

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A.MIRA-BEJAIA



Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

# Mémoire de Fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil

Option : Structures

Thème

---

## Performance sismique des structures à systèmes de contreventement mixte

---

Préparé par :

Melle. TIFAOUÏ Fadila

Melle. TOUATI Lilia

Encadré par :

Mme. SEGHIR

Mr. SEGHIR

Année Universitaire : 2018/2019

# *Remerciements*

**Nous remercions dieu le tout puissant de nous avoir guidé sur le chemin du savoir et de nous avoir donné le courage et la patience d'atteindre nos objectifs.**

**Un grand merci à nos familles respectives pour leur amour leur soutien et pour tous les sacrifices qu'elles ont fait pour nous permettre de réussir.**

**Nous adressons nos vifs remerciements et notre reconnaissance à nos encadreurs**

**Mme. SEGHIR et Mr. SEGHIR pour leur aide, leur orientation et leur compréhension.**

**Nous remercions les membres du jury de nous faire honneur en acceptant de juger ce travail.**

**Nous remercions aussi tous nos amis qui nous ont soutenus, en particulier Yasmina dont l'aide nous a été précieuse.**

**A tous ceux qui ont participé à la réalisation de ce travail, Merci.**

Touati lilia

Tifaoui façila

# Dédicaces

Au nom de dieu qui j'éprouve à chacune des personnes qui m'entourent et qui m'ont toujours solidement soutenu le long de ce long parcours

A mes **chers parents** qui m'ont toujours éclairé le chemin de la vie en me tenant la main tout au long de mes années d'études «que dieu me les garde »

A toute ma **famille**

A tous mes **amis**

**A tous ceux qui m'ont aimé, m'aiment et m'aimeront pour moi-même, je dédie ce modeste travail.**

Tifaoui

# *Dédicace*

**Je dédie ce modeste travail :**

**A mes très chers parents qui m'ont entouré de leur amour de leur affection et qui m'ont toujours poussé à aller de l'avant, je ne saurai suffisamment vous montrer toute ma reconnaissance.**

**A mon adorable petite sœur LINA qui, en plus de ses encouragements, m'apporte sa joie de vivre au quotidien.**

**A la mémoire de ma grand-mère paternelle, paix à son âme, et à mes grands-parents maternelle et paternelle, que dieu leur donne longue vie et bonne santé.**

**A toute la famille TOUATI et SALI.**

**A ma meilleure amie Feriel qui a toujours su trouver les mots pour m'encourager malgré la distance qui nous sépare.**

**A ma binôme et précieuse amie Fadila pour son soutien, sa patience, son amitié et sa bonne humeur, que ce soit lors de la réalisation de notre travail ou dans la vie de tous les jours.**

**A mes très chers amis Yasmina .F, Yasmina .B , Yanis, Asma, Farah, Kiki, Didine et tous ce dont je n'ai pas cité le nom mais qui se reconnaîtront, merci pour tous nos fou rires et tous les bons moments passés en votre compagnie.**

Lilia 😊

**Introduction générale .....1**

**Chapitre I : Comportement non linéaire des structures**

**I.1 Introduction.....3**

**I.2 Le comportement linéaire .....3**

**I.3 Le comportement non linéaire .....4**

**I.3.1 Les cause de non linéarité .....4**

**I.3.2 Les types de non linéarité.....4**

**I.3.2.1 Non linéarité géométrique.....4**

**I.3.2.2 Non linéarité matérielle .....5**

**I.3.3 modèlesde comportement non linéaire .....5**

**I.3.3.1 Modèle élasto-plastique Bilinéaire .....6**

**I.3.3.2 Modèle « Q » .....7**

**I.3.3.3 Modèle TAKEDA .....7**

**I.4 Lois de comportement du béton et de l’acier .....8**

**I.4.1 Lois de comportement du béton .....8**

**I.4.1.1 Loi de comportement de mander pour le béton non confiné .....8**

**I.4.1.2 Loi de comportement de mander pour le béton confiné .....9**

**I.4.2 Loi de comportement de l’acier : Modèle de Park.....10**

**I.4.3 Loi de comportement du béton et de l’acier dans SAP2000 .....11**

**I.5 Conclusion.....13**

**Chapitre II : Méthode pushover et définitions de base**

**II.1 Introduction .....14**

**II.2 La méthode d’analyse statique non linéaire pushover.....14**

**II.2.1 Origine de l’analyse pushover..... 14**

**II.2.2 Description de la méthode d’analyse pushover..... 15**

---

II.2.3 La courbe de capacité pushover.....	15
II.2.4 Hypothèse de l'élaboration de l'analyse (pushover) .....	17
II.2.5 But de l'analyse pushover.....	17
II.2.6 Les avantages de l'analyse pushover.....	18
II.2.7 Les limites de l'analyse pushover.....	19
II.2.8 La méthode pushover et son application dans les règlements sismiques récents.....	19
II.2.9 Le déplacement cible.....	20
II.2.10 Le point de performance.....	20
II.3 Contreventement des structures.....	21
II.3.1 Définition du contreventement.....	21
II.3.2 Contreventement mixte (portique + voile).....	22
II.4 Les rotules plastiques.....	22
II.5 Conséquence du séisme sur les structures en béton armé.....	22
II.6 Les critères de performance .....	24
II.6.1 Critère de rigidité.....	24
II.6.2 Critère de résistance.....	24
II.6.3 Critère de ductilité.....	25
II.7 Conclusion.....	25

### Chapitre III : Présentation et modélisation des structures étudiées

III.1 Introduction.....	26
III.2 Modélisation des structures à contreventement mixte.....	26
III.2.1 Approche multifibre.....	26
III.2.2 Approche multicouche.....	27
III.3 Etapes de la modélisation sur SAP2000.....	27
III.4 Validation de la modélisation.....	28

---

<b>III.4.1</b>	<b>Présentation des modèles étudiés.....</b>	<b>28</b>
<b>III.4.2</b>	<b>Comparaison des courbes de capacité.....</b>	<b>28</b>
<b>III.5</b>	<b>Présentation des structures à contreventement mixtes.....</b>	<b>31</b>
<b>III.5.1</b>	<b>Description des ouvrages.....</b>	<b>32</b>
<b>III.5.2</b>	<b>Caractéristiques des matériaux utilisés.....</b>	<b>32</b>
<b>III.5.3</b>	<b>Présentation des sections de ferrailage des poteaux.....</b>	<b>33</b>
<b>III.5.4</b>	<b>Présentation des sections de ferrailage des poutres.....</b>	<b>34</b>
<b>III.5.5</b>	<b>Présentation des voiles étudiés.....</b>	<b>34</b>
<b>III.6</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>36</b>

**Chapitre IV : Analyse et Interprétation des résultats**

<b>IV.1</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>37</b>
<b>IV.2</b>	<b>Interprétation des résultats.....</b>	<b>37</b>
<b>IV.2.1</b>	<b>Application 1.....</b>	<b>37</b>
<b>IV.2.2</b>	<b>Application 2.....</b>	<b>65</b>
<b>IV.3</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>70</b>

**Bibliographie**

**Annexes**

---

<i>Figure I.1 : Effet du changement de géométrie (P - Δ)</i> .....	5
<i>Figure I.2 : Diagrammes Contraintes -Déformations de l'acier et du béton</i> .....	5
<i>Figure I.3 :Modèle élasto-plastique parfait <math>\sigma = f(\epsilon)</math></i> .....	6
<i>Figure I.4 : Modèle élasto-plastique écrouissable <math>F = f(Dpt)</math></i> .....	6
<i>Figure I.5 : Modèle "Q"</i> .....	7
<i>Figure I.6 : Modèle de TAKEDA</i> .....	8
<i>Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation du béton non confiné de Mander</i> .....	9
<i>Figure I.8 : Modèle de comportement de Mander pour béton confiné et non confiné</i> .....	10
<i>Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation de Park pour l'acier</i> .....	10
<i>Figure I.10 : Loi de comportement du béton dans SAP2000</i> .....	11
<i>Figure I.11 : Loi de comportement de l'acier dans SAP2000</i> .....	11
<i>Figure I. 12: Loi de comportement du béton dans le SAP2000 (compression positive)</i> .....	12
<i>Figure I.13 : Loi de comportement de l'acier dans SAP2000 (traction positive)</i> .....	12
<i>Figure II. 1: Courbe de capacité pushover d'une structure</i> .....	15
<b>Figure II.2: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité</b> .....	16
<b>Figure II.3: les 4 phases d'endommagement selon la courbe de capacité</b> .....	16
<b>Figure II.4: système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés</b> .....	17
<b>Figure II.5 : Point de performance selon EC 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité</b> .....	21
<b>Figure II. 6 : Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001</b> .....	22
<b>Figure II. 7 : Rupture en zone nodale</b> .....	23
<b>Figure II. 8 : Dislocation de la section</b> .....	23
<b>Figure II. 9 : Rupture de la section à la base du voile</b> .....	23
<b>Figure II. 10 : Fissure ouverte dans le voile</b> .....	23
<b>Figure II. 11 : Rotule plastique dans le poteau (comportement à éviter)</b> .....	24
<b>Figure II. 12 : rotule plastique dans la poutre (comportement recherché)</b> .....	24
<b>Figure III.1 : Description d'une modélisation de type poutre multifibre</b> .....	26
<b>Figure III.2 : Principe de fonctionnement de l'élément poutre multicouche</b> .....	27



