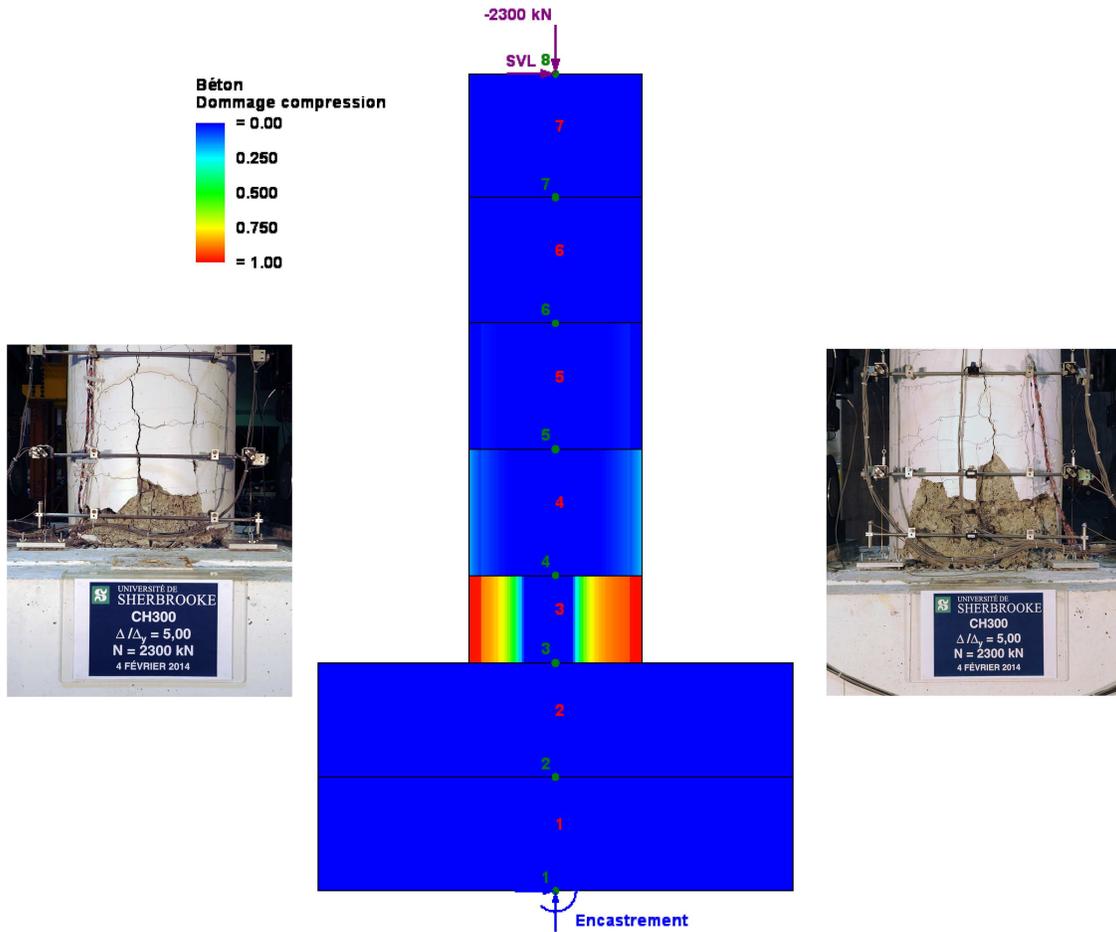


FIGURE 5.13 – Vue de face : cartographie d’endommagement du béton en compression (face sud à gauche : expérimental, EFiCoS au centre et face nord à droite : expérimental).

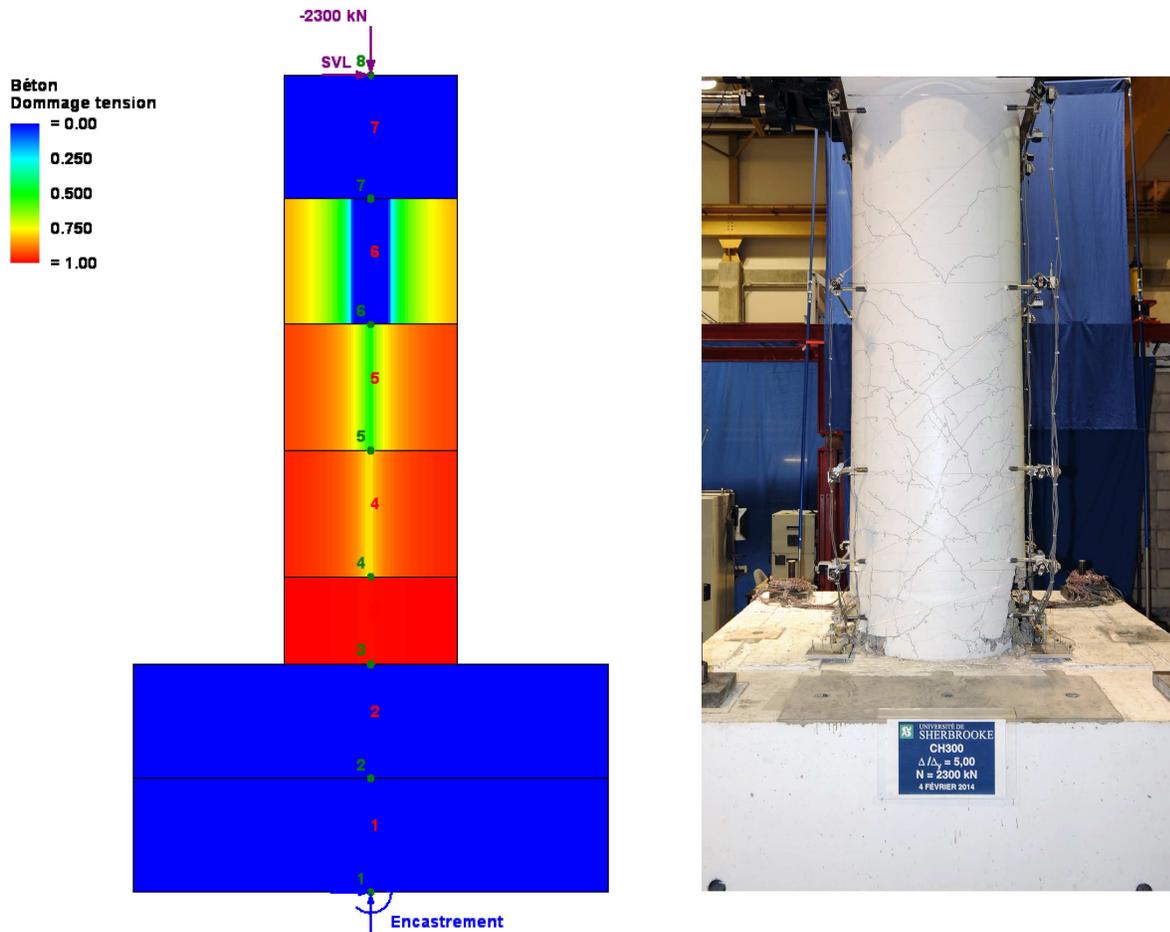


FIGURE 5.14 – Cartographie d’endommagement du béton en traction : EFiCoS à gauche et expérimental à droite.

Dimensionnement basé sur la performance sismique

À la section 2.4 a été introduite la philosophie du dimensionnement basé sur la performance sismique. Cette philosophie de conception 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 [47]. Dans ce chapitre sera présentée chaque étape pour la conception sismique des ponts en béton armé, mais surtout la définition des états limites basés sur les résultats expérimentaux du pilier CH300. Ces états limites sont comparés à ceux trouvés par d'autres auteurs.

6.1 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 d'un à l'autre, cependant il peut se trouver un lien ou une équivalence entre eux. À la section 2.4, on a présenté quatre niveaux de performance : 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 et ils sont : complètement opérationnel, opérationnel et stabilité [47,88]. Le tableau 6.1 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.

6.2 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, qu'à son tour, peuvent être caractérisés par des spectres d'accélération, de dimensionnement de déplacement, de réponse d'accélération, de déplacement ou même par des enregistrements [47].

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 sur le nom de spectres d'aléa uniformisé (en anglais *uniform hazard spectra (UHS)*). L'aléa sismique datant 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

TABLE 6.1 – 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

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'accélération 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 [65].

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 minimale 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 6.2 présente les périodes de récurrence des séismes en fonction des niveaux d'intensité sismique pour ces deux normes.

TABLE 6.2 – Périodes de récurrence des tremblements de terre en fonction des niveaux d'intensité sismique pour les normes CSA S6-06 et AASHTO 2010

Description du séisme	Période de récurrence	
	CSA S6-06	AASHTO 2010
Séisme faible à modéré	100 ans	475 ans
Séisme modéré (de dimensionnement)	475 ans	1000 ans
Séisme important	1000 ans	2475 ans

En somme, il paraît nécessaire d'avoir trois niveaux d'aléa sismique; séisme faible à modéré, séisme modéré et séisme important. D'un autre côté, les périodes de récurrence sont différentes pour la norme canadienne édition 2006 et la norme américaine édition 2010, celles de la norme américaine étant plus exigeantes. Il faut noter que l'édition 2014 de la norme canadienne CSA S6 propose des périodes de récurrence comparables à celles de la norme américaine : 475 ans pour des séismes faibles à modérés, 975 ans pour des séismes modérés et 2475 ans pour séismes importants.

6.3 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 en comparaison à la quantification des coûts du cycle de vie [47].

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. Ils existent des rapports et normes comme l'ATC 32 qui suggérait deux catégories d'importance pour les ponts, nonobstant, les recommandations ou normes plus récentes comme CSA S6-06 et AASHTO 2010 suggèrent trois catégories : ponts de secours, ponts d'urgence et autres ponts (voir section 2.5).

Il est courant dans les recommandations et normes pour la conception des ponts (comme la norme CSA S6-06) d'établir quatre objectifs de performance. Les ponts de secours doivent atteindre les objectifs des niveaux de performance complètement opérationnel pour des séismes modérés et opérationnel pour des séismes importants. Quant à eux, les ponts d'urgence doivent atteindre ceux de complètement opérationnel pour des séismes faibles à modérés, opérationnel pour des séismes modérés et dommages réparables pour des séismes importants. Finalement, les autres ponts doivent atteindre ceux de complètement opérationnel 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 [52]. Ce concept peut être appliqué aux autres structures (incluant les ponts) et 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 6.3 présente les objectifs de performance pour la norme CSA S6-14.

TABLE 6.3 – Objectifs de performance minimum selon la norme S6-14

Description du séisme	ponts de secours		ponts d'urgence		autres ponts	
	Service	Dommmage	Service	Dommmage	Service	Dommmage
faible à modéré	Immédiat	Aucun	Immédiat	Mineur	Limité	Réparable
modéré	Immédiat	Mineur	Limité	Réparable	Interrompu	Important
important	Limité	Réparable	Interrompu	Important	Aucun	Remplacement probable

6.4 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, et la dégradation du noyau confiné. Le tableau 6.4 présente sous forme matricielle la corrélation entre les différents états limites et chaque niveau service.

TABLE 6.4 – Corrélation entre les états limites et les niveaux de service (d'après Pinard [67])

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 sur le pilier CH300, on procède à la quantification des états limites. Par la suite, ils seront liés au niveau de performance et seront comparés à ceux obtenus par d'autres auteurs.

6.4.1 Quantification des états limites

Comme il a été expliqué à la section 2.6, 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 inter étage.

Grâce aux résultats expérimentaux, les états limites du pilier CH300 sont quantifiés. La ductilité en déplacement est calculée en divisant le déplacement en tête du pilier correspondant à chaque état limite Δ_i par le déplacement moyen causant la plastification des aciers longitudinaux Δ_{yexp} . De plus, la ductilité structurelle est le rapport entre le déplacement en tête du pilier correspondant à chaque état limite Δ_i , et le déplacement de plastification idéalisée Δ_{yI} (voir la section 4.7). D'une façon analogue à la ductilité structurelle est obtenue la ductilité en courbure (rapport entre φ_i et φ_{yI}).

En outre, à la fin de la section 4.13 a été fait un résumé des résultats expérimentaux dont ont été rapportés les déformations, les courbures, les rotations et les paramètres typiques de demande d'ingénierie. Ils sont alors directement employés pour quantifier chaque état limite. Les tableaux 6.5 et 6.6 présentent les états limites quantitatifs du pilier CH300.

Il faut clarifier que pour l'état limite « plastification de l'armature transversale », la déformation enregistrée est rapportée par des jauges installées sur la cerce, ceci explique pourquoi la déformation n'est pas rapportée sur le béton. Aussi, pour cet état limite, la rotation, la courbure ainsi que les paramètres typiques de demande d'ingénierie correspondent aux valeurs quantifiées par d'autres instruments lorsque la cerce plastifie.

Aux tableaux 6.5 et 6.6 a été quantifié chaque état limite en faisant la distinction entre les valeurs trouvées pour le sud (sens de la poussée) et pour le nord (sens de la tirée). On voit dans les mêmes tableaux que l'asymétrie de la distribution de l'acier longitudinale est présente pour les

TABLE 6.5 – États limites du pilier CH300 en matière de déformations, de rotations et de courbures

État limite	$\epsilon_c \times 10^{-3}$		$\epsilon_s \times 10^{-3}$		$\theta \times 10^{-3}$ (rad)		$\varphi \times 10^{-3}$ (rad/m)	
	sud	nord	sud	nord	sud	nord	sud	nord
fissuration	0,34	0,38	0,02	0,03	0,28	-0,13	0,51	-0,25
première plastification des armatures longitudinales	-1,44	-1,21	1,92	2,06	2,45	-2,40	3,06	-4,11
plastification des armatures longitudinales	-1,94	-1,63	2,59	2,78	3,31	-3,24	4,13	-5,55
éclatement du recouvrement de béton	-3,85	-3,82	4,66	7,40	11,00	-9,13	9,27	-11,59
plastification de l'armature transversale	–	–	2,40 [†]	N.E.	15,84	-8,81	10,45	-30,57
flambement et rupture des barres longitudinales	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.

[†] Mesuré sur l'armature transversale (première cerce dans le poteau).

TABLE 6.6 – États limites du pilier CH300 en matière des paramètres typiques de demande d'ingénierie

État limite	μ		μ_Δ		μ_φ		$\delta = \Delta/l$ (%)	
	sud	nord	sud	nord	sud	nord	sud	nord
fissuration	0,13	-0,09	0,10	-0,07	0,11	-0,05	0,07	-0,05
première plastification des armatures longitudinales	1,00	-1,00	0,70	-0,78	0,63	-0,85	0,49	-0,55
plastification des armatures longitudinales	1,35	-1,35	1,00	-1,00	1,00	-1,00	0,70	-0,71
éclatement du recouvrement de béton	3,00	-3,00	2,22	-2,23	1,91	-2,39	1,56	-1,57
plastification de l'armature transversale	4,00	-4,00	2,96	-2,96	2,15	-6,30	2,08	-2,09
flambement et rupture des barres longitudinales	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.

valeurs trouvées, toutefois, il est admissible de prendre la moyenne entre les résultats du côté sud et nord. Le tableau 6.7 présente alors les états limites moyens du pilier CH300.

TABLE 6.7 – États limites moyens du pilier CH300

État limite	$\epsilon_c \times 10^{-3}$	$\epsilon_s \times 10^{-3}$	$\theta \times 10^{-3}$ (rad)	$\varphi \times 10^{-3}$ (rad/m)	μ	μ_Δ	μ_φ	$\delta = \Delta/l$ (%)
fissuration	0,36	0,03	0,21	0,38	0,11	0,09	0,08	0,06
première plastification des armatures longitudinales	-1,33	1,99	2,43	3,59	1,00	0,74	0,74	0,52
plastification des armatures longitudinales	-1,79	2,69	3,28	4,84	1,35	1,00	1,00	0,71
éclatement du recouvrement de béton	-3,84	6,03	10,07	10,43	3,00	2,23	2,15	1,57
plastification de l'armature transversale	–	2,40 [†]	12,33	20,51	4,00	2,96	4,23	2,09
flambement et rupture des barres longitudinales	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.	N.E.

[†] Mesuré sur l'armature transversale (première cerce dans le poteau).

6.4.2 États limites liés au niveau de performance

Une fois les états limites du pilier CH300 quantifiés, ils peuvent être associés au niveau 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 (décrites à la section 4.1 de même qu'aux tableaux 4.11 et 6.7), les niveaux de performance ainsi que les états d'endommagement sont associés aux états limites quantitatifs dans le tableau 6.8 en matière des paramètres typiques de demande d'ingénierie.

Afin de mieux comprendre le tableau 6.8, 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 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, mais pas inférieure à une voie, doivent être toujours opérationnelles. 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 $P - \Delta$.

TABLE 6.8 – États limites moyens du pilier CH300

Niveau de performance	Niveau de service	État d'endommagement	μ	μ_{Δ}	μ_{φ}	δ (%)
Complètement opérationnel	Immédiat	Léger	1,35	1,00	1,00	0,71
Opérationnel	Limité	Modéré	3,00	2,23	2,15	1,57
	Interrompu	Important	4,00	2,96	4,23	2,09
Stabilité	Aucun	Complet	4,20	3,10	5,90	2,20

Au tableau 6.8, on peut voir que le niveau de performance opérationnel est un niveau de performance intermédiaire et en même temps, il a deux niveaux de service dépendant du niveau de dommages entraînés par un séisme. Aussi, l'état limite de la plastification des armatures longitudinales a été choisi au lieu de la première plastification. Cela a pour but d'avoir une correspondance avec la manière plus courante d'obtenir le déplacement ou la courbure à la plastification lors des modélisations (idéalisation bilinéaire de la courbe force-déplacement ou moment-courbure, respectivement). Cependant, lors de la définition des états limites, les auteurs ont la liberté de normaliser les déplacements ou les courbures soit par rapport à ceux de la première plastification ou la plastification idéalisée, donc une attention particulière est portée sur l'approche utilisée par chaque auteur, afin de bien comparer.

Le tableau 6.9 fait une comparaison des états limites obtenus pour le pilier CH300 par rapport à ceux trouvés par différents auteurs présentés à la section 2.6. Les valeurs rapportées dans ce

tableau correspondent à la différence entre les états limites du pilier CH300 et les états proposés par différents auteurs, divisés par ceux du pilier CH300, le tout exprimé en pourcentage. Autrement dit, une valeur en pourcentage négative veut dire que la valeur de l'état limite mesuré (du pilier CH300) est plus grande que celle rapportée par l'auteur et vice versa. Par ailleurs, au même tableau est présentée la comparaison avec les états limites obtenus par Tavares et coll. [88] parce qu'ils ont travaillé avec le même poteau du prototype, c'est-à-dire le pont Chemin des Dalles.

TABLE 6.9 – Comparaison des états limites du pilier CH300 à ceux proposés par différents auteurs

État d'endommagement	Tavares et coll. [88]			Hwang et coll. [37]	Choi [17]	Choi et coll. [18]	Nielson [55]	Padgett [59]
	$\Delta\mu$	$\Delta\mu_\varphi$	$\Delta\delta$	$\Delta\mu$	$\Delta\mu$	$\Delta\mu_\varphi$	$\Delta\mu_\varphi$	$\Delta\mu_\varphi$
Léger	0	0	-30	0	0	0	0	29
Modéré	-48	-30	-55	-60	-60	-7	-27	-2
Important	-41	-24	-47	-56	-56	-5	-24	-17
Complet	-3	16	36	13	13	19	16	-11

Dans le dernier tableau, la lettre grecque Δ avant le symbole de ductilité en déplacement (μ), de ductilité en courbure (μ_φ) et le taux relatif inter étage (δ), symbolise le rapport de la différence expliqué dans le paragraphe ci-dessus.

On peut voir, à partir du même tableau, une forte différence entre les états limites du pilier CH300 et ceux des autres auteurs, surtout pour les états limites correspondant au niveau de performance intermédiaire (niveaux de service modéré et important). On peut penser en premier lieu que cette différence est justifiée par les détails fragiles existants sur le poteau CH300 qui ne peuvent pas être pris en compte lors des modélisations. Pourtant, on voit que les états limites trouvés pour le pilier CH300 ont une magnitude plus grande que ceux proposés par les autres auteurs, ce qui écarte cette option.

De plus, pour l'état d'endommagement complet, on voit aussi des différences pour les états limites, mais cette fois-ci, ce sont ceux proposés par les autres auteurs qui sont plus grands que ceux trouvés pour le pilier CH300. Il faut avoir en tête que le critère d'arête attendu pour le poteau au laboratoire peut expliquer cette différence, car le déplacement ultime obtenu au laboratoire ne doit pas être tout à fait le même que dans la modélisation.

Essentiellement, on fait face au principal problème du dimensionnement basé sur la performance sismique, soit que les états limites sont décrits de façon qualitative et par la suite quantifiés par la modélisation numérique ou bien par l'expérimentation. Par contre, il demeure un degré de subjectivité, surtout à l'heure de choisir les états limites qualitatifs. Pour cette dernière raison, il est nécessaire de trouver un milieu pour uniformiser la quantification des états des limites, surtout dans la cadre des normes et codes ayant comme méthode pour la conception des structures, le dimensionnement basé sur la performance, où les états limites doivent être définis très explicitement avec l'objectif de restreindre les écarts sur leur quantification.

Vu que le pilier CH300 avait des détails fragiles correspondant aux poteaux en béton armé des anciens ponts, les états limites trouvés dans cette recherche pourraient être applicables lors de l'évaluation de la capacité sismique en utilisant le DBPS pour d'anciennes structures.

Conclusion

7.1 RÉALISATIONS

Ce projet de recherche tente de déterminer quantitativement les états limites des piliers de ponts en béton armé du réseau routier québécois. Ce rapport présente les résultats concernant le pilier CH300 testé dans le cadre d'une recherche sur le sujet. Parmi les étapes réalisées du projet, nous pouvons citer :

- une revue de la littérature : les paramètres influençant le comportement des poteaux de ponts en béton armé ont été identifiés. Le prototype utilisé dans le cadre de ce projet est bien connu, car il a été étudié à de multiples reprises au sein du Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures de l'Université de Sherbrooke (CRGP), facilitant le choix des variables à retenir pour l'étude. Les variables à l'étude ont été essentiellement la géométrie en grandeur réelle du spécimen ainsi que les détails fragiles comme l'armature transversale qui avait un espacement plus grand à celui permis par les normes actuelles et l'effet du recouvrement à la base.
- une recherche expérimentale : cette étape a été réalisée pour étudier les variables citées ci-dessus, déterminer la performance du pilier CH300 ainsi que les états limites. Le spécimen CH300 a été construit à échelle réelle au laboratoire des structures de l'Université de Sherbrooke. Un montage qui permettait l'étude du pilier CH300 a été conçu et construit dans le même laboratoire. En outre, le montage expérimental a été conçu afin qu'il puisse être utilisé de nouveau pour les prochains spécimens à étudier.
- la modélisation numérique : l'application du DBPS sera une réalité le jour où des programmes d'analyse fiables, capables de prédire de façon précise les différents niveaux d'endommagement, seront disponibles couramment dans les bureaux d'étude. Une partie importante de cette recherche a été consacrée à la calibration de programmes servant à la prédiction de l'endommagement du spécimen testé. Cette calibration montre le bien-fondé de ces approches analytiques et leur utilité dans le dimensionnement de nouveaux ponts et l'évaluation de la vulnérabilité de ponts existants.
- le dimensionnement basé sur la performance : grâce aux mesures expérimentales, il a été possible de trouver les états limites du pilier CH300 en fonction des déformations, des rotations, des courbures, des déplacements et des paramètres de demande d'ingénierie. Ils ont été comparés avec les valeurs rapportées dans la littérature.