<i>Figure III.3 : comparaison des courbes de capacité des deux modèles en multicouche sous charge uniforme.....</i>	<i>29</i>
<b>Figure III.4 : comparaison des courbes de capacité des deux modèles en multicouche sous charge triangulaire.....</b>	<b>29</b>
<b>Figure III.5 : comparaison des courbes de capacité des deux modèles en fibre sous charge uniforme.....</b>	<b>30</b>
<b>Figure III.6 : comparaison des courbes de capacité des deux modèles en fibre sous charge triangulaire...</b>	<b>30</b>
<b>Figure III.7: Vue en élévation exemple 1.....</b>	<b>31</b>
<b>Figure III.8: Vue en élévation exemple 2.....</b>	<b>31</b>
<b>Figure III.9:maillage du voile de l'exemple 1.....</b>	<b>35</b>
<b>Figure III.10:maillage du voile V1 de l'exemple 2.....</b>	<b>35</b>
<b>Figure III.11:maillage du voile V2 de l'exemple 2.....</b>	<b>35</b>
<b>Figure IV.1 : Effort tranchant à la base en fonction de l'accélération (exemple 1).....</b>	<b>38</b>
<b>Figure IV.2 : Courbe de capacité push over (exemple 1)....</b>	<b>38</b>
<b>Figure IV.3 : Courbe de capacité en fonction des step.....</b>	<b>39</b>
<b>Figure IV.4 : Hinge dans les poteaux et les poutres de l'ES et RDC.....</b>	<b>40</b>
<b>Figure IV.5: Fibre 1 (acier).....</b>	<b>40</b>
<b>Figure IV.6 : Fibre 21 (béton confiné).....</b>	<b>40</b>
<b>Figure IV.7:Fibre 16 (béton non confiné).....</b>	<b>40</b>
<b>Figure IV.8:Fibre 12 (béton non confiné).....</b>	<b>40</b>
<b>Figure IV.9: Fibre 17 (béton confiné).....</b>	<b>40</b>
<b>Figure IV.10 : poteau 4 hinge 4H1 fibre d'acier.....</b>	<b>41</b>
<b>Figure IV.11:poteau 4 hinge 4H1 fibre de béton confiné.....</b>	<b>42</b>
<b>Figure IV.12:poteau 4 hinge 4H1 fibre de béton non confiné.....</b>	<b>42</b>
<b>Figure IV.13: poteau 4 hinge 4H2 fibre d'acier.....</b>	<b>43</b>
<b>Figure IV.14: poteau 4 hinge 4H2 fibre de béton non confiné.....</b>	<b>43</b>
<b>Figure IV.15:poteau 4 hinge 4H2 fibre de béton confiné.....</b>	<b>43</b>
<b>Figure IV.16:poteau 8 hinge 8H1 fibre d'acier.....</b>	<b>44</b>
<b>Figure IV.17:poteau 8 hinge 8H1 fibre de béton confiné.....</b>	<b>45</b>
<b>Figure IV.17 : poteau 8 hinge 8H1 fibre de béton non confiné.....</b>	<b>45</b>
<b>Figure IV.18 : poteau 8 hinge 8H2 fibre d'acier.....</b>	<b>46</b>
<b>Figure IV.19 : poteau 8 hinge 8H2 fibre de béton non confiné.....</b>	<b>46</b>
<b>Figure IV.20 : poteau 8 hinge 8H2 fibre de béton confiné.....</b>	<b>47</b>

Figure IV.21: Répartition des éléments et des nœuds dans le voile (ES,RDC).....	48
Figure IV.22 : courbe contrainte –step (acier) de l’élément 15 nœud (1-4-79-80).....	49
Figure IV.23:courbe contrainte-step (acier) de l’élément 16 nœud (79-80).....	50
Figure IV.24:Courbe déformation en fonction des step (ES et RDC).....	51
Figure IV.25:Coubre contrainte-déformation (acier) de l’élément 15 nœud (1-4-79-80).....	52
Figure IV.26:courbe contrainte déformation (acier) de l’élément 16 nœud (79-80).....	53
Figure IV.27:courbe contrainte step (béton) de l’élément 15 nœud (1-4-79-80).....	55
Figure IV.28:courbe contrainte step (béton) de l’élément 16 nœud (79-80-81-82).....	56
Figure IV.29:courbe contrainte déformation (béton) de l’élément 15 nœud (1-4-79-80).....	57
Figure IV.30:courbe contrainte déformation (béton) de l’élément 16 nœud (79-80-81-82).....	58
Figure IV.31:Diagramme des déplacements en fonction des step (exemple 1).....	59
Figure IV.32 : poteau 2H1 fibre d'acier.....	60
Figure IV.33 : poteau 2H1 fibre de béton non confiné.....	60
Figure IV.34 : poteau 2H1 Fibre de béton confiné.....	61
Figure IV.35 : courbe contrainte déformation (béton) de l’élément 15 nœud 1.....	61
Figure IV.36 : courbe contrainte déformation (acier) de l’élément 17 nœud 81et 16 nœud 81.....	62
Figure IV.37:courbe de capacité (exmple1) avec une accélération dans le sens (xx).....	63
Figure II.38 :poteau 4H1 fibre d’acier (accélération dans le sens (xx)).....	63
Figure IV.39 : poteau 4H1 fibre de béton confiné (accélération dans le sens (xx)).....	64
Figure IV.40 :poteau 4H1 fibre de béton non confiné(accélération dans le sens (xx))... ..	64
Figure IV.41:Répartition des Hinges dans les poteaux et poutre (exemple 2) RDC.....	65
Figure IV.42 : poteau 58H2 fibre d’acier (exemple 2) .....	66
Figure IV.43 : poteau 58H2 fibre de béton confiné (exemple 2) .....	66
Figure IV.44 : poteau 58H2 fibre de béton non confiné (exemple 2) .....	66
Figure IV.45 : Répartition des élément et des nœud dans le voile V1 ( exemple2) .....	67
Figure IV.46 :Répartition des élément et des nœud dans le voile V2 (exemple2) .....	67
Figure IV.47 : courbe déformation-step (exemple2) .....	67
FigureIV.48 : courbe contrainte déformation (acier) de l’élément 28 nœud 68(exemple 2) .....	68
Figure IV.49 : courbe contrainte déformation (béton) de l’élément 28 nœud 68(exemple 2).....	68
Figure IV.50 : courbe contrainte déformation (acier) de l’élément 50 nœud 114(exemple 2).....	69

**Figure IV.51 : courbe contrainte déformation (béton) de l'élément 50 nœud 114 (exemple 2).....69**  
**Figure III.52 : courbe de capacité avec une accélération opposée (exemple2).....70**

Tableau 1	Caractéristiques géométriques des exemples traités.....	31
Tableau 2	Caracteristiques des matériaux .....	31
Tableau 3	:Ferrailage des poteaux exemple 1 .....	32
Tableau 4	:Ferrailage des poteaux exemple 2 .....	32
Tableau 5	:Ferrailage des poutres exemple 1 .....	33
Tableau 6	:Ferrailage des poutres exemple 2 .....	33
Tableau 7	:Ferrailage des voiles.....	33
Tableau 8	:chargement des voiles par étage.....	34
Tableau 9	:Contraintes et déformations du poteau 4H1 .....	42
Tableau 10	:Contraintes et déformations du poteau 4H2 .....	43
Tableau 11	:Contraintes et déformations du poteau 8H1 .....	44
Tableau 12	:Contraintes et déformations du poteau 8H2 .....	46
Tableau 13	:Déformation de l'ES et RDC de l'exemple 1 .....	50
Tableau 14	: contraintes et déformations de l'élément 15.....	52
Tableau 15	:contraintes et déformations de l'élément 16.....	53
Tableau 16	:cotraintes et déformations des éléments 16 et 17 .....	61
Tableau 17	:Déformations du RDC de l'exemple 2.....	67
Tableau 18	:contraintes et déformations de l'élément 28 nœud 68 .....	67
Tableau 19	:contraintes et déformations de l'élément 50 nœud 114 .....	68

---

## Liste des symboles

---

$\Delta$  : Déplacement horizontale (m).

P : charge verticale (KN).

$\varepsilon$  : Déformation en (‰).

$\bar{\sigma}$  : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte de traction dans l'acier.

$f_{su}$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$\varepsilon^p$  : déformation plastique.

K : rigidité du matériau initial (KN/m).

$K_r$  : Rigidité en prenant compte de la dégradation.

$K_p$  : Rigidité plastique.

$U_{max}$  : déplacement maximal (segment 1) modèle Q.

$U_y$  : déplacement due a une contrainte  $f_y$ .

a : paramètre de dégradation de rigidité lors du déchargement.

$U_\alpha$  : Déplacement due au premier point de changement de rigidité modèle Takeda.

$f_\alpha$  : Force correspond au premier point de changement de rigidité modèle Takeda

$f_y$  : Force de rappel élastique

$f$  : contrainte du béton à la compression.