7.2 CONCLUSIONS

À partir des observations relevées durant l'essai, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Le poteau a présenté une suite d'endommagement qui est en accord avec les observations rapportées par d'autres auteurs ayant travaillé sur des poteaux [47, 58, 77] et des événements sismiques passés. Cette suite trouvée sur le poteau est 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. La rupture d'une barre d'armature longitudinale (par flambage ou traction) ou d'un étrier n'a pas été relevée, car le critère d'arrêt ayant dominé pour le poteau CH300 était la perte de plus de 50 % de la capacité en flexion maximale connue expérimentalement.
- Des fissures verticales sont apparues après les premiers cycles durant l'essai. Elles sont dues à l'interaction entre des barres chevauchées. Elles ont fortement influencé la progression de l'endommagement lors de l'augmentation des amplitudes de déplacement avec les cycles. Comme l'expliquent Park et Paulay [61], deux barres chevauchées produisent une tension diagonale entre elles lorsqu'elles sont tendues, donc une pression de confinement est requise pour prévenir une possible séparation.
- Le poteau CH300 ne remplit pas deux des prescriptions de la norme CSA/CAN-S6-06 [7] du fait qu'il est la réplique du pilier conçu dans les années 1970 : le chevauchement et l'espacement maximums de l'armature transversale dans la zone de rotule plastique. Cependant, sa réponse a été fragile en ayant une dégradation de sa résistance lors de l'augmentation des cycles. La capacité de dissipation d'énergie a été réduite en raison des détails fragiles (recouvrement à la base et l'espacement de l'armature transversale). De même, le poteau a pu développer sa pleine capacité en flexion. Par ailleurs, les réponses force-déplacement et moment-courbure obtenues sont légèrement asymétriques en raison de la distribution non symétrique des barres d'armature longitudinales.
- La ductilité minimale requise par la norme CSA/CAN-S6-06 pour une sous-structure résistante aux charges latérales est de 2,0, tandis que pour des ponts à chevêtres sur piliers en béton armé, cette ductilité minimale est fixée à 3,0. La valeur obtenue expérimentalement a été de 3,1, satisfaisant les deux conditions malgré les caractéristiques de détail du pilier CH300.
- L'estimation de la longueur de la rotule plastique a été faite à partir des équations proposées par différents chercheurs. Les équations proposées par Zahn et Priestley (1986) et Priestley et Park (1987) ont donné des valeurs proches de celle obtenue expérimentalement. Cependant, il est admis dans les normes de conception ainsi que dans la littérature (CSA S6-06 [7], CSA A23.3-04 [6] ou Paultre [65]) que l'équation proposée par Paulay et Priestley (1992) est une très bonne approximation de la longueur de rotule plastique, mais cette équation surestime cette longueur de 67%. On doit se rappeler que l'effet du recouvrement à la base avec peu de confinement transversal est la diminution de la longueur de rotule plastique, ce qui peut justifier cette différence.
- À partir des modélisations numériques, on peut déduire que les outils utilisés pour prédire et valider le comportement du poteau présentaient une bonne précision. Le logiciel d'analyse sectionnelle MNPhi [63] a permis de faire une estimation du comportement local de la section soumise à une charge monotone tout en modélisant le béton confiné par le modèle proposé pour Légeron et Paultre [46]. Par la suite, DISP96, intégrant les résultats obtenus de MNPhi,

a permis de bien estimer le comportement global en termes de force-déplacement. EFiCoS, qui utilise des éléments finis de poutres dont la matrice de raideur est calculée à partir d'une discrétisation de la poutre en couches superposées, a démontré une bonne précision quant à la localisation et à l'étendue de l'endommagement du poteau CH300. Aussi, la prédiction force-déplacement cyclique trouvée à l'aide de ce dernier logiciel a une bonne correspondance par rapport à la même relation expérimentale.

- Les composantes du déplacement latéral total ont été quantifiées. On a pu voir que la composante due à la flexion et celle due au glissement des barres longitudinales ont la plus grande contribution sur le déplacement latéral total. Toutefois, il ne fut pas possible d'isoler complètement le glissement de la flexion en raison de la façon dont les instruments ont été installés.
- Les états limites du pilier CH300 ont été établis et associés au niveau de performance, au niveau de services ainsi qu'aux états d'endommagement. Cependant, un écart a été trouvé, surtout dans le niveau de performance intermédiaire dénommé opérationnelle, ce qui demandera de continuer les enquêtes sur ce sujet.

7.3 TRAVAUX FUTURS ET RECOMMANDATIONS

Au cours de ce projet de recherche, les travaux qui pourraient le compléter et l'améliorer furent identifiés. Ce sont les suivants :

- Il est courant dans la pratique que les anciens piliers de ponts soient réhabilités en utilisant des fibres de matériau composite. Une étude des états limites des piliers des ponts réhabilités à l'aide des matériaux composites est suggérée.
- Bien que les états limites aient été déterminés pour un seul pilier du cadre du prototype, l'étude sur le cadre complet à la lumière du dimensionnement basé sur la performance serait utile, surtout pour être en mesure de mieux comprendre l'interaction et la relation entre les résultats du pilier isolé comparé aux résultats du pilier dans un ensemble comme dans le cadre.
- Une étude expérimentale ainsi que numérique plus approfondie sur la composante du déplacement latéral dû au glissement des barres longitudinales est proposée. Essentiellement, il est nécessaire d'améliorer la façon dont le pilier a été instrumenté afin de réussir à enregistrer les rotations du corps rigide qui entraînent le glissement de l'armature longitudinal, et par la suite, son déplacement latéral associé. De plus, au niveau de la modélisation numérique et de la prédiction du glissement des barres longitudinales, le pilier peut être amélioré, en particulier pour des barres d'armature longitudinale ayant un diamètre plus grand que 25M pourvus de crochets standards. Dans le même ordre d'idée, il peut exister un glissement des barres longitudinales additionnel à l'intérieur du pilier lorsque ces barres d'armature sont chevauchées. Une enquête à ce sujet permettra de valider cette hypothèse.
- Lors d'un essai expérimental, l'instrumentation est une partie fondamentale parce que ce sont les différents instruments qui nous permettent de quantifier et d'évaluer les variables et les paramètres désirés. Dans le cadre du dimensionnement basé sur la performance sismique, les états limites sont indispensables et ces derniers sont quantifiés à partir des mesures prises. Bien que depuis longtemps, on utilise des jauges électriques pour mesurer les déformations sur l'acier ou le béton, elles sont très fragiles et elles peuvent être endommagées rapidement,

même si une attention particulière est portée lors de leur installation. En somme, une recherche sur de nouveaux instruments disponibles sur le marché est conseillée dans l'intention d'améliorer les enregistrements. D'un autre côté, sur le plan de la plastification des barres d'aciers, des mesures fiables sont capitales. Aussi, il est conseillé de faire la même recherche sur les instruments pour mesurer les déformations directement sur le béton.

A

Détermination des charges gravitaires sur les piliers du pont

Dans le cas de ponts à poutres comme celui du Chemin des Dalles, généralement, ceux-ci sont soumis à des charges permanentes qui comprennent le poids propre de la structure (dalle, poutres, diaphragmes, etc.), le poids des glissières et le poids de l'enrobé bitumineux. La détermination des charges gravitaires est cruciale à ce stade, car :

- l'inertie est un des paramètres influençant largement le comportement de la structure ;
- les forces gravitaires produisent des efforts axiaux dans les piliers et, du coup, influencent la rigidité géométrique et la ductilité.

Les poids unitaires adoptés sont, pour le béton normal contenant un taux d'armature moyen d'environ 1% par volume, de $24,0 \text{ kN/m}^3$ et, pour l'enrobé bitumineux, de $23,5 \text{ kN/m}^3$. Selon l'appendice B du manuel *PCI bridge design manual* [89], le poids d'une poutre AASHTO de type V est de $15,4 \text{ kN/m}$ linéaire. Les poids des composantes du pont ainsi que le poids des composantes par portique sont présentés au tableau A.1.

TABLE A.1 – Poids des composantes du pont au complet et de chaque portique

Composante		Pont complet (kN)	Portique (kN)
Dalle		5 498,7	1 832,9
Poutres		9 840,6	3 280,2
	aux culées	129,6	0,0
Diaphragme	en travée	706,3	313,9
	aux piliers	258,4	129,2
Chevêtre		870,9	435,4
Glissières	partie en béton	771,8	257,3
	garde-fou métallique	25,3	8,4
Enrobé		1 937,3	645,8
Total		20 038,9	6 903,1

B

Instrumentation complémentaire, acquisition et traitement des données

Comme il a été expliqué à la section 3.5 ainsi qu'à l'annexe précédente, le montage et l'instrumentation expérimentaux ont été conçus pour étudier la réponse du pilier en béton armé en porte-à-faux soumis aux cycles de chargement latéral à l'extrémité libre et encastree à la base, tout en maintenant une charge axiale constante, laquelle représente le niveau de chargement gravitaire réel. Des tiges de post-contrainte ont été utilisées pour reproduire l'encastrement à la base et ancrer la fondation avec le poteau à la dalle de réaction du laboratoire de structures.

Cette section décrit l'instrumentation complémentaire et le traitement des données aux sections B.1 et B.2, respectivement. Les sections B.3 et B.4 expliquent la procédure suivie pour trouver la plastification de l'acier longitudinal ainsi que la procédure pour obtenir la sollicitation de l'acier longitudinal extrapolée.

B.1 INSTRUMENTATION COMPLÉMENTAIRE

Pour des fins de sécurité, l'instrumentation décrite à la section 3.6 pour le poteau CH300 a été complétée. Ainsi, six LVDT ont été installés entre la fondation et la dalle de réaction du laboratoire, dont deux LVDT installés horizontalement au centre de la fondation et les quatre autres aux extrémités de la fondation, installés verticalement.

La figure B.1 montre ces six LVDT en plan ainsi qu'aux côtés nord et sud, respectivement. Tout au long de l'essai, ces LVDT ont servi à surveiller le déplacement latéral de corps rigide du spécimen (LVDT horizontaux), et à s'assurer que la fondation restait toujours en contact avec la dalle de réaction, autrement dit, à contrôler le soulèvement de la fondation (LVDT verticaux). Ces deux derniers phénomènes ont été indésirables, car le système pilier-fondation pouvait devenir un mécanisme en mettant en risque les personnes qui exécutaient l'essai.

Aussi, deux jauges de déformation ont été installées sur chaque tige qui reliait la poutre et les vérins qui appliquaient la charge axiale. Ces jauges permettaient de surveiller la charge axiale appliquée au poteau et de s'assurer qu'elle restait constante durant l'essai. Par conséquent, l'instrumentation utilisée réellement est constituée d'un total de 94 instruments répartis entre les jauges, les potentiomètres et les LVDT.

B.2 TRAITEMENT DES DONNÉES

L'instrumentation a permis de mesurer les modes de déformation locale internes et externes, ainsi que la réponse en déplacement du système (voir section 3.5). Les données ont été recueillies de façon continue tout au cours de l'essai.

Les mesures prises par chaque instrument (jauges, potentiomètres ou LVDT) ont été enregistrées de façon périodique par le système d'acquisition de données *System 5000* qui lui, était relié

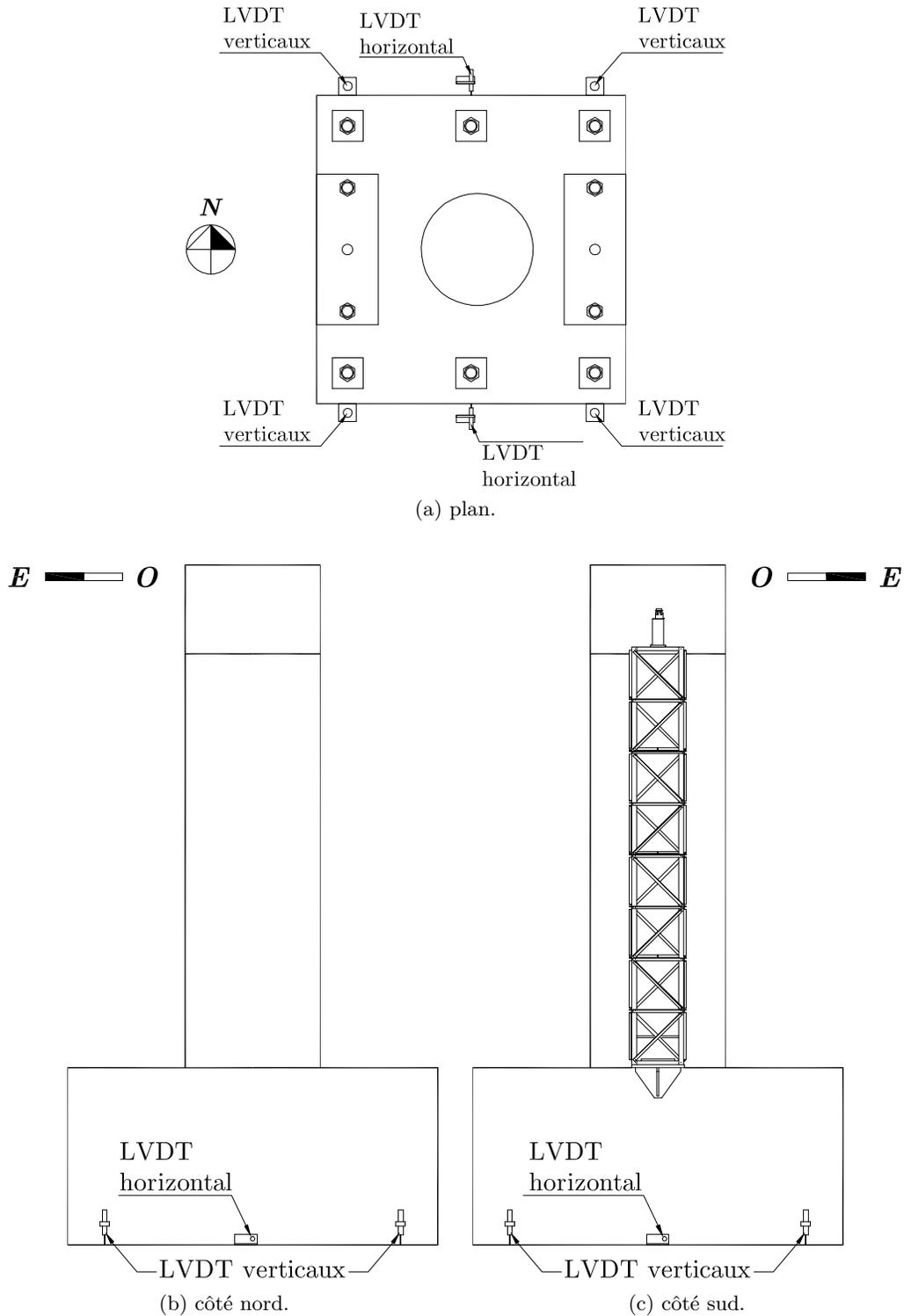


FIGURE B.1 – Instrumentation complémentaire.

au logiciel *TestStar* qui contrôlait les vérins hydrauliques lors de l'essai. Les données recueillies ont été transformées dans un fichier de données composé par une seule matrice dont la première

colonne correspondait à un numéro de référence donné par le système d'acquisition, la deuxième au temps écoulé de l'essai et les colonnes suivantes aux instruments de mesure (jauges, potentiomètres et LVDT) selon le canal où ils étaient branchés au système d'acquisition. Après l'extraction des données, elles ont dû être réduites, interprétées et analysées.

Pendant l'essai, il était nécessaire de faire des pauses entre des phases de tirées ou de poussées pour faire le suivi des fissures, prendre des photos et noter les observations judicieuses à chaque étape de l'essai. Durant ces pauses, les charges ont été soutenues, présentant ainsi des plages où les mesures restaient approximativement constantes dans l'enregistrement des données. Ces plages de pause ont dû être enlevées pour ne garder que les données pertinentes. Ce processus de filtrage des données a été fait avec le logiciel Matlab.

Une fois les données filtrées, les déformations unitaires moyennes correspondantes ont été calculées à partir des allongements verticaux, horizontaux et diagonaux extraits des données, et, par la suite, la rotation, la courbure, la déformation et la distorsion pour le cisaillement ont été calculées. Pour tous les calculs, le logiciel Matlab a été utilisé tandis que pour les figures le logiciel AutoCAD fut employé.

La figure B.2 montre un segment typique du poteau instrumenté, où les instruments sont représentés par des rectangles. Les instruments sollicités sont désignés par des rectangles grisés. De même, le mode de déformation local est esquissé par une ligne discontinue. Le segment original du poteau est montré à la figure B.2(a) où h_i est la hauteur et b_i la largeur du segment i . La longueur diagonale vaut $d_i = \sqrt{h_i^2 + b_i^2}$. L'angle entre l'instrument diagonal et celui qui est horizontal est désigné par β_i .

Les mesures prises par les instruments sont représentées par Δ . Les allongements mesurés au nord et au sud sont dénotés par ΔN et ΔS respectivement. Les allongements mesurés en haut et en bas sont ΔT et ΔB . L'allongement diagonal est ΔD . Les instruments ont permis d'avoir deux déplacements verticaux, deux déplacements horizontaux et deux rotations. Les modes de déformation sont schématisés à la figure B.2(b) à (e).

Le tableau B.1 montre les dimensions moyennes pour chaque segment mesuré au laboratoire sur le spécimen CH300.

TABLE B.1 – Dimensions pour chaque segment instrumenté du pilier CH300

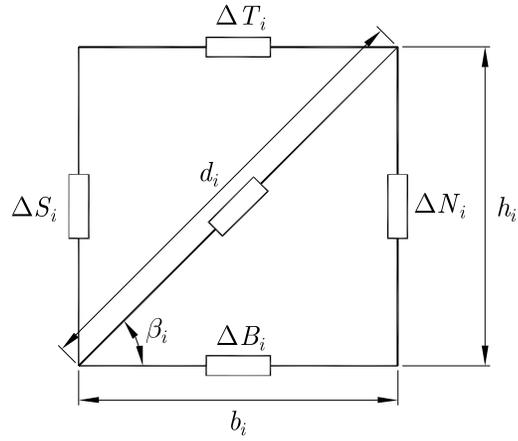
Segment i	Côté Est				Côté Est			
	b_i (mm)	h_i (mm)	d_i (mm)	β_i (°)	b_i (mm)	h_i (mm)	d_i (mm)	β_i (°)
1	965	406	1047	24	965	404	1046	24
2	965	462	1070	27	965	460	1069	27
3	965	915	1330	54	965	916	1331	54
4	965	915	1330	54	965	912	1328	54

Pour quantifier les déformations unitaires, les déplacements, les rotations, les courbures et les distorsions, les expressions décrites ci-dessous ont été employées.

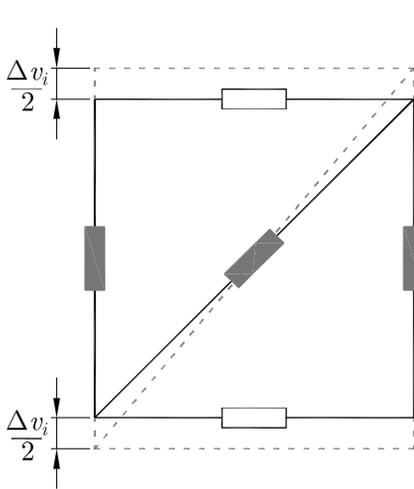
B.2.1 Déformation unitaire verticale

L'allongement vertical est la moyenne des deux déplacements verticaux (éq. B.1)

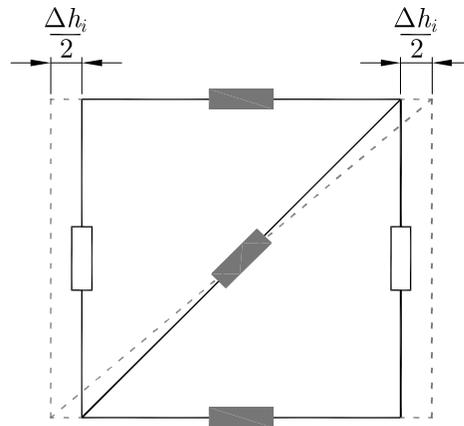
$$\Delta v_i = \frac{\Delta N_i + \Delta S_i}{2} \quad (\text{B.1})$$



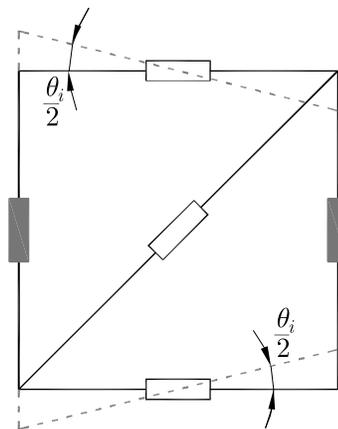
(a) configuration initiale segment i



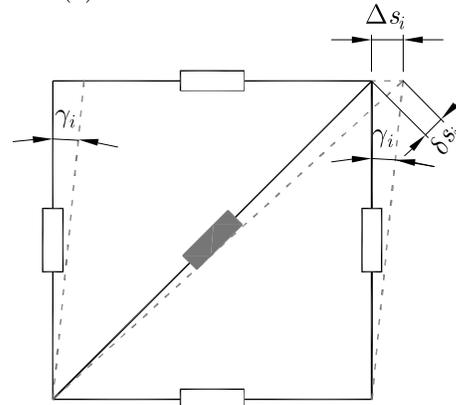
(b) extension verticale



(c) extension horizontale



(d) rotation



(e) cisaillement

FIGURE B.2 – Modes de déformation locaux pour un segment i du poteau.

Alors, la déformation unitaire verticale vaut :

$$\epsilon_{v_i} = \frac{\Delta v_i}{h_i} \quad (\text{B.2})$$

B.2.2 Déformation unitaire horizontale

De façon similaire, l'allongement horizontal vaut :

$$\Delta h_i = \frac{\Delta T_i + \Delta B_i}{2} \quad (\text{B.3})$$

Alors, la déformation unitaire horizontale vaut :

$$\epsilon_{h_i} = \frac{\Delta h_i}{h_i} \quad (\text{B.4})$$

B.2.3 Rotation

La rotation du segment est obtenue à partir de deux allongements verticaux (éq. B.5)

$$\theta_i = \frac{\Delta S_i - \Delta N_i}{b_i} \quad (\text{B.5})$$

B.2.4 Courbure

Alors, la courbure moyenne peut être estimée comme la rotation du segment, divisé par la hauteur de ce segment, soit :

$$\varphi_i = \frac{\theta_i}{h_i} = \frac{\Delta S_i - \Delta N_i}{b_i h_i} \quad (\text{B.6})$$

B.2.5 Déformation en cisaillement

La déformation en cisaillement peut être calculée en utilisant des relations géométriques comme cela fut fait par Ohtaki et coll. [57]. On sait que la déformation en cisaillement cause un déplacement à l'instrument diagonal δ_{s_i} . Pour déterminer uniquement cette déformation en cisaillement, il est nécessaire de soustraire les allongements verticaux δ_{dv_i} et horizontaux δ_{dh_i} aux allongements enregistrés par le potentiomètre diagonal ΔD_i (éq. B.7).

$$\delta_{s_i} = \Delta D_i - \delta_{dv_i} - \delta_{dh_i} \quad (\text{B.7})$$

Les allongements δ_{dv_i} et δ_{dh_i} ne sont que les projections sur la diagonale des allongements Δv_i et Δh_i , respectivement (éqs. B.8 et B.9).

$$\delta_{dh_i} = \Delta h_i \cos \beta_i \quad (\text{B.8})$$

$$\delta_{dv_i} = \Delta v_i \sin \beta_i \quad (\text{B.9})$$

La déformation en cisaillement pour un segment i est donnée par l'équation B.10.

$$\Delta s_i = \frac{\delta_{s_i}}{\cos \beta_i} \quad (\text{B.10})$$

La distorsion due au cisaillement n'est que la déformation en cisaillement pour un segment i divisé par sa hauteur h_i (éq. B.11).

$$\gamma_i = \frac{\Delta s_i}{h_i} \quad (\text{B.11})$$

La déformation totale due au cisaillement en tête du poteau est l'addition des déformations obtenues pour chaque segment.

$$\Delta s = \sum \Delta s_i \quad (\text{B.12})$$

Lehman et Moehle [47] ont proposé des expressions alternatives, en se basant aussi sur des relations géométriques, pour calculer la déformation et la distorsion en cisaillement. Ils partent du fait que l'allongement de l'instrument diagonal ΔD_i peut être décomposé en la composante due aux allongements horizontal et vertical ΔD_{vh_i} et la composante due à l'allongement dû au cisaillement ΔD_{s_i} . Alors, la déformation en cisaillement est :

$$\Delta D_{s_i} = \Delta D_i - \Delta D_{vh_i} \quad (\text{B.13})$$

Donc, l'allongement dû aux déformations verticale et horizontale du segment est calculé comme suit :

$$\Delta D_{vh_i} = \sqrt{(b_i + \Delta h_i)^2 + (h_i + \Delta v_i)^2} - d_i \quad (\text{B.14})$$

En négligeant le changement de la hauteur du segment dû à la déformation en cisaillement, la déformation unitaire due au cisaillement est approximativement :

$$\gamma_i = \frac{\sqrt{(d_i + \Delta D_i)^2 - (h_i + \Delta v_i)^2} - (b_i + \Delta h_i)}{h_i + \Delta v_i} \quad (\text{B.15})$$

De plus, la méthode des travaux virtuels peut être utilisée pour calculer la déformation en cisaillement. Cependant comme l'explique Sezen [83], cette méthode est préférable lors d'une instrumentation plus complexe, ce qui n'est pas le cas. La méthode proposée par Ohtaki et coll. [57] et celle proposée par Lehman et Moehle [47] présentent des différences négligeables sur la déformation et la distorsion dues au cisaillement, alors n'importe laquelle des deux peut être choisie. Dans ce mémoire, le choix s'est arrêté sur la méthode suggérée par Ohtaki et coll. [57].

B.3 PREMIÈRE PLASTIFICATION DE L'ACIER LONGITUDINAL

Le déplacement de plastification théorique Δ_y a été estimé à l'aide du logiciel MNPhi [63]. Les propriétés mécaniques trouvées expérimentalement pour l'acier et pour le béton ont été utilisées et ils sont aux tableaux 3.5 et 3.4, respectivement. En ce qui concerne les propriétés mécaniques du béton, les valeurs obtenues à 28 jours ont été retenues pour ces analyses, car cette estimation a été faite avant l'essai sur le pilier CH300.