$\varepsilon_c$  : déformation du béton à la compression.

$f'_c$  : La résistance du béton non confiné à la compression.

$\varepsilon'_c$  : Déformation du béton non confiné à la compression correspondant  $f'_c$

$\varepsilon$  : la capacité de déformation ultime du béton a la compression.

$E_c$  : module d'élasticité du béton initial.

$f'_l$  : effort confinement latéral

$\varepsilon_y$  : déformation limite élastique de l'acier.

$\varepsilon_{sh}$  : déformation de l'acier correspondant au début de l'écrouissage.

$\varepsilon_{su}$  : déformation ultime de l'acier.

$f_{sy}$  : contrainte limite élastique de l'acier.

$f_{su}$  : contrainte ultime de l'acier.

$E_s$  : modules d'élasticité de l'acier.

$U_t$  : Déplacement au sommet.

$V_b$  : effort tranchant a la base.

## Liste des symboles

---

$H/H_{\text{totale}}$  : hauteur total de la structure.

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$Q$  : facteur de qualité/charge d'exploitation.

$G$  : charge permanente.

$D$  : facteur d'amplification dynamique.

$g$  : Accélération de la pesanteur.

$\zeta$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$R$  : Coefficient de comportement global

$A_{\text{cc Cible}}$  : accélération cible de la zone donnée par le RPA99/2003.

$V_{\text{cible}}$  : l'effort tranchant à la base cible

$D_{\text{cible}}$  : Déplacement cible.

$F_x$  : force latérale pushover.

$H_{\text{ES}}$  : Hauteur de l'entre sol.

$H_{\text{RDC}}$  : Hauteur de rez-de-chaussée.

$H_{\text{SP}}$  : Hauteur de la sous pente.

$H_{\text{EC}}$  : Hauteur d'étage courant.

$H_{\text{terrasse}}$  : Hauteur de la terrasse.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.

$f_{t28}$  : Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.

# **INTRODUCTION GENERALE**

---

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

Plusieurs tremblements de terre de magnitudes différentes sont survenus dans des pays tel que l'Algérie provoquant beaucoup de pertes en vies humaines et d'importants dégâts matériels. Le nord Algérien est situé dans une zone critique à l'interaction de deux plaques terrestres, il est susceptible d'être soumis à d'importants séismes. Au cours de son histoire L'Algérie a subi des séismes destructeurs, parmi les plus enraciné dans la mémoire :

Alger en 1365 et en 1716, causant la destruction de la ville et la mort de 2000 habitants, Chlef (el asnam) en 1980, Constantine en 1985, Tipasa en 1989, Ain Timouchent en 1999, et Boumerdes en 2003.

Pour cela, l'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des structures plus résistantes. Plusieurs études scientifiques ont été donc menées pour comprendre l'influence des séismes sur le comportement des constructions et leur capacité à résister face aux mouvements sismiques.

Toutes fois, les structures sont généralement calculées de façon linéaire. Or que, lors d'un séisme de grande intensité, elles doivent résister au-delà du domaine élastique. Pour ce faire, la structure étudiée doit être analysée par une méthode non linéaire adéquate, afin de juger de manière plus réelle sa capacité sismique.

L'objectif de ce projet est d'étudier la performance sismique des structures à contreventement mixte en utilisant la méthode statique non linéaire « pushover » de poussée progressive, dans le but de juger la capacité des structures à résister à un séisme à travers l'analyse des niveaux de déformations atteints dans l'acier et le béton.

Notre travail se compose de trois parties majeures :

- ❖ La partie bibliographique, dans laquelle nous expliquons la notion de linéarité et non linéarité dans le comportement des structures et les lois de comportement de l'acier et du béton, nous définissons la méthode d'analyse non linéaire utilisée dans ce projet et nous donnons quelques notions et définitions de base afin de mieux comprendre la réponse des structures.
  - ❖ La partie de modélisation, où nous présentons les deux approches multifibres et multicouches pour la modélisation des portiques et des voiles respectivement, nous validons ces deux approches en reproduisant un modèle déjà publié.
  - ❖ La partie analyse, où nous étudions deux structures à contreventement mixte, pour lesquelles nous avons utilisé la modélisation et la méthode d'analyse précédemment citées. Nous avons analysé les fibres d'acier de béton confiné et non confiné dans les
-



---

portiques et les couches de béton et d'acier dans les voiles avant d'interpréter les résultats obtenus.

Nous finirons par une conclusion ou nous jugerons la capacité des systèmes de contreventement mixte au point de performance dicté par le RPA99 v2003 et au-delà de ce point.

---

## I.1 Introduction

Les structures soumises à des excitations sismiques de faible intensité sont sollicitées dans le domaine élastique linéaire, par contre des séismes violents engendrent des contraintes supérieures à la limite élastique des matériaux, entraînant des déformations permanentes qui peuvent mener la structure à la ruine. Par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas le comportement sismique réel des structures et les lois de comportement élastiques linéaires ne sont plus valables. La non linéarité est donc incontournable pour une évaluation correcte de la réponse sismique.

Pour effectuer une analyse non linéaire, il faut tout d'abord disposer d'un modèle de comportement qui traduit la relation force –déplacement de l'élément de structure considéré en fonction de l'histoire du chargement, un tel modèle est nommé modèle hystérétique.

Le présent chapitre sera consacré à l'explication de la notion de linéarité et non linéarité dans le comportement des structures, nous montrerons aussi les lois de comportement du béton et de l'acier.

## I.2 Le comportement linéaire

La notion de linéarité dans le comportement d'une structure est la proportionnalité de la déformation à la force qui la provoque, et celle-ci disparaît à la suppression des charges qui l'ont provoquée (déformation réversible).

L'étude de l'oscillateur simple permet de mettre en place les notions fondamentales. Une structure type portique d'un seul niveau de plancher rigide sollicitée seulement en translation et dans une seule direction est une structure qui peut être modélisée comme un oscillateur simple.

A titre d'exemple on suppose :

- une structure symétrique du point de vue des masses et des raideurs.
- le plancher indéformable dans son plan.
- les masses concentrées dans les planchers. Les paramètres influents sont ceux définissant la raideur (longueurs et inerties des éléments de la structure, nature des liaisons entre éléments, matériaux utilisés), tout comme la masse sur les modes propres de vibration. En élasticité linéaire le comportement de l'oscillateur est simplement traduit par la relation :

$$F = K.X \quad (I.1)$$

Tel que :

$F$  : l'effort élastique.

$X$  : le déplacement horizontal de la masse.

$K$  : la rigidité de la structure (constante).

### **I.3 Le comportement non linéaire**

#### **I.3.1 Les causes de la non linéarité**

Diverses causes peuvent être à l'origine de la non linéarité, elles peuvent être externes ou internes à la structure. Parmi les causes externes à la structure, on peut citer les forces d'amortissement qui ne sont pas de type visqueux. Il faut déjà considérer la non linéarité avec une simple force de frottement de type coulombien. Dans la réalité, les phénomènes de dissipation d'énergie sont complexes et une modélisation de type visqueux ou même coulombien n'en constitue que des approximations grossières.

Les causes internes de non linéarité sont liées au comportement de la structure. En premier lieu, il s'agit de la réponse des éléments de la structure lorsqu'ils sont fortement sollicités. Leur comportement devient plus complexe en s'éloignant d'une simple proportionnalité aux sollicitations (plastification). La description de tels comportements s'effectue par l'intermédiaire de modèles nommés modèles hystérétiques.

#### **I.3.2 Les types de non linéarité**

Les non-linéarités que l'on observe peuvent se classer en deux grandes catégories : la non-linéarité géométrique et la non-linéarité matérielle. Ces deux types de non-linéarité sont considérés lors de l'élaboration des différents logiciels d'éléments finis: ABAQUS, ANSYS, ADINA, ROBOT, CASTEM, FINELG, ...etc

##### **I.3.2.1 Non linéarité géométrique**

Cette non-linéarité est due aux déplacements mêmes de la structure. En effet, lorsque ces déplacements deviennent importants, l'équilibre du système ne peut plus être décrit dans la configuration initiale non déformée (théorie du premier ordre des déplacements) mais doit être étudié dans la configuration déformée (théorie au second ordre des déplacements). Au sein de cette catégorie, on peut distinguer les grands déplacements et les grandes rotations. La prise en compte de cette non-linéarité est fondamentale pour l'étude de stabilité de forme de pièces élancées ou de structures élancées à nœuds déplaçables. Elle permet de prédire le niveau de charge critique pour le calcul au flambement.

Lorsque, par exemple, des charges verticales et horizontales agissent simultanément sur un portique, elles produisent des déplacements horizontaux plus grands que si les charges horizontales agissent seules, ce qui se traduit par une amplification des moments d'extrémités. L'effet du second-ordre qui en est la cause est appelé effet  $P-\Delta$ , tel que montré sur la figure (I.1) ; où  $P$  désigne les charges verticales et  $\Delta$  désigne les déplacements horizontaux.

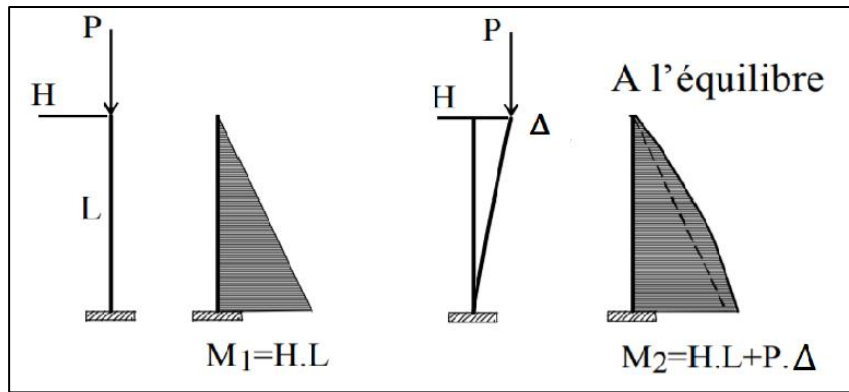


Figure I.1 : Effet du changement de géométrie ( $P - \Delta$ )

### I.3.2.2 Non linéarité matérielle

Elle peut provenir de la loi de comportement intrinsèque du matériau (loi de comportement élasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau, du comportement du béton tendu entre deux fissures, du mode d'assemblage entre les poteaux et les poutres d'une structure.

Dans une analyse classique, il n'y a que la partie linéaire (voir Figure (I.2)) du diagramme (Contraintes-Déformations) qui est exploitée. Afin de mener un calcul plus exact, plus économique et loin des coefficients de sécurité imposés par les règlements antérieurs, la plastification des sections métalliques ou l'écrasement et la fissuration des sections en béton peuvent être prise en compte par l'ajout des parties restantes des courbes de comportement.

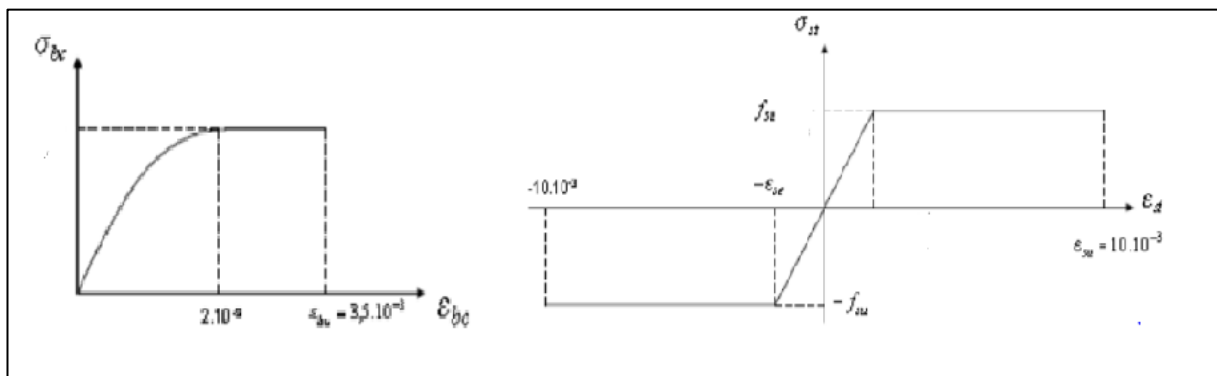


Figure I.2 : Diagrammes Contraintes - Déformations de l'acier et du béton ([39])

### I.3.3 Modèles de comportement non linéaire

Afin de reproduire le comportement sismique des éléments de la structure, de nombreux modèles hystériques ont été proposés.

Dans ce qui suit, nous allons présenter quelques modèles non linéaires idéalisés. Ces modèles sont caractérisés par une loi de comportement formée par des segments de droites. ([2])

### I.3.3.1 Modèle élasto-plastique Bilineaire

Ce modèle est constitué de deux segments de droite, l'une présente une pente, celle-ci représente le domaine élastique. L'autre n'ayant pas de pente décrit le domaine plastique.

Il existe deux types de modèle élasto-plastique bilinéaire: Modèle élasto-plastique parfait et modèle élasto-plastique écrouissable.

Sous un chargement cyclique, la courbe contrainte-déformation est approchée par un diagramme bilinéaire dit elasto-plastique parfait, pour lequel la courbe contrainte-déformation comporte un palier horizontal. La figure (I.3) donne une représentation schématique d'un tel comportement pour lequel le seuil d'élasticité  $\sigma_0$  demeure constant (écoulement plastique libre). La décharge qui intervient s'effectue suivant un trajet parallèle à celui du chargement initial.([1])

Ce modèle élasto-plastique parfait est souvent associé à la notion de ductilité, par opposition à celle de fragilité qui évoque l'idée de rupture brutale de l'élément lorsque le seuil d'élasticité est atteint.([3])

Par la suite une amélioration de ce modèle a conduit à l'apparition du modèle elasto-plastique écrouissable comme montré sur la figure (I.4). Il est constitué de deux segments de droites, l'un décrit la phase élastique où la pente de la droite représente la rigidité initiale de la structure, et l'autre décrit la phase plastique, mais contrairement au modèle précédent, ce segment de droites n'est plus un plateau mais présente une pente couramment appelée rigidité plastique.

Il est à noter que ces modèles élasto-plastique bilinéaire, sont des modèles non dégradables ; la rigidité ne change pas durant les cycles de chargement, ils présentent des boucles d'hystérésis stables.

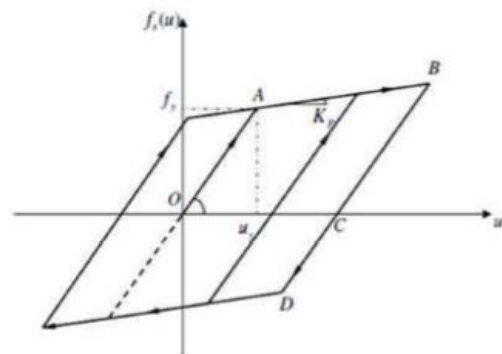
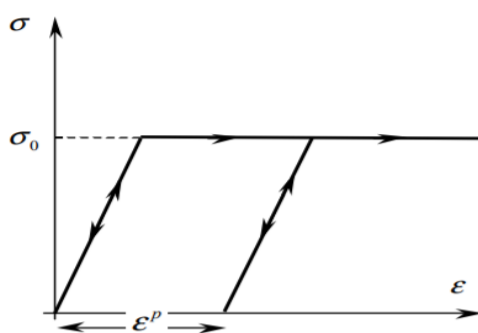


Figure I.3 :Modèle élasto-plastique parfait  $\sigma = f(\epsilon)$ ([38]) Figure I.4 :Modèle élasto-plastique écrouissable  $F = f(Dpt)$ ([38])([39])

### I.3.3.2 Modèle « Q »

Le Q model représenté sur la figure (I.5), peut être aperçu comme un modèle bilinéaire modifié, qui fait apparaître une dégradation de la rigidité. Après une première phase élastique de rigidité initiale  $K$  (segment 0), la structure entre en phase inélastique (segment 1) avec une rigidité  $K_p = p.K$ . Une fois le déplacement maximal atteint, le déchargement (segment 2) se fait avec une rigidité  $K_r$  différente de la rigidité initiale donnée comme suit :

$$K_r = K \left( \frac{u_y}{u_{max}} \right)^a \quad (I.2)$$

Où :  $a$  est le paramètre de dégradation de la rigidité lors du déchargement ([1]).

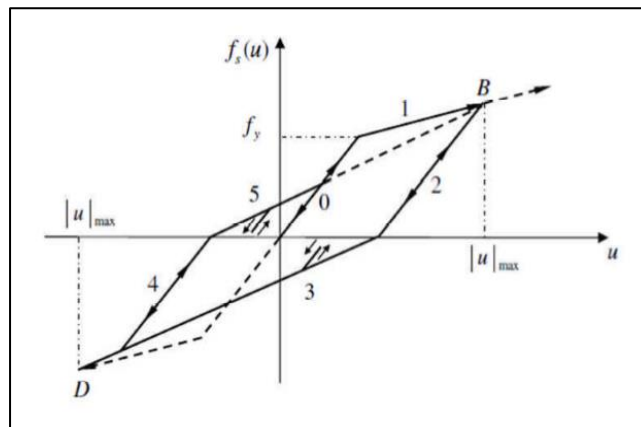


Figure I.5 : Modèle "Q" ([38])

Ce modèle présente des dégradations de la rigidité et de la limite élastique de cycle en cycle. Il est considéré assez fiable pour caractériser la flexion dans les éléments en béton armé ([4])

### I.3.3.3 Modèle de TAKEDA

L'analyse de la réponse des structures en béton armé soumises à de forts mouvements du sol requiert un modèle conceptuel réaliste qui reconnaît la variation continue de la rigidité et des caractéristiques d'absorption d'énergie de la structure. Takeda, a proposé un modèle dont l'applicabilité au béton armé est testée expérimentalement en utilisant des prototypes soumis à un mouvement dynamique à la base des structures. ([5])

Dans ce modèle, il y a deux points de changement de rigidité : un point de fissuration caractérisé par une force de rappel élastique et un point de limite élastique qui correspond à la force de rappel  $f_y$ . La réponse obtenue a permis d'avoir la courbe primaire représentée sur la figure (I.6). Cette courbe fait apparaître les deux points de changement de rigidité. ([6])