Le logiciel MNPhi, en plus des analyses sectionnelles, peut faire des analyses de charge axiale et de déformation en permettant de calculer le moment d'une section en béton armé soumise à une force axiale et correspondant à une déformation spécifiée à la fibre située à une coordonnée désirée. Dans cette analyse, la déformation spécifiée est la déformation à la plastification de l'acier longitudinal (tab. 3.5) et les coordonnées de la fibre correspondent aux coordonnées des couches d'acier changeant selon les cas d'analyse, expliquées ci-dessous. Le béton en tant que matériel a été modélisé avec le modèle proposé par Légeron et Paultre [46], afin de tenir compte du confinement apporté pour le renforcement transversal du béton tandis que l'acier a été modélisé en considérant son écrouissage (en anglais *strain-hardening*). Aussi, la charge axiale de compression de 2300 kN était incluse dans l'analyse. La figure B.3 montre la section transversale du pilier sous

analyse et le tableau B.2 présente les positions en hauteur y_i des couches d'acier du pilier par rapport à l'extrémité inférieure de celui.

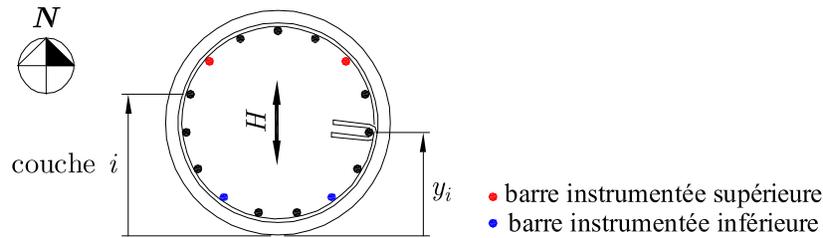


FIGURE B.3 – Section du pilier CH300 et barres d'acier longitudinales instrumentées.

TABLE B.2 – Localisation des couches d'acier longitudinal du pilier CH300

Couche i	y_i (mm)	Aire (mm ²)
1	91,03	2000
2 [†]	154,34	2000
3	270,02	2000
4	418,07	2000
5	572,88	2000
6 [‡]	707,69	2000
7	799,19	2000
8	831,55	1000

[†] Barres instrumentées, proche du mur de réaction.

[‡] Barres instrumentées, loin du mur de réaction.

Quatre cas ont été considérés pour l'analyse : plastification de la première couche d'acier, plastification de la première et de la deuxième couche d'acier, plastification de la septième et de la huitième couche d'acier et plastification de la huitième couche d'acier. Les résultats obtenus à la suite de l'analyse de la charge axiale et de la déformation sont présentés au tableau B.3 où c est la hauteur de l'axe neutre, ϵ_{base} et $\epsilon_{sommets}$ sont les déformations unitaires des fibres extrêmes inférieure et supérieure, respectivement, et φ_y est la courbure à la plastification pour chaque cas. Dans le même tableau, les variables ϵ_2 et ϵ_6 sont les déformations unitaires sur les barres instrumentées qui correspondent à chaque cas d'analyse et ils sont obtenus par compatibilité des déformations sur la section. Aussi, la compatibilité des déformations pour chaque cas est montrée à la figure B.4.

TABLE B.3 – Résultats de l'analyse de charge axiale et déformation pour prédire le déplacement de plastification théorique du pilier CH300

Cas	M (kN·m)	V (kN)	c (mm)	ϵ_{base}	$\epsilon_{sommets}$	ϵ_2	ϵ_6	φ_y (rad/m)	Δ_y (mm)
1	2440	787	384,59	-2415	1753	-1711	811	0,00456	14,84
2	2663	859	376,88	-2806	1967	-2000	888	0,00522	16,99
3	-2524	-814	381,67	1828	-2552	1089	-1562	-0,00479	-15,59
4	-2412	-778	385,52	1729	-2372	1037	-1445	-0,00448	-14,60

Les déformations unitaires sont toutes en microdéformation (c.à.d. $\times 10^{-6}$).

De même, au tableau précédent, le déplacement de plastification théorique Δ_y a été calculé avec l'équation B.16 où $l = 3125$ mm est la distance entre le sommet de la fondation jusqu'au point d'application de la charge latérale.

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y l^2}{3} \quad (\text{B.16})$$

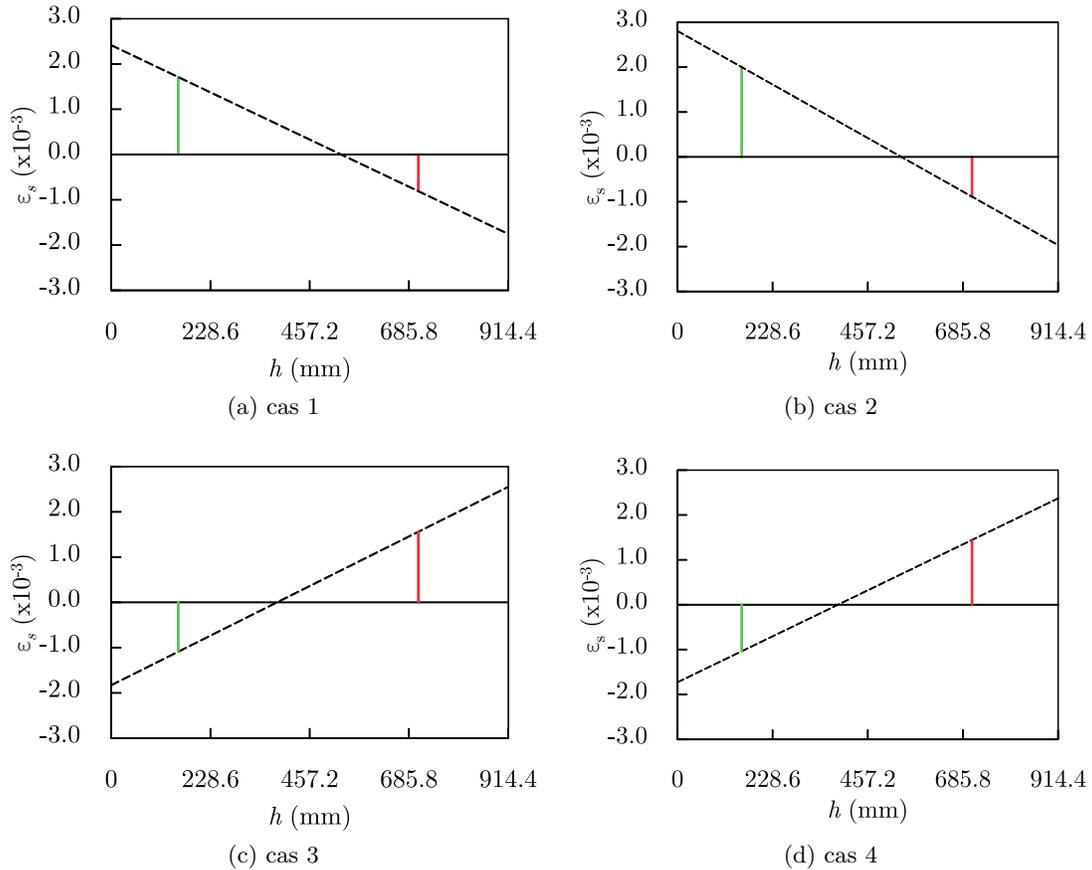


FIGURE B.4 – Compatibilité des déformations pour le déplacement de plastification théorique du pilier CH300.

Le déplacement de plastification théorique a été aussi estimé avec deux autres logiciels, DISP96 et EFiCoS. Les valeurs trouvées sont : $\Delta_{y_{DISP96}} = 15,64$ mm et $\Delta_{y_{EFiCoS}} = 16,75$ mm. Ces valeurs sont proches de celles du tableau B.3, mais l'avantage que comporte l'analyse de charge axiale et de déformation à l'aide de MNPhi est que ce n'est pas uniquement le déplacement de plastification théorique qui peut être calculé, mais aussi les déformations des barres longitudinales instrumentées ϵ_2 et ϵ_6 . Il faut remarquer que les valeurs estimées des déformations des barres longitudinales ont été d'une grande utilité lors de l'essai.

B.4 SOLLICITATION DE L'ACIER LONGITUDINAL

Comme il a été expliqué à la section 4.10, les barres instrumentées ne correspondaient pas aux barres placées aux extrémités de la section du pilier, raison pour laquelle la compatibilité des déformations sur la section transversale du pilier a été appliquée pour extrapoler la progression des déformations en traction des barres d'acier tendues instrumentées aux barres adjacentes, pour

les faces est et ouest. Cette procédure est la même qui a été utilisée à la section précédente pour trouver les déformations unitaires ϵ_2 et ϵ_6 , respectivement.

Cette compatibilité des déformations est présentée à la figure B.5. Donc, en utilisant les relations géométriques sur la section déformée, on peut déduire l'équation B.17 à B.19. Ces équations ont été employées pour trouver les figures 4.21 et 4.22.

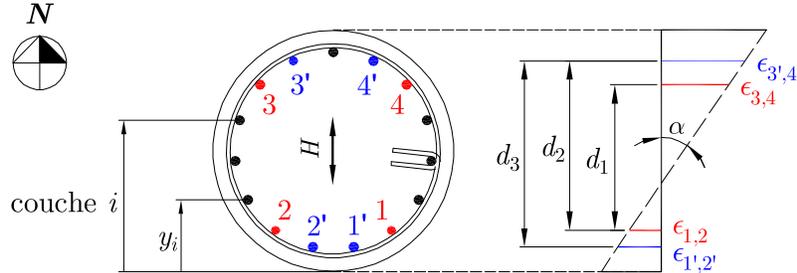


FIGURE B.5 – Compatibilité des déformations pour la progression de la déformation en traction des barres d'acier tendues du poteau CH300.

$$\alpha = \frac{\epsilon_{1,2} + \epsilon_{3,4}}{y_6 - y_2} \quad (\text{B.17})$$

$$\epsilon_{3',4'} = (y_7 - y_2) \tan \alpha - \epsilon_{1,2} \quad (\text{B.18})$$

$$\epsilon_{1',2'} = (y_7 - y_1) \tan \alpha - \epsilon_{3',4'} \quad (\text{B.19})$$

Résultats expérimentaux complémentaires

C.1 MOMENT VERSUS COURBURE

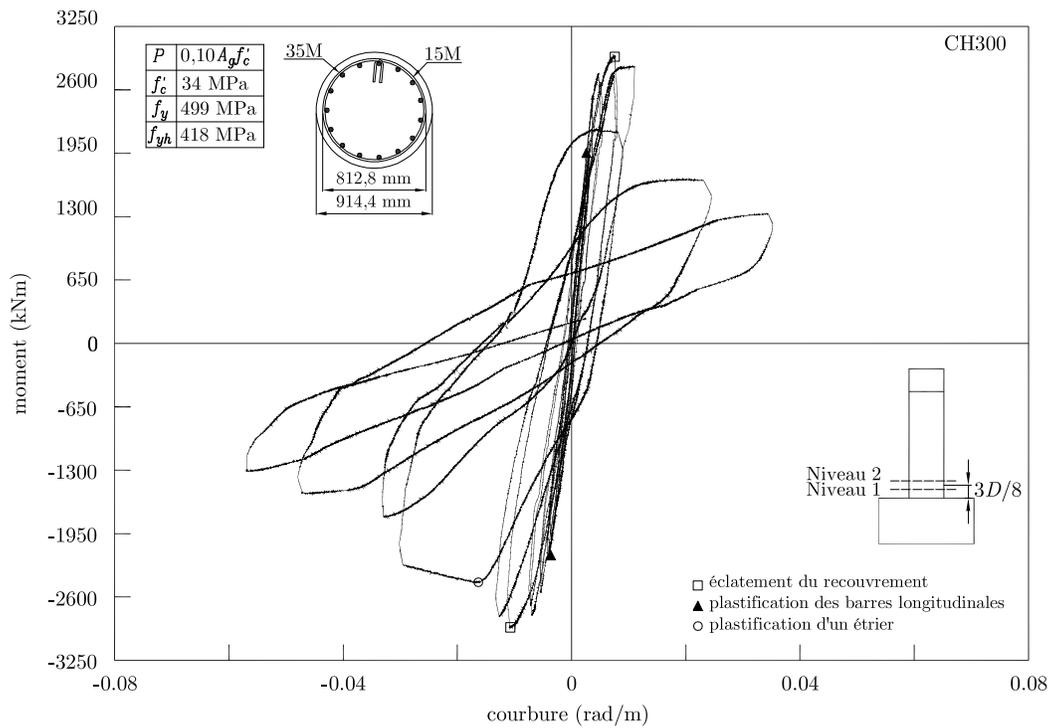


FIGURE C.1 – Moment versus courbure entre les niveaux instrumentés 2 et 3.