Le modèle de Takeda est le modèle qui se rapproche le plus du comportement réel des structures ou des éléments structuraux en béton armé, en raison du développement des fissurations, de la microfissuration et de la dégradation de l'adhérence acier-béton. Cependant, vu la complexité du modèle de Takeda, plusieurs chercheurs ont fait des

modifications simplificatrices pour mieux l'adapter à des cas plus généraux. Parmi ces chercheurs, Lestuzzi qui a proposé le modèle Takeda modifié.([6])([7])

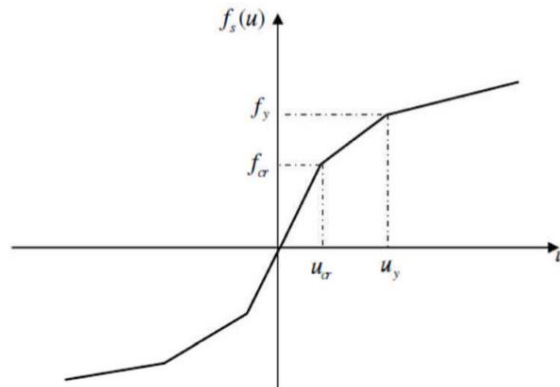


Figure I.6 : Modèle de TAKEDA([38])

#### I.4 Lois de comportement du béton et de l'acier

La prédiction de la réponse d'une structure en béton armé sous chargement monotone ou cyclique requiert des modèles de comportement adaptés aux matériaux constitutifs (acier, béton). A cet effet plusieurs approches de modélisation simplifiées existent, permettant de mettre en évidence les phénomènes physiques et les caractéristiques principales intervenant lors de la dégradation des matériaux.([1])

##### I.4.1 Lois de comportement du béton

La multiplicité des modèles proposés, pour la modélisation du comportement du béton, est due essentiellement à la difficulté dans l'élaboration d'un modèle suffisamment fiable, pour bien représenter le comportement complexe du béton, et simple pour qu'il soit exploité dans des modélisations des structures en béton armé. Beaucoup de chercheurs se sont intéressés à définir des lois de comportements pour le béton. Nous présentons ci-dessous le modèle de Mander pour le béton non confiné et confiné utilisé dans ce mémoire.([2])

##### I.4.1.1 Loi de comportement de Mander pour le béton non confiné

Le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné proposé par Mander et al, est constitué d'une portion courbée et d'une portion linéaire (figure I.7).

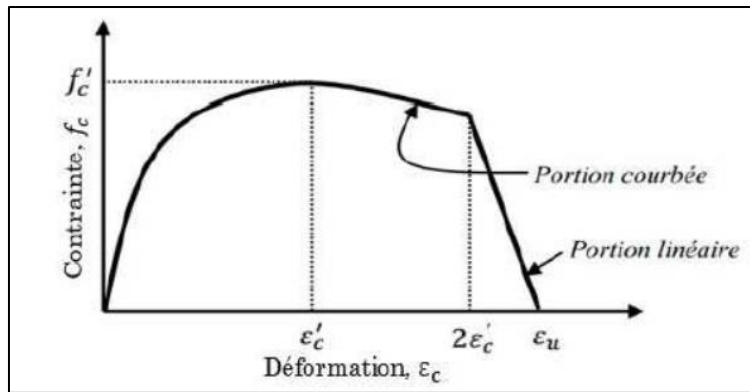


Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation du béton non confiné de Mander([2])

Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné ou  $\varepsilon \leq 2\varepsilon'_c$ , l'équation suivante décrit la portion courbée du diagramme :

$$f = \frac{x r f'_c}{r - 1 + x^r} \quad (I.3)$$

Où :

$f$ : contrainte du béton à la compression.

$\varepsilon_c$ : déformation du béton à la compression.

$f'_c$ : la résistance du béton non confiné à la compression.

$\varepsilon'_c$ : déformation du béton non confiné à la compression correspondant  $f_c$

Pour le diagramme contrainte déformation du béton non confiné où  $2\varepsilon'_c < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$

l'équation suivante décrit la portion linéaire du diagramme :

$$f = \left( \frac{r 2f'_c}{r - 1 + 2^r} \right) \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right) \quad (I.4)$$

$\varepsilon$  : la capacité de déformation ultime du béton a la compression.

Les variables  $x$  et  $r$  sont données par les équations suivantes :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \quad (I.5)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_c}{\varepsilon'_c}} \quad (I.6)$$

Où :

$E_c$ : module d'élasticité du béton initial.([2])

#### I.4.1.2 Loi de comportement de Mander pour le béton confiné

Ce modèle a été conçu sur la base d'une approche de contrainte-déformation pour le béton confiné applicable aux sections circulaires et rectangulaires. Puisque les résultats



expérimentaux ont prouvé que la contrainte de béton finale à calculée basée sur le modèle de Mander pour être uniformément conservatrice de 50%, l'expression originale de Mander pour la déformation maximale du béton confiné  $\epsilon_{est}$  est modifiée suivant les indications de l'équation (I.7):

$$\epsilon_{cu} = 1.4 \left( 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \right) \quad (I.7)$$

Le béton non confiné suit la même courbe que le béton confiné (équation 1.3) avec un effort confiné latéral  $f_l=0$ . La partie de la branche descendante pour des contraintes plus grandes que  $2\epsilon_o$  est une ligne droite qui atteint 0 à la déformation  $\epsilon_{sp}$  ([8])

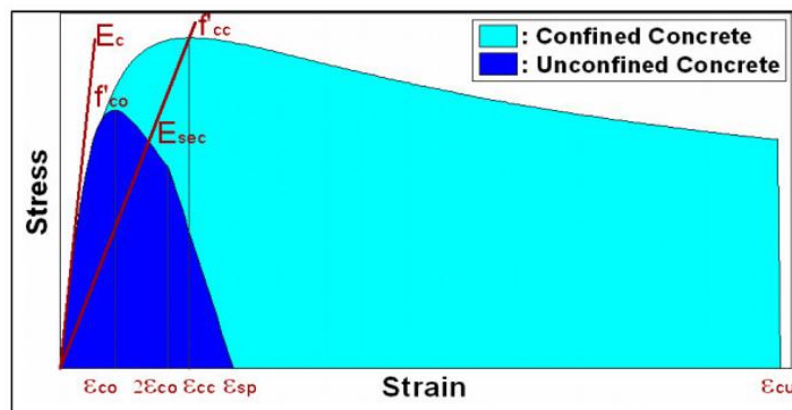


Figure I.8 :Modèle de comportement de Mander pour béton confiné et non confiné([8])

#### I.4.2 Loi de comportement de l'acier : Modèle de Park

Pour le comportement de l'acier, on utilise le modèle de Park, sa loi de comportement contrainte-déformation est illustrée dans la figure I.9([2])

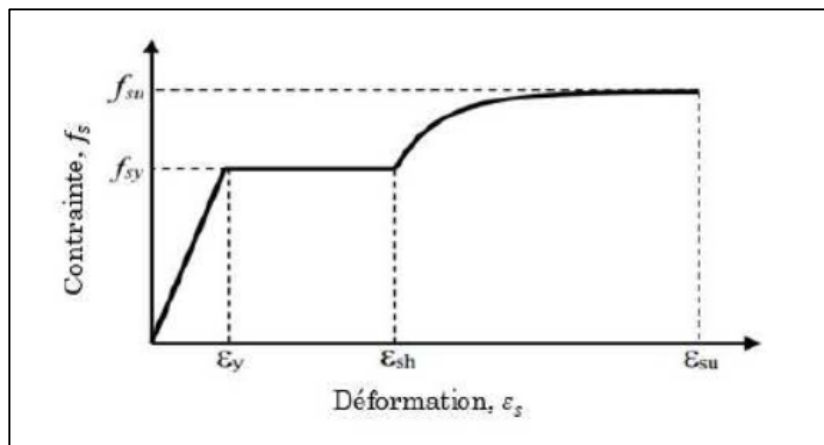


Figure I.9 : Diagramme contrainte-déformation de Park pour l'acier([2])

Où :

$\epsilon_y$ : déformation limite élastique de l'acier.

$\epsilon_{sh}$ : déformation de l'acier correspondant au début de l'écroutissage.

$\epsilon_{su}$ : déformation ultime de l'acier.

$f_{sy}$ : contrainte limite élastique de l'acier.

$f_{su}$ : contrainte ultime de l'acier.

$E_s$ : modules d'élasticité de l'acier.