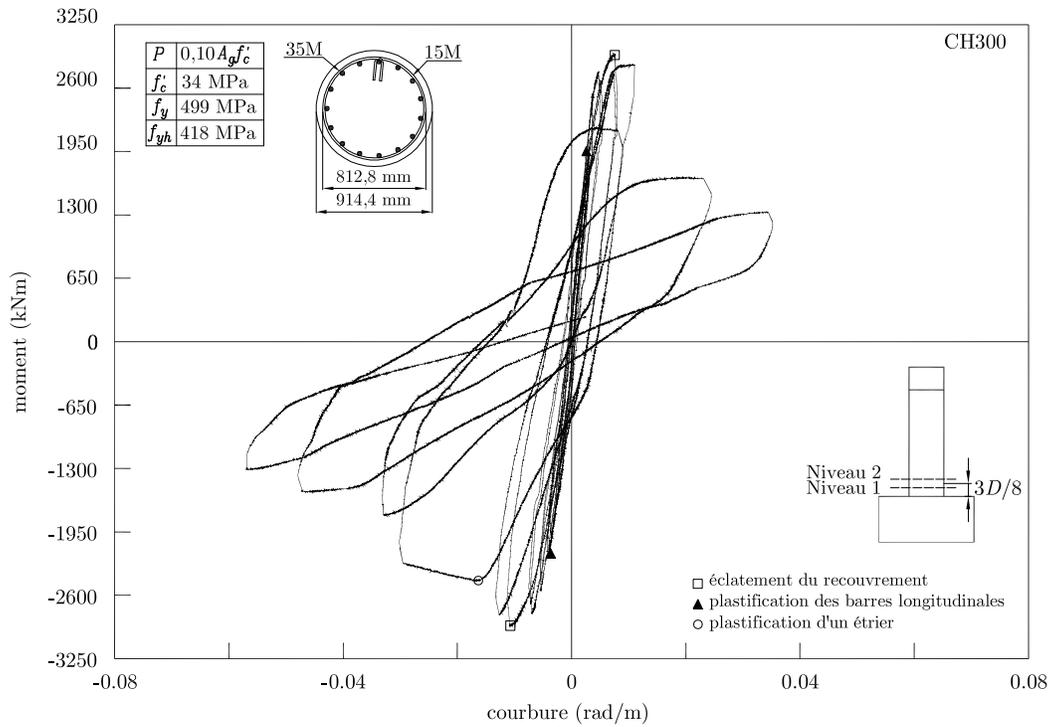


FIGURE C.2 – Moment versus courbure entre les niveaux instrumentés 3 et 4.

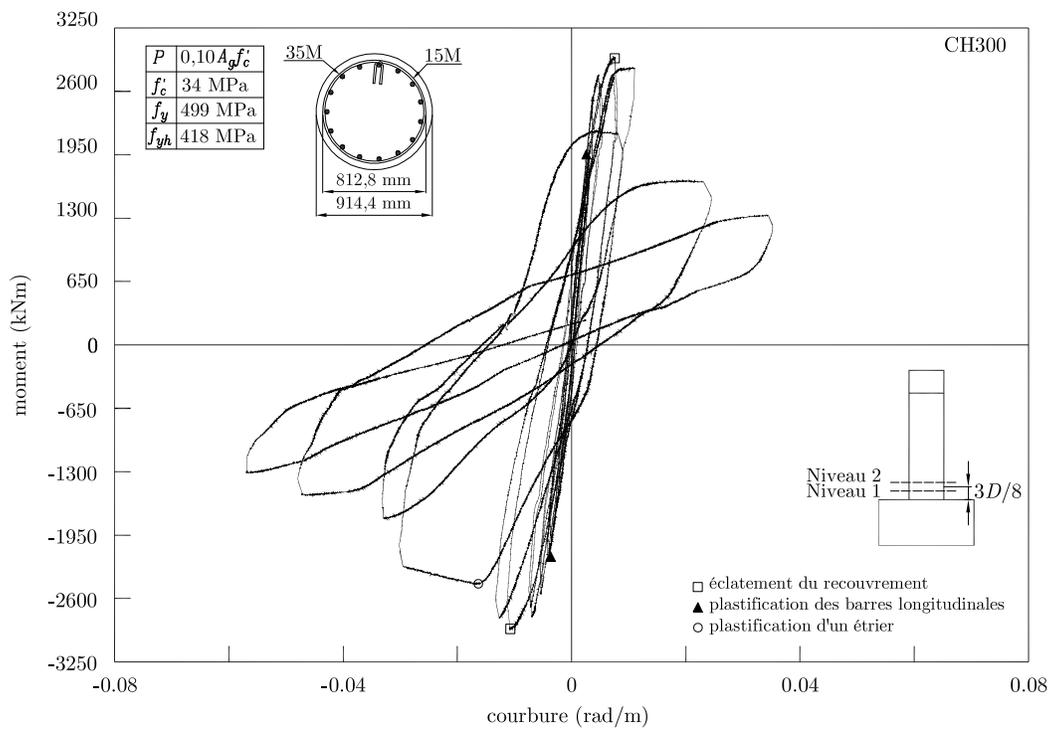


FIGURE C.3 – Moment versus courbure entre les niveaux instrumentés 4 et 5.

C.2 CISAILLEMENT VERSUS DÉPLACEMENT DÛ AU CISAILLEMENT

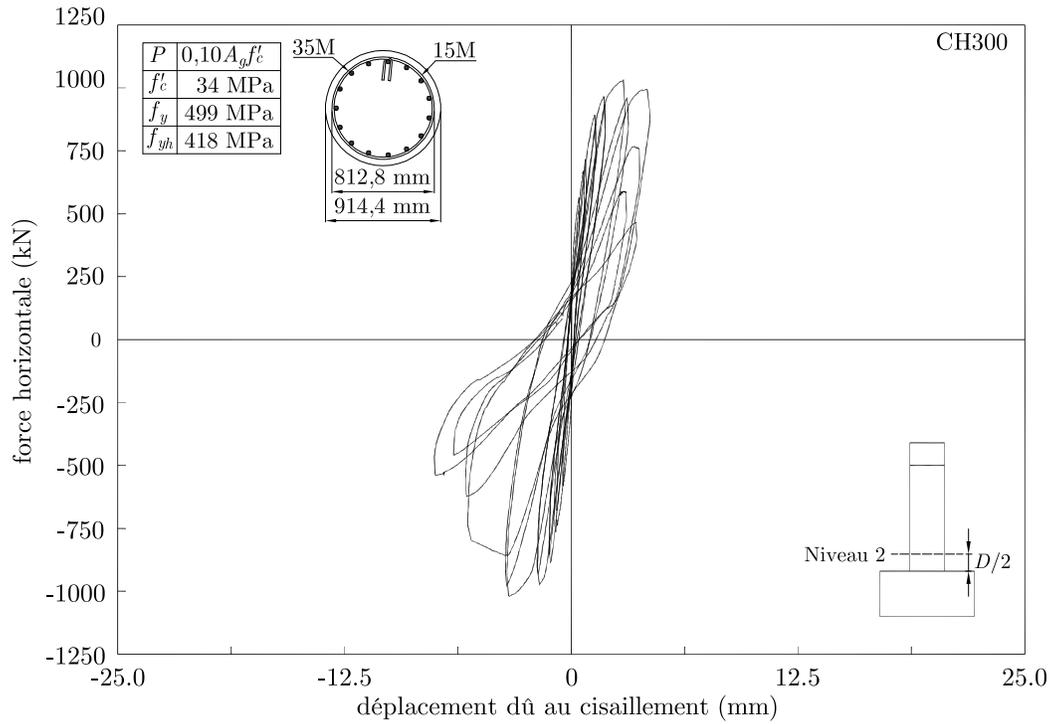


FIGURE C.4 – Force versus déplacement due au cisaillement pour le niveau instrumenté 2.

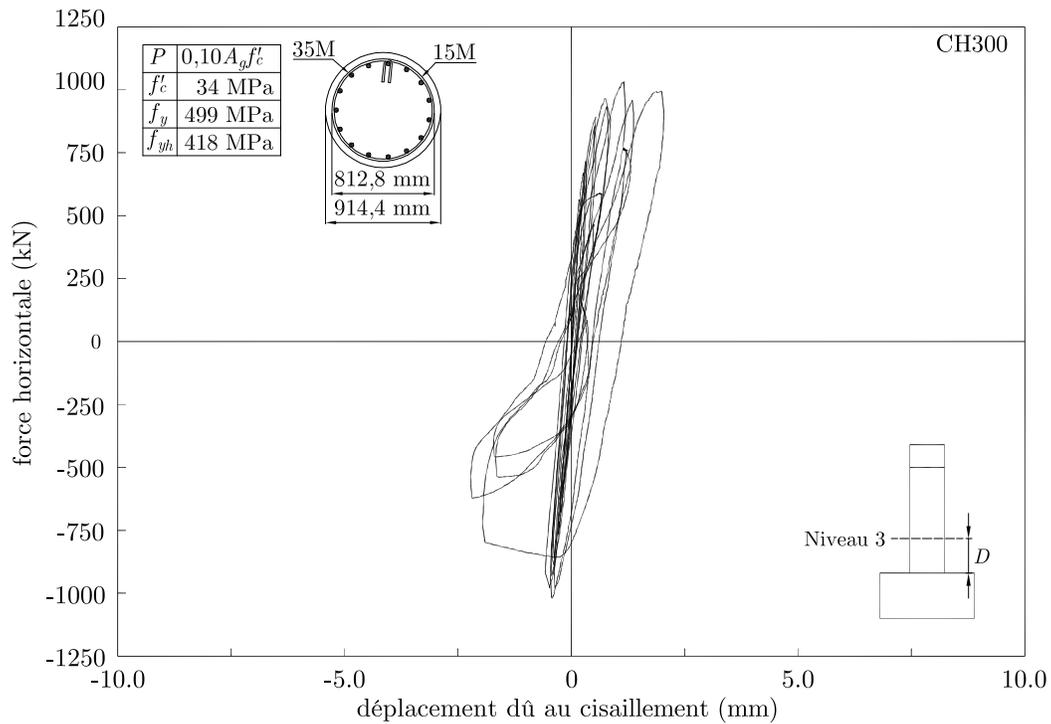


FIGURE C.5 – Force versus déplacement due au cisaillement pour le niveau instrumenté 3.

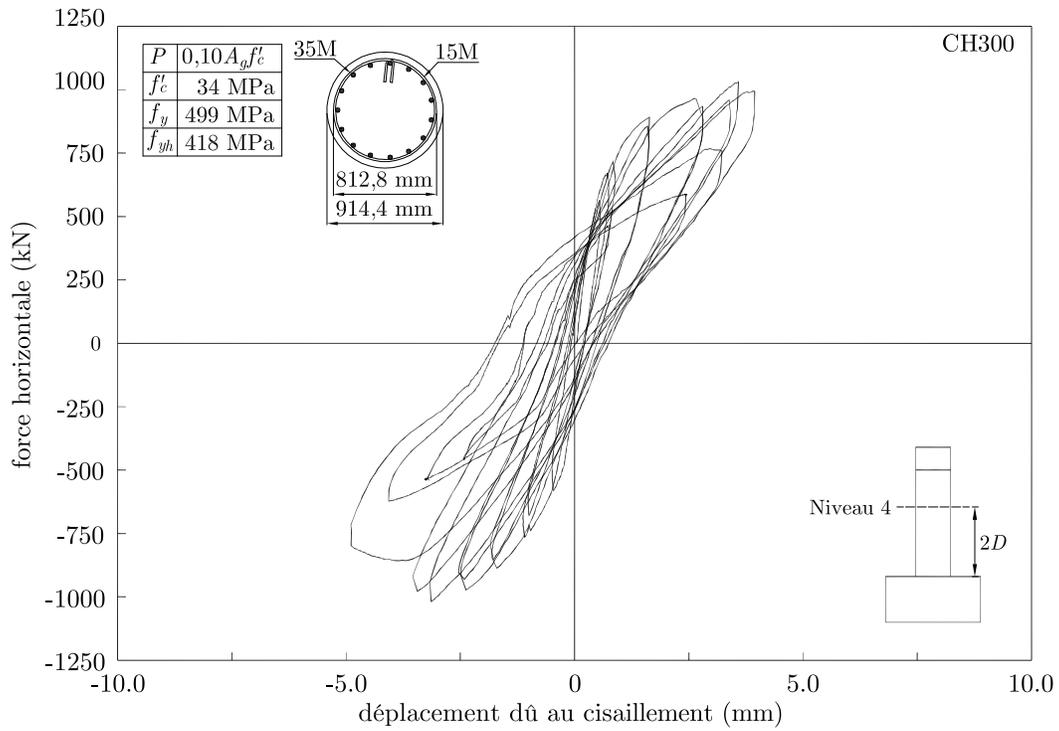


FIGURE C.6 – Force versus déplacement due au cisaillement pour le niveau instrumenté 4.

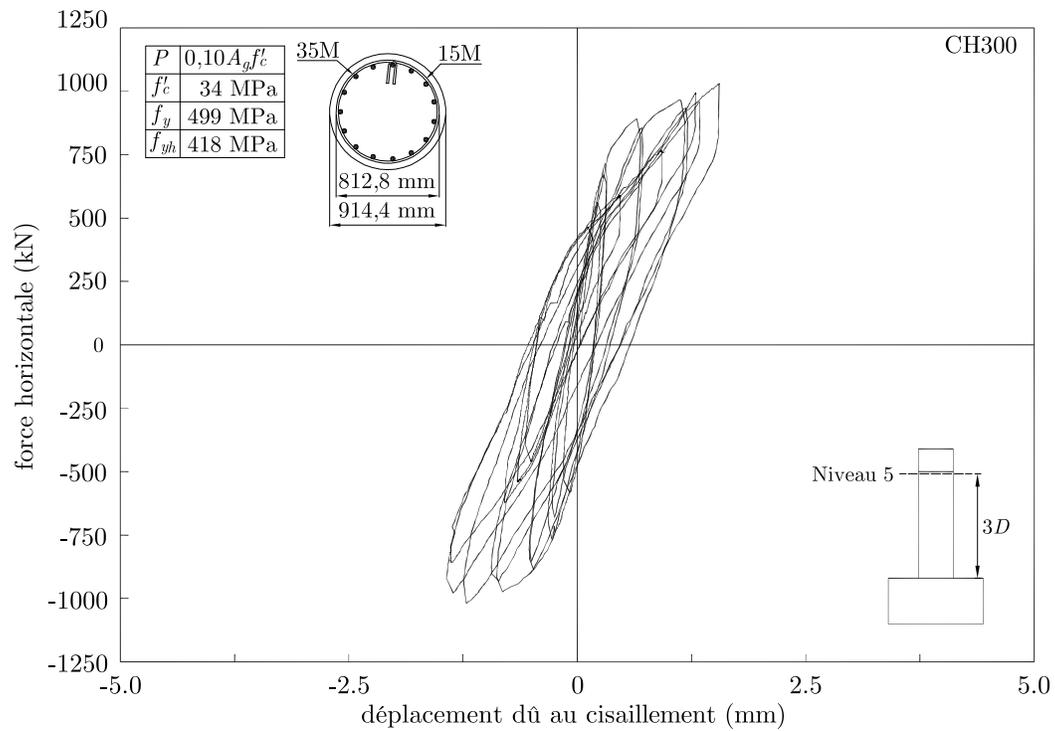


FIGURE C.7 – Force versus déplacement due au cisaillement pour le niveau instrumenté 5.

C.3 CONTRAINTE VERSUS DISTORSION

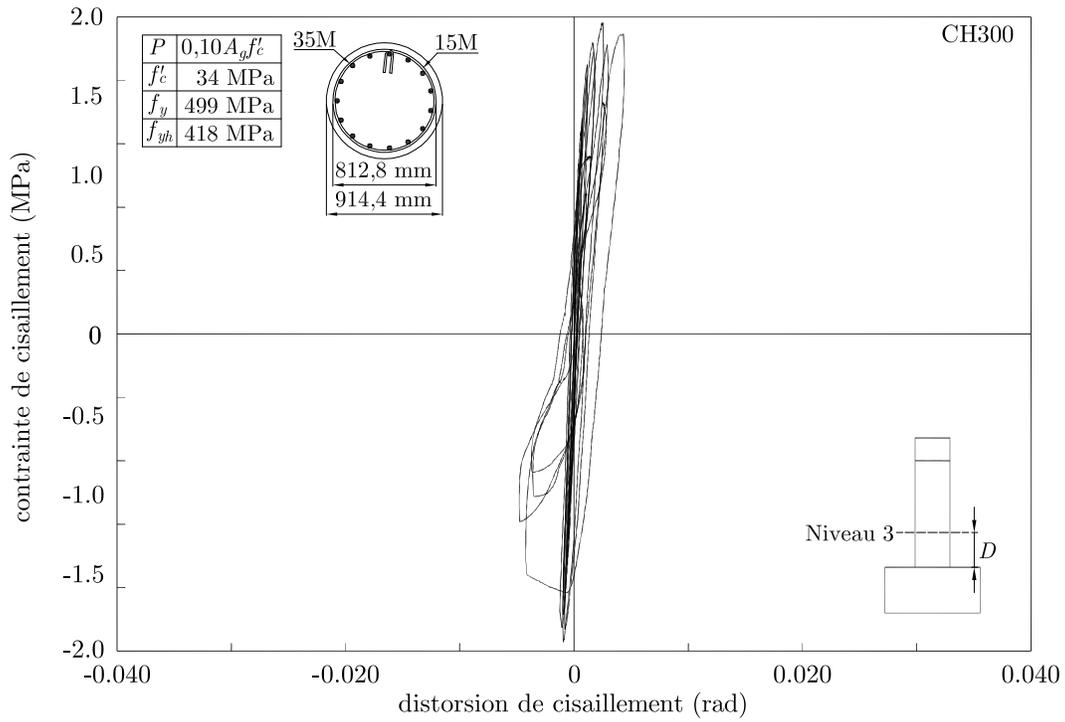


FIGURE C.8 – Contrainte versus distorsion de cisaillement pour le niveau instrumenté 3.

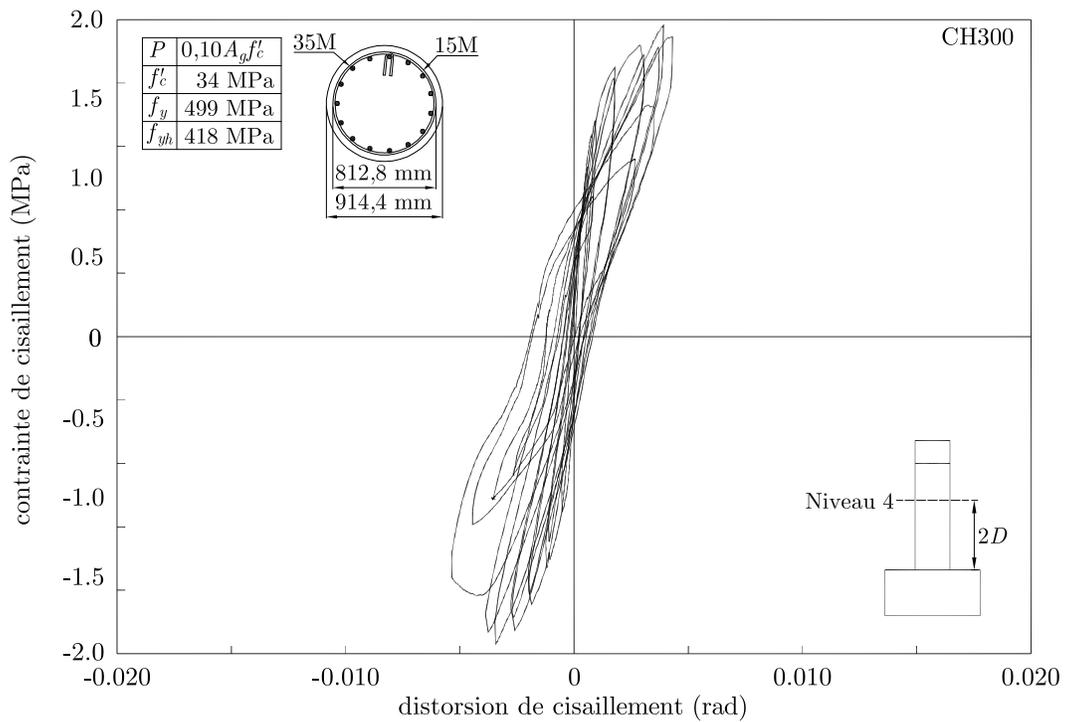


FIGURE C.9 – Contrainte versus distorsion de cisaillement pour le niveau instrumenté 4.

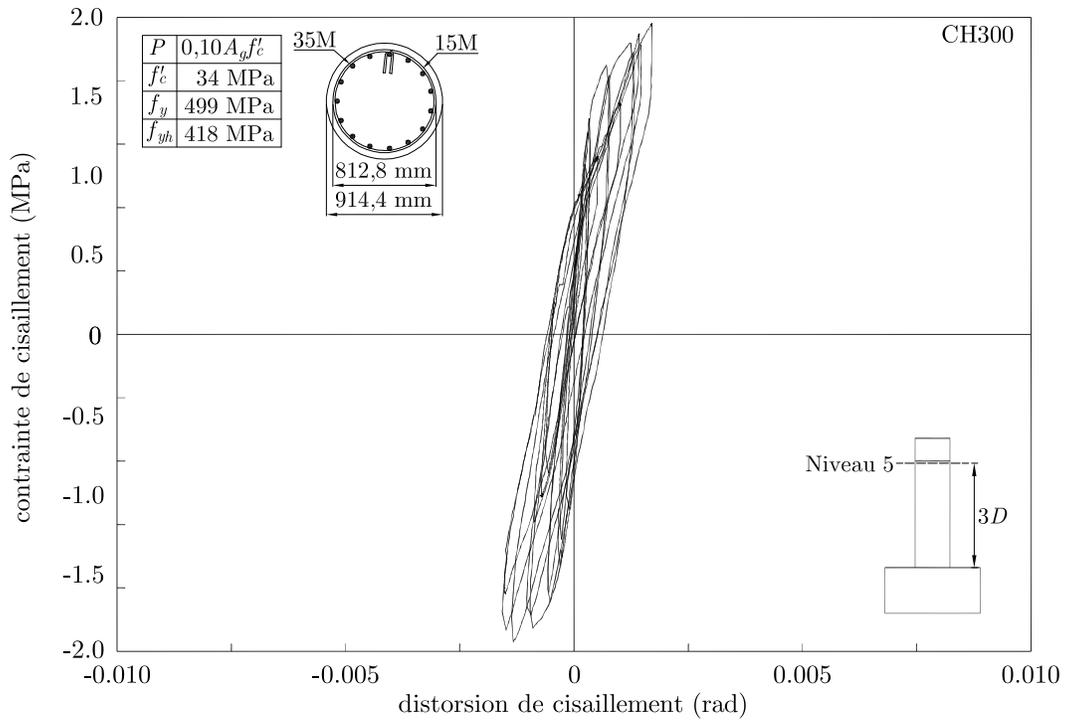


FIGURE C.10 – Contrainte versus distorsion de cisaillement pour le niveau instrumenté 5.



Bibliographie

- [1] AASHTO : *AASHTO guide specifications for LRFD seismic bridge design*. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2^e édn, 2011.
- [2] AASHTO : *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials, 6^e édn, 2012.
- [3] J. ALSIWAT et M. SAATCIOGLU : Reinforcement anchorage slip under monotonic loading. *Journal of Structural Engineering*, 118(9):2421–2438, 1992.
- [4] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION et CONSEIL CANADIEN DES NORMES : *CAN/CSA-S6-88, Calcul des ponts routiers*. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 8^e édn, 1990.
- [5] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION et CONSEIL CANADIEN DES NORMES : *CAN/CSA-S6-00 Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 9^e édn, 2000.
- [6] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION et CONSEIL CANADIEN DES NORMES : *CAN/CSA-A23.3-04 Calcul des ouvrages en béton*. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 5^e édn, 2004.
- [7] ASSOCIATION CANADIENNE DE NORMALISATION et CONSEIL CANADIEN DES NORMES : *CAN/CSA-S6-06 Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ont., 10^e édn, 2006.
- [8] M. ATALAY et J. PENZIEN : The seismic behavior of critical regions of reinforced concrete components as influenced by moment, shear and axial force. Rap. tech. EERC 75-19, Berkeley, California, 1975.
- [9] ATC-6 : *Seismic Design Guidelines for Highway Bridges*. Applied Technology Council, Berkeley, California, 1981.
- [10] N. BASÖZ, K. A. S., S. A. KING et K. H. LAW : Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 northridge, ca earthquake. *Earthquake Spectra, EERI*, 15(1):25–53, 1999.
- [11] E. C. BENTZ, F. J. VECCHIO et M. P. COLLINS : Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. *ACI Structural Journal*, 103(4): 614, 2006.
- [12] G. BOUCHER-PROULX : Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l’aide de chemises en BRP et en BFUP. Mémoire de D.E.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc, Canada, 2008.