Les équations définissant les relations contrainte déformation de la loi du comportement de l'acier sont données comme suit :

$$\text{Pour } \epsilon_s \leq \epsilon_y \text{ on a } f_s = E_s \epsilon_s \quad (\text{I. 8})$$

$$\text{Pour } \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \text{ on a } f_s = f_y \quad (\text{I. 9})$$

$$\text{Pour } \epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \text{ on a } f_s = f_{sy} \left[ \left( \frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} \right) + \left( \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right) \right] \quad (\text{I. 10})$$

### I.4.3 Loi de comportement du béton et de l'acier dans SAP2000

Les lois de comportement du béton et de l'acier utilisées sont celles qui existent dans le logiciel SAP2000 version 19, qui sont proposées respectivement par Mander et Park. ([1])

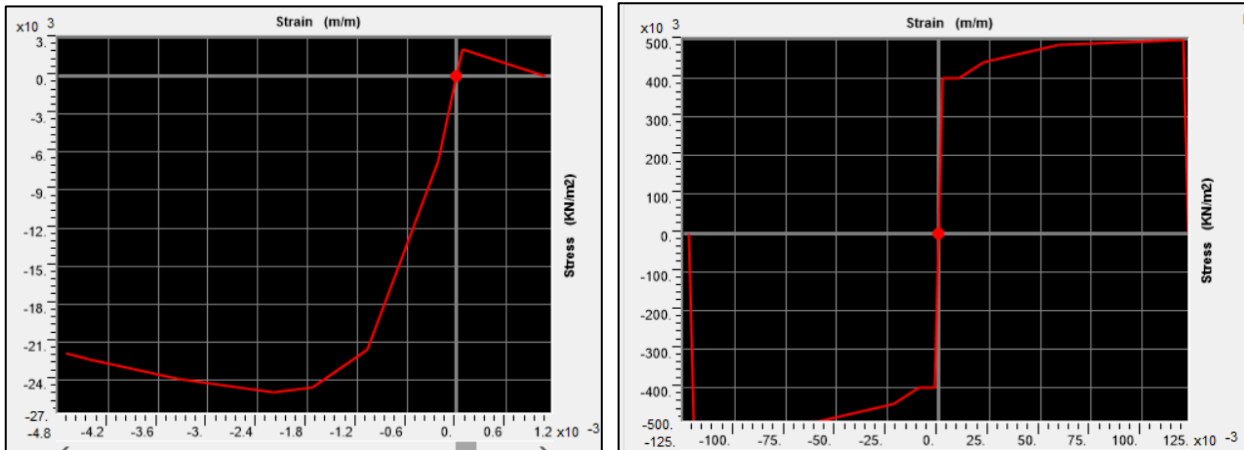


Figure I.10 : Loi de comportement du béton dans SAP2000 Figure I.11 : Loi de comportement de l'acier dans SAP2000

Dans le SAP2000 v 19 le côté négatif représente la compression et le côté positif représente la traction. Sans prendre en compte la convention de signe, les diagrammes contrainte-déformation du béton et de l'acier auront donc l'allure montrée dans les figures (I.12 et I.13), respectivement.

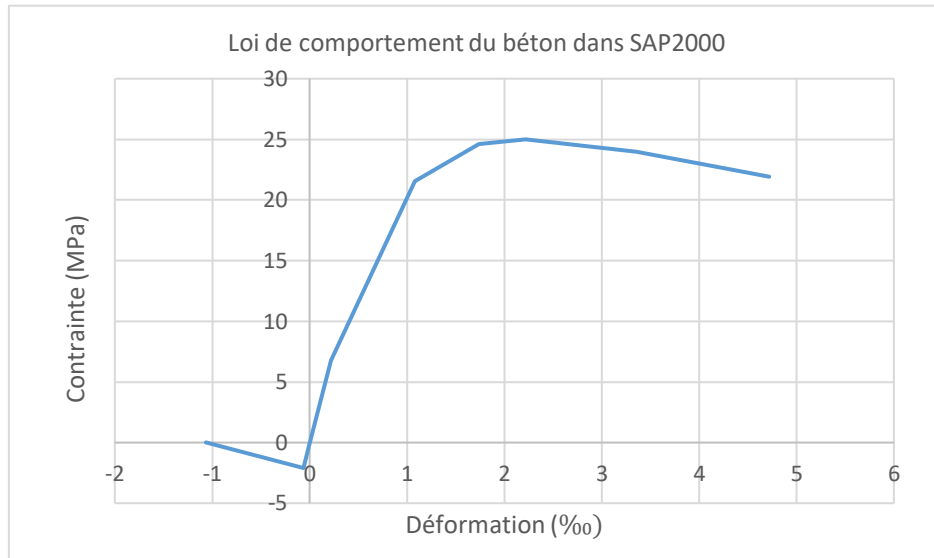


Figure I. 12: Loi de comportement du béton dans le SAP2000 (compression positive)

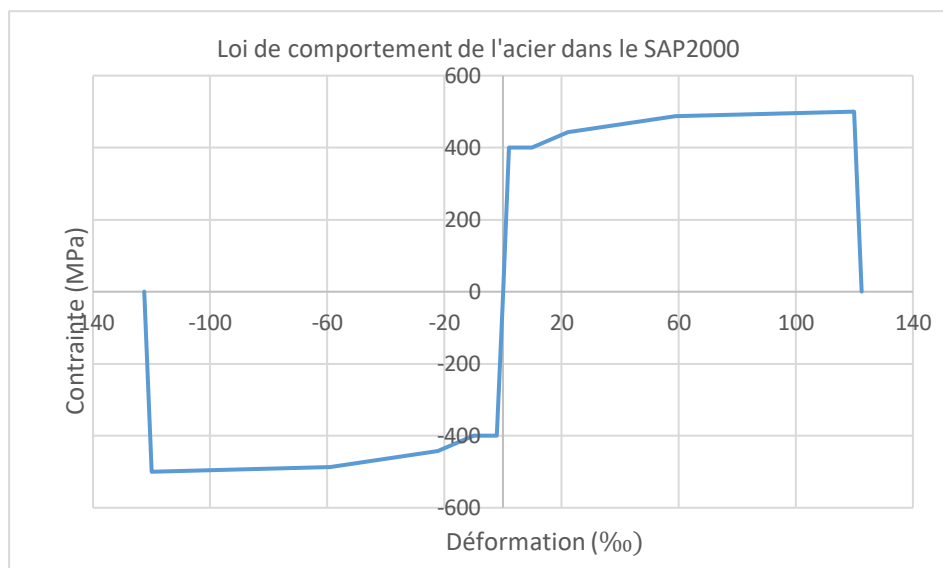


Figure I.13 : Loi de comportement de l'acier dans SAP2000 (traction positive)

## I.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons expliqué la différence entre les deux notions de linéarité et non linéarité afin de décrire le comportement non linéaire des structures en béton armé par hystérésis, soumises à des charges cycliques.

Nous avons aussi présenté quelques modèles de comportement, notamment les lois de comportement d'acier et de béton que nous allons utiliser dans la modélisation de nos structures. Ce choix de modèle à utiliser est une étape importante puisque la réponse non linéaire d'une structure est liée directement au comportement des matériaux constitutifs ([11])([10]).

Dans la suite du travail, les modèles de comportement donnés par le SAP2000 seront utilisés dans la modélisation des voiles et des portiques dans les différents exemples traités.

## II.1 Introduction

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au de la du domaine élastique.

Un outil performant souvent utilisé dans ce domaine est fourni par les courbes de capacité (fragilité, pushover) qui décrivent la probabilité d'atteindre ou dépasser un état de dommage provoqué par un séisme, c'est la procédure d'analyse statique non linéaire. ([12])

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Push over, peut être exécutée directement par un programme informatique qui permet de modéliser le comportement non linéaire des éléments de résistance d'une structure aux charges latérales.

Dans cette étude, les analyses de Push over ont été effectuées sur les structures en béton armé en utilisant le logiciel SAP2000. ([26])

Dans ce qui suit nous allons présenter la méthode d'analyse pushover et donner quelque définitions de base concernant les éléments de la structure.

## II.2 La méthode d'analyse statique non linéaire pushover

L'analyse pushover ou poussée progressive est une analyse statique non linéaire approximative dans laquelle la structure est soumise à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible, permettant ainsi de présenter de façon simplifiée le comportement de la structure sous l'effet de différents types de charges dues au tremblement de terre. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure appelée courbe de capacité. On l'applique pour vérifier la performance structurale de bâtiments existants ou nouvellement conçus.

### II.2.1 Origine de l'analyse pushover

L'analyse statique non linéaire ou l'analyse pushover a été développée dans les vingt ans passés et elle est devenue le procédé d'analyse préféré pour la conception et l'évaluation des performances sismiques, puisque il est relativement simple et considère le comportement post-élastique des structures. Cependant, le procédé implique certaines approximations et simplifications. Freeman à initialement utilisé l'analyse pushover dans sa méthode de spectre de capacité « capacity spectrum method CSM » qu'il a développée par la suite. [27] Sasaki reconduit l'approche de base (CSM) pour tenir compte des effets des modes les plus élevés. [28] Des modèles de charge latérale basée sur une analyse modale ont été employés pour reproduire une série de courbes pushover. ([13])

## II.2.2 Description de la méthode d'analyse Pushover

Elle consiste à pousser le bâtiment jusqu'à l'effondrement pour déterminer l'effort maximal (essai destructif) *il n'est évidemment pas entrepris dans la réalité*, il s'agit donc d'une analyse sous charge permanente constante qui consiste à augmenter progressivement les actions horizontales jusqu'à atteindre la rupture ([14]). La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale, la charge latérale est augmentée d'une manière progressive jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotules plastiques). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre du à la diminution de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité ([14])([15]).