- [13] M. BOUCHER-TRUDEAU : Comportement en flexion composée de poteaux circulaires en béton armé confinés par des polymères renforcés de fibre de carbone (PRFC). Mémoire de D.E.A., Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 2010.
- [14] L. I. CARDONA JARAMILLO : Le logiciel EFiCoS dans un contexte de dimensionnement basé sur la performance (DBP). Mémoire de D.E.A., Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 2008.
- [15] Y. CHAI, M. PRIESTLEY et F. SEIBLE : Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance. *Structural Journal*, 88(5):572–584, 1991.
- [16] W. CHEN et C. SCAWTHORN : *Earthquake Engineering Handbook*. New Directions in Civil Engineering. Taylor & Francis, 2003.
- [17] E. CHOI : *Seismic Analysis and Retrofit of Mid-America Bridges*. Thèse de doctorat, School of Civil and Environmental Engineering, Atlanta, GA, USA., 2002.
- [18] E. CHOI, R. DESROCHES et B. NIELSON : Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures*, 26(2):187–199, 2004.
- [19] V. CIAMPI, R. ELIGEHAUSEN, V. BERTERO et E. POPOV : Analytical model for concrete anchorages of reinforcing bars under generalized excitations. Rap. tech. UCB/EERC-82/23, University of California, Berkeley, 1982.
- [20] C. D. COMARTIN, R. W. NIEWIAROWSKI, CALIFORNIA SEISMIC SAFETY COMMISSION et APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL : Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Rap. tech. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, State of California, 1996.
- [21] COMMISSION CANADIENNE DES CODES DU BÂTIMENT ET DE PRÉVENTION DES INCENDIES et CONSEIL NATIONAL DE RECHERCHES CANADA : *Code national du bâtiment - Canada, 1995*. 1995.
- [22] J. CORREAL, M. SAIIDI et D. SANDERS : *Seismic Performance of RC Bridge Columns Reinforced with Two Interlocking Spirals*. University of Nevada, Reno, Nevada, 2004.
- [23] D. CUSSON et P. PAULTRE : Stress-strain model for confined high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, 121(3):468–477, 1995.
- [24] B. DAVEY et R. PARK : *Reinforced Concrete Bridge Piers under Seismic Loading*. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1975.
- [25] L. DODD et J. RESTREPO-POSADA : Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel. *Journal of Structural Engineering*, 121(3):433–445, 1995.
- [26] A. DUTTA et J. B. MANDER : Seismic fragility analysis of highway bridges. In *INCEDE-MCEER Center to Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems*, Tokyo, Japan, 1998.
- [27] M. EHSANI et J. WRIGHT : Confinement steel requirements for connections in ductile frames. *Journal of Structural Division*, 116(3):751–767, 1990.
- [28] R. ELIGEHAUSEN, E. POPOV et V. BERTERO : Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Rap. tech. UCB/EERC-83/23, University of California, Berkeley, 1983.
- [29] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA) : *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA-273, Washington, D.C., 1997.
- [30] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. TASK GROUP 7.2 : *Displacement-based Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings : State-of-art Report*. Bulletin 25. International Federation for Structural Concrete (FIB), 2003.

- [31] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. TASK GROUP 7.4 : *Seismic Bridge Design and Retrofit - Structural Solutions : State-of-art Report*. Bulletin 39. International Federation for Structural Concrete (FIB), 2007.
- [32] K. GOSAIN, H. BROWN et J. JIRSA : Shear requirements for load reversals on RC members. *Journal of Structural Division*, 103(7):1461–1476, 1977.
- [33] HAZUS/FEMA : *Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS-MH MR3 Technical Manual*. Federal Emergency Management Agency, 2003.
- [34] E. HOGNESTAD : What do we know about diagonal tension and web reinforcement in concrete ? a historical study. Rap. tech. 64, University of Illinois Engineering Experiment Station, 1952.
- [35] Y. HOSE et F. SEIBLE : Performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads. Rap. tech. PEER 1999-11, San Diego, California, 1999.
- [36] T. HSU : Toward a unified nomenclature for reinforced-concrete theory. *Journal of Structural Engineering*, 122(3):275–283, 1996.
- [37] H. HWANG, J. LIU et Y. CHIU : Seismic fragility analysis of highway bridges. Rap. tech. 01-06, Center for Earthquake Research and Information, The University of Memphis, Memphis, Tennessee, 2001.
- [38] H. ITA ROBLES : Comportement post élastique de poteaux circulaires en béton à haute performance confinés par des spirales. Mémoire de D.E.A., Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 2002.
- [39] T. IWASAKI, K. KAWASHIMA, R. HAGIWARA, K. HASEGAWA, T. KOYAMA et T. YOSHIDA : Experimental investigation on hysteretic behavior of reinforced concrete columns. In *Second Joint US-Japan Workshop on Performance and Strengthening of Bridge Structures and Research Needs*, San Francisco, California, 1985.
- [40] S. KOSMATKA et A. canadienne du ciment PORTLAND : *Dosage et contrôle des mélanges de béton*. Bulletin d'ingénierie. Association Canadienne du Ciment, 8e éd édnt, 2011.
- [41] H. KRAWINKLER : Progress and challenges in performance-based earthquake engineering. In *International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow - In Honor of Professor Hiroshi Akiyama*, Tokyo, Japan, 1999.
- [42] C. LA BORDERIE : EFiCoS, 1991.
- [43] C. LA BORDERIE : *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton*. Thèse de doctorat, Université Paris VI, 1991.
- [44] F. LÉGERON : DISP96, 1996.
- [45] 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.
- [46] F. LÉGERON et P. PAULTRE : Uniaxial confinement model for normal- and high-strength concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 129(2):241–252, 2003.
- [47] D. LEHMAN, J. MOEHLE, P. CENTER et C. D. of TRANSPORTATION : Seismic performance of well-confined concrete bridge columns. Rap. tech. 1998/01, 2000.
- [48] J. MANDER, M. PRIESTLEY et R. PARK : Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8):1804–1826, 1988.
- [49] L. MARSH : *Performance-Based Seismic Bridge Design, A Synthesis of Highway Practice*. NCHRP synthesis. Transportation Research Board, 2013.
- [50] M. MELEK, J. WALLACE et J. CONTE : Experimental assessment of columns with short lap splices subjected to cyclic loads. Rap. tech. PEER 2003/04, Berkeley, California, 2003.

- [51] D. MITCHELL et M. P. COLLINS : Diagonal compression field theory - a rational model for structural concrete in pure torsion. *American Concrete Institute Journal*, 71(8):396–408, 1974.
- [52] J. MOEHLE : *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. McGraw-Hill Education, 2014.
- [53] E. MÖRSCH : *Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*. Stuttgart, Allemagne, 1908.
- [54] NATIONAL INSTITUTE OF BUILDING SCIENCES et FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY : *Earthquake loss estimation methodology : HAZUS technical manual*, vol. 1 de *Earthquake Loss Estimation Methodology : HAZUS Technical Manual*. Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [55] B. G. NIELSON : *Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones*. Thèse de doctorat, School of Civil and Environmental Engineering, Atlanta, GA, USA., 2005.
- [56] A. H. NILSON, D. DARWIN et C. W. DOLAN : *Design of concrete structures*. McGraw-Hill Higher Education, Boston, 2010.
- [57] T. OHTAKI, G. BENZONI et M. PRIESTLEY : Seismic performance of a full scale bridge column, as built and as repaired. Rap. tech. SSRP-96/07, California Department of Transportation, La Jolla, California, 1996.
- [58] L. I. OSORIO GOMEZ : Behavior of synthetic fiber-reinforced concrete circular columns under cyclic flexure and constant axial load. Mémoire de D.E.A., Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 2008.
- [59] J. PADGETT : *Seismic Vulnerability Assessment of Retrofitted Bridges Using Probabilistic Methods*. Thèse de doctorat, School of Civil and Environmental Engineering, Atlanta, GA, USA., 2007.
- [60] X. PANG et T. HSU : Fixed angle softened truss model for reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, 93(2):196–208, 1996.
- [61] R. PARK et T. PAULAY : *Reinforced Concrete Structures*.
- [62] T. PAULAY et M. PRIESTLEY : *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York, 1992.
- [63] P. PAULTRE : MNPhi, 2000.
- [64] P. PAULTRE : *Dynamique des structures*. Editions Hermes Lavoisier, Paris, 2005.
- [65] P. PAULTRE : *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement*. Presses internationales Polytechnique, Montréal, 2011.
- [66] P. PAULTRE, R. EID, H. I. ROBLES et N. BOUAANANI : Seismic performance of circular high-strength concrete columns. *ACI Structural Journal*, 106(4):395, 2009.
- [67] M. PINARD : Méthode de modélisation numérique et étude paramétrique de la performance sismique des piliers de ponts typiques du Canada. Mémoire de D.E.A., Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 2014.
- [68] C. POLAND, J. HILL, R. SHARPE, J. SOULAGES, S. E. A. of CALIFORNIA et C. O. of EMERGENCY SERVICES : *Vision 2000 : Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. Structural Engineers Association of California, 1995.
- [69] S. POPOVICS : A numerical approach to the complete stress strain curve for concrete. *Cement and concrete research*, 3(5):583–599, 1973.
- [70] S. PRAKASH : *Seismic behavior of circular reinforced concrete bridge columns under combined loading including torsion*. Thèse de doctorat, Missouri University of Science and Technology, Rolla, Missouri, 2009.

- [71] M. PRIESTLEY : Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 33(3):325 – 346, 2000.
- [72] M. PRIESTLEY et G. CALVI : Direct displacement-based seismic design of bridges. *In ACI Special Seminar on Seismic Design of Bridges*, San Diego, California, 2003.
- [73] M. PRIESTLEY, F. SEIBLE et G. M. CALVI : *Seismic design and retrofit of bridges*. Wiley, New York, 1996.
- [74] M. PRIESTLEY, R. VERMA et Y. XIAO : Seismic shear strength of reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 120(8):2310–2329, 1994.
- [75] F. RICHART, A. BRANDTZÆG et R. BROWN : A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. Rap. tech. 12, Engineering Experimental Station, Urbana, IL, 1928.
- [76] W. RITTER : *Die Bauweise Hennebique (Construction techniques of Hennebique)*. Schweiz, Bauzeitung, 1899.
- [77] J. E. RIVERA : Comportement en flexion-compression des poteaux en béton ordinaire renforcés avec fibres synthétiques de polypropylène/polyéthylène. Mémoire de D.E.A., Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 2009.
- [78] 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.
- [79] N. ROY : *Réhabilitation parasismique performantielle des ponts avec des polymères renforcés de fibres de carbone*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 2006.
- [80] N. ROY, P. PAULTRE et J. PROULX : Réhabilitation parasismique de ponts par le confinement de poteaux avec des matériaux composites : rapport final. Rap. tech. 1998/01, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, CRGP-2006/02.
- [81] M. SAATCIOGLU et G. OZCEBE : Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading. *Structural Journal*, 86(1):3–12, 1989.
- [82] J. SCHLAICH, K. SCHÄFER et M. JENNEWEIN : Toward a consistent design of structural concrete. *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, 32(3):74–150, 1987.
- [83] H. SEZEN : *Seismic Behavior and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns*. Thèse de doctorat, Department of Civil and Environmental Engineering. University of California, Berkeley, California, 2002.
- [84] H. SEZEN et J. MOEHLE : Bond-slip behavior of reinforced concrete members. *In fib - Symposium (CEB-FIP) : Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens, Greece, 2003.
- [85] M. SHEIKH et F. LÉGERON : Seismic performance of bridges designed according to current code provisions. Rap. tech., Canada, 2012.
- [86] W. STONE et G. CHEOK : Inelastic behavior of full scale bridge columns subjected to cyclic loading. Rap. tech. 166, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, 1989.
- [87] D. H. TAVARES : *Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec à l'aide des courbes de fragilité*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 2012.
- [88] D. H. TAVARES, L. I. CARDONA et P. PAULTRE : Bridge reinforced concrete column limit state definition. *In Anais do 52 Congresso Brasileiro do Concreto CBC2010*, Fortaleza, Brasil, 2010.
- [89] THE PCI BRIDGE DESIGN MANUAL STEERING COMMITTEE : *Precast Prestressed Concrete Bridge Design Manual*. Precast/Prestressed Concrete Institute, 2011.

- [90] D. VACHON : Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres. Mémoire de D.E.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc, Canada, 2004.
- [91] F. J. VECCHIO et M. P. COLLINS : The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *American Concrete Institute*, 83(2):219–231, 1986.
- [92] M. VELETZOS, M. PANAGIOTOU, J. RESTREPO et S. SAHS : Post seismic inspection and capacity assessment of reinforced concrete bridges. Rap. tech. A25, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of California, San Diego, 2006.
- [93] N. VU, M. PRIESTLEY, F. SEIBLE et G. BENZONI : Seismic response of well confined circular reinforced concrete columns with low aspect ratios. *In 5th Caltrans Seismic Research Workshop*, Sacramento, California, 1998.
- [94] F. A. ZAHN, R. PARK, M. PRIESTLEY et H. E. CHAPMAN : Development of design procedures for the flexural strength and ductility of reinforced concrete bridge columns. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 19(3):200–212, 1986.