Cette série d'analyses statiques, permet d'approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base déplacement au sommet ([14])([16]). Voir (figure II. 1)

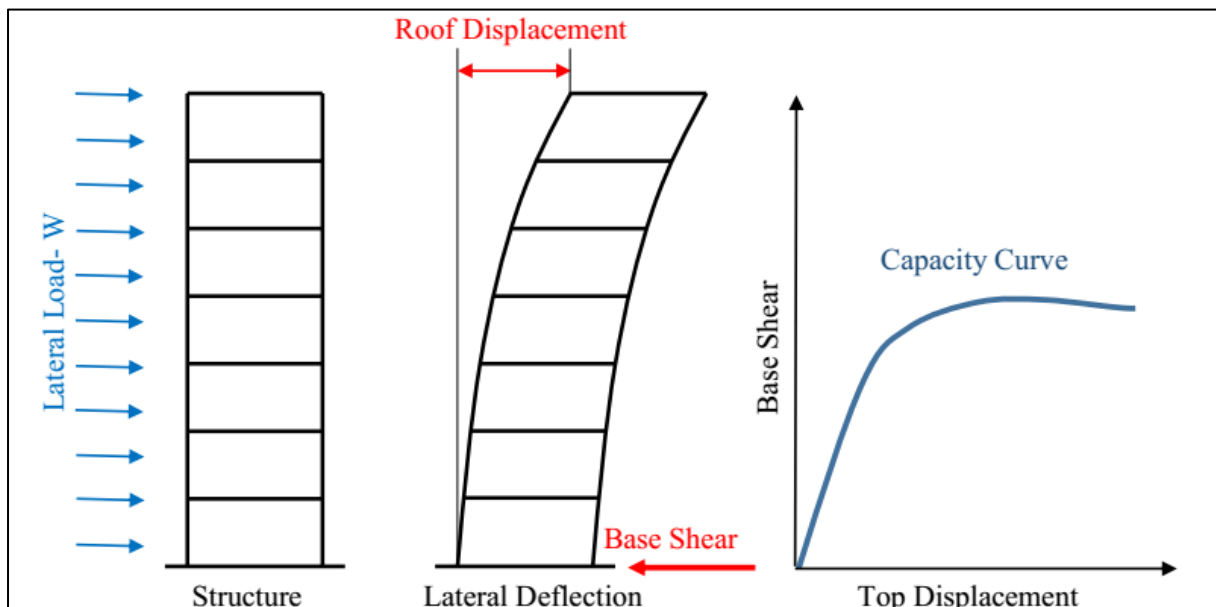


Figure II. 1: Courbe de capacité pushover d'une structure. ([40])

## II.2.3 La courbe de capacité pushover :

La courbe de capacité est une représentation graphique qui relie l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet d'une structure, elle est obtenue par un calcul statique non linéaire. L'obtention de cette courbe nécessite les étapes suivantes:

Il faut d'abord fixer un objectif en déplacement (déplacement cible) et vérifier la résistance de notre bâtiment. Ce déplacement est sensé représenter le déplacement maximal qu'aura subit le bâtiment lors du séisme. On obtient le résultat sous forme de courbe pushover ou **courbe de capacité**, elle représente la force latérale totale à la base en fonction du déplacement

horizontal en tête du bâtiment. Cette courbe tient compte du comportement **Non linéaire de l'ouvrage**.

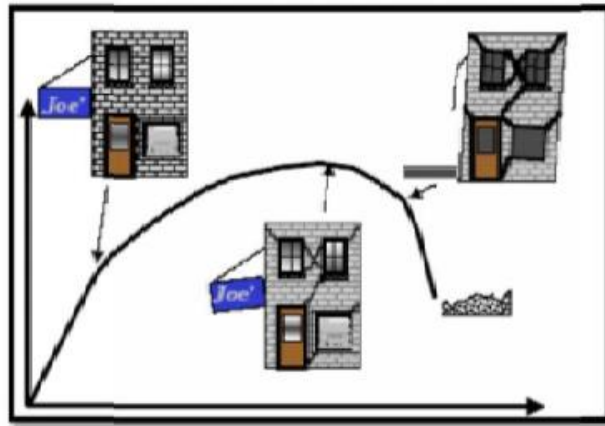


Figure II.2: Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité ([19])

La courbe de capacité décrit 4 phases : (voir la (figure II.2 et II.3))

- **Phase 1** : comportement élastique de la structure.
- **Phase 2** : la structure a dépassé le comportement élastique mais n'est pas encore en danger (un niveau de dommage contrôlé mais un endommagement mineur est susceptible de se développer)
- **Phase 3** : représente un état d'endommagement avancé, la stabilité de l'ouvrage est en danger.
- **Phase 4** : La rupture de l'ouvrage (la ruine).

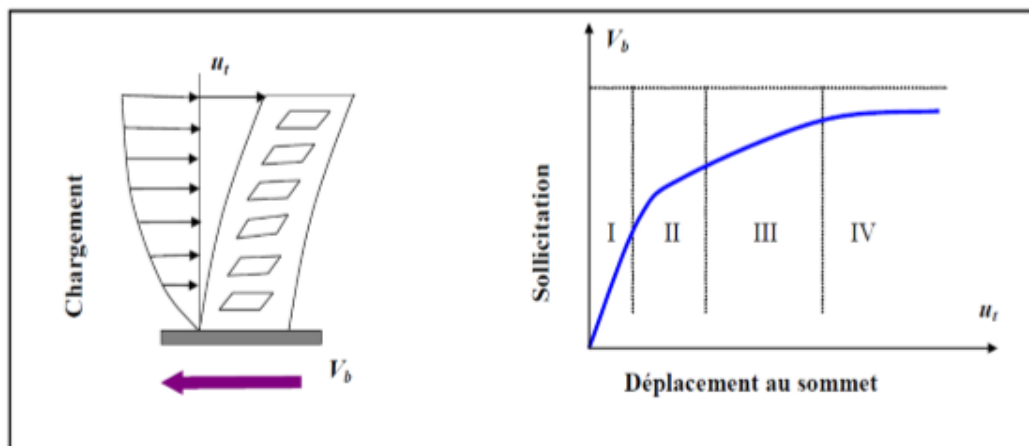


Figure II.3: les 4 phases d'endommagement selon la courbe de capacité. ([19])

### II.2.4 Hypothèses d'élaboration de l'analyse (pushover) :

L'analyse statique pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent voir figure (II.4), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure assimilée à un système linéaire équivalent. ([17])

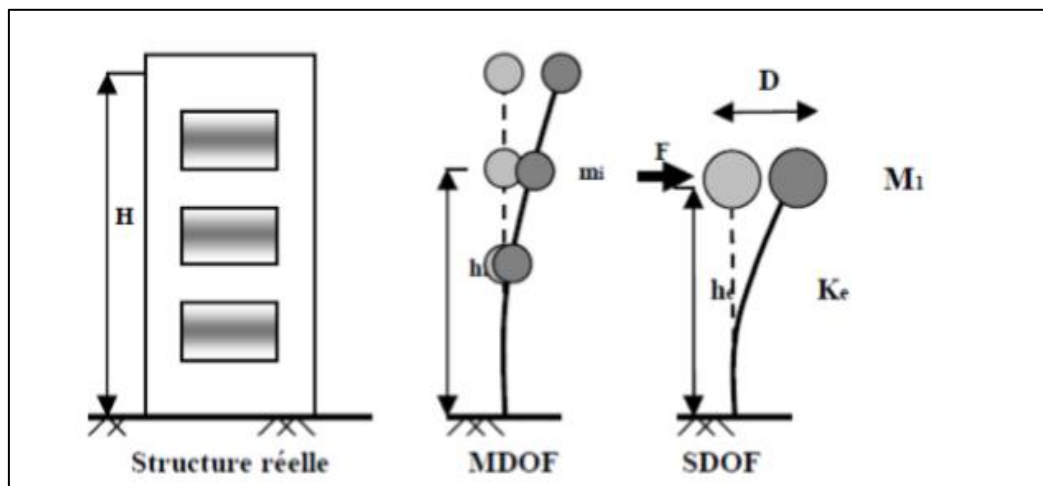


Figure II.4: système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.

### II.2.5 But de l'analyse pushover :

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

Elle est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique ([20]), on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.



- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure, ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation de discontinuité inter-étage qui tient compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

### II.2.6 Les avantages de l'analyse pushover

L'avantage de l'analyse pushover est qu'elle s'applique pour l'évaluation des structures existantes et pour la conception des structures neuves. L'analyse pushover fournit des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire. Des exemples de telles caractéristiques de réponse sont cités dans ce qui suit ([21]) :

- Les demandes en force dans les éléments potentiellement fragiles, comme les demandes axiales en force dans les poteaux, les demandes en moments dans les zones de connexion poteau-poutre etc.
- L'estimation de la demande en déformation pour les éléments qui doivent déformer inélastiquement afin d'absorber l'énergie donnée à la structure par les mouvements de sol.
- Conséquence de la détérioration de différents éléments sur le comportement du système structural.
- L'identification des régions critiques dans lesquelles on s'attend que la demande en déformation soit haute.
- L'identification des discontinuités de force en plan ou en élévation qui mèneront aux changements des caractéristiques dynamiques dans le domaine élastique.
- L'évaluation des déplacements inter-étages qui expliquent les discontinuités de force ou de rigidité et peuvent être employées pour contrôler les dommages et pour évaluer les effets P-delta.
- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

La performance prévue de la structure peut être estimée par l'évaluation des demandes en forces et en déformation. La procédure statique non linéaire fournit des informations sur la force et la déformation de la structure et donne de la perspicacité sur la performance de structure. D'ailleurs, la procédure statique non linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous éléments structuraux, ce qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement sismique, et qui devraient être pris en compte lors du processus de

conception, du point de vue pratique, les procédures statiques non linéaires sont plus simples dans l'utilisation quotidienne de conception que les procédures dynamique non linéaires.([17])

L'analyse Pushover fournit des données sur la ductilité de la structure qui ne peut pas être obtenue par l'analyse élastique. En outre, elle expose les faiblesses de conception qui peuvent demeurer cachées dans une analyse élastique.([22])

### **II.2.7 Les limites de l'analyse pushover:**

L'objectif de l'analyse Pushover est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme. Il y'a plusieurs critères qui affectent la précision de l'analyse, dont le déplacement cible et le choix de la forme du chargement latéral qui sont basés sur des suppositions très restrictives.

La sélection du mode de chargement est un des aspects les plus critiques de la méthode car ce mode de chargement est censé représenter la distribution des forces d'inertie dans le calcul sismique. Ces forces varient en fonction de la sévérité du séisme mais dans cette analyse l'hypothèse de base est que la forme de la distribution des forces latérales doit être invariante pendant le séisme et que les déformations obtenues doivent être comparables avec celles données par un calcul dynamique.

Ces hypothèses peuvent être raisonnables si la réponse de la structure n'est pas trop influencée par la contribution des modes supérieurs, ceci dit si la structure présente un unique mode de défaillance qui peut être identifié avec une distribution des forces constantes, le choix d'une distribution unique est suffisant. Cependant, l'emploi d'une distribution unique des forces ne peut pas représenter les variations locales des déplacements requis ni prévoir tout mécanisme de défaillance.

Une possibilité pratique pour pallier partiellement aux limitations en partie imposée par l'analyse pushover est de supposer deux ou trois formes différentes de modèles de charge, et ensuite de prendre l'enveloppe des résultats, ou d'utiliser la distribution adaptative des forces qui tentent de suivre au plus près la distribution des forces d'inertie qui varient avec le temps (KalKan et Al 2006).

### **II.2.8 La méthode pushover et son application dans les règlements sismiques récents:**

La communauté scientifique dans le domaine de l'engineering a développé une nouvelle génération de procédures de conception basée sur la déformation des structures. Dans un court terme, l'approche la plus appropriée semble être une combinaison de l'analyse statique non-linéaire (pushover) et le spectre de réponse. Les exemples d'une telle approche sont la méthode de spectre de capacité, appliquée dans ATC 40 ([23]), et la procédure statique non-linéaire, appliquée dans FEMA 273 ([24]). Le procédé postérieur est employé également dans

ATC 40 ([23]) comme méthode alternative, qui appelle la méthode de coefficient de déplacement.([17])

### II.2.9 Le déplacement cible

On définit le déplacement cible comme référence du déplacement attendu de la structure lors du séisme. Le but principal de cette méthode est basé sur la demande de la structure par rapport au déplacement, la notion de nœud de control est alors introduite. Il est situé au centre de masse du dernier niveau de la structure, et représente la référence nécessaire pour l'exécution et l'interprétation de l'analyse.([31])

### II.2.10 Le point de performance

Une fois la courbe de capacité obtenue, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés du repère (Effort-Dpt) au repère Acc spectral-Dpt spectral).

- Réaction à la base / masse  $\rightarrow$  accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale  $\rightarrow$  déplacement. Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux.

Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations concernant le comportement de la structure face au séisme. Selon les indications de l'EC 8, le déplacement élastique d'une structure équivalente est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A), voir figure II.5, Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B. Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité

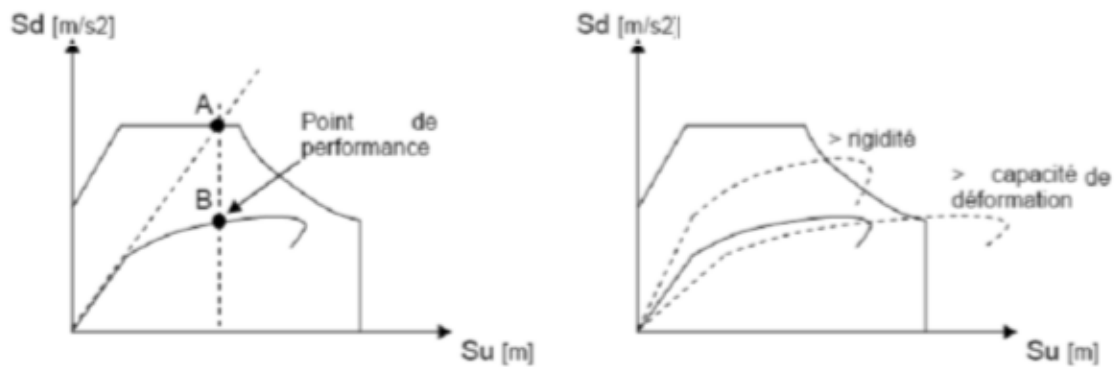


Figure II.5 : Point de performance selon EC 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité

Dans notre projet on a déduit le point de performance par une autre méthode basée sur le niveau d'accélération.

- calculer l'accélération de la zone par la formule de RPA  $A_{\text{accélération}} = ADQ \times g$  (dans le cas non linéaire  $R=1$ )
- Faire une analyse pushover en appliquant une accélération à la base.
- Extraire la courbe pushover (effort à la base en fonction du déplacement)
- Représenter l'effort à la base en fonction de l'accélération
- Après le calcul de la valeur de l'accélération  $ADQ \times g$  on doit repérer l'effort correspondant à la valeur de l'accélération calculée
- Revenir à la courbe pushover pour localiser le STEP correspondant à cet effort, ce STEP représente le point de performance.

## II.3 Contreventement des structures

### II.3.1 Définition du contreventement

Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales, doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction par les éléments résistants. Le contreventement d'une structure doit être horizontal (diaphragmes) et vertical (palées de stabilité) et dimensionné en fonction des accélérations attendues. La qualité des liaisons entre la structure et les éléments de contreventement, et en général la qualité de leur mise en œuvre, conditionne leur efficacité. Le contreventement des plans horizontaux permet de transmettre et répartir les actions horizontales subies par la construction sur les éléments de contreventement vertical. Chaque niveau, y compris les pans de toiture, doit être contreventé, donc résistant aux déformations. Les éléments de contreventement verticaux doivent résister aux efforts horizontaux dans leur plan à chaque niveau de la construction et assurer la descente de charges dynamiques aux fondations.

### II.3.2 Contreventement mixte (portique +voile)

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armé. Les voiles deviennent ainsi la structure principale, dont le rôle est de résister aux forces horizontales. ([29]) Les bâtiments formés par l'interaction des portiques et des voiles en béton armé sont connus sous le nom d'un système mixte. Généralement, les voiles supportent la majorité des charges sismiques et une partie des charges verticales, cependant les portiques supportent une partie des charges horizontales et le reste des charges verticales revenant. Aujourd'hui, la majorité des constructions en zone sismique emploie largement ce type de contreventement. ([30])

### II.4 Les rotules plastiques

Zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au-delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément



*Figure II. 6 : Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001*

### II.5 Conséquences du séisme sur les structures en béton armé

Les figures suivantes représentent quelques exemples des dommages causés par le séisme sur les systèmes de contreventement mixtes.



*Figure II. 7 : Rupture en zone nodale([32])*



*Figure II. 8 : Dislocation de la section([32])*



*Figure II. 9 : Rupture de la section à la base du voile([32])*



*Figure II. 10 : Fissure ouverte dans le voile([32])*





*Figure II. 11 : Rotule plastique dans le poteau (comportement à éviter)([32])*



*Figure II. 12 : rotule plastique dans la poutre (comportement recherché)([32])*

## II.6 Les Critère de performance

### II.6.1 Critère de rigidité:

Pour des raisons économiques, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de rigidité structurelle est devenu un critère incontournable. Pour l'endommagement structurel le déplacement global (en tête) de la structure peut fournir une bonne indication, mais ne peut adéquatement refléter l'endommagement des éléments non structuraux, qui dépend essentiellement du déplacement relatif entre deux étages. La rigidité requise dépend essentiellement du type de séisme (far-field et near-field regions) et du type de structure. La rigidité disponible (emmagasinée) dépend: des déformations limitent des éléments non structuraux.

- un endommagement mineur où les fissures 0.2-1mm n'affectent significativement pas le service et la réparation est facilement exécutable.
- un endommagement important où les fissures 1-2mm, n'affecte pas la sécurité des éléments mais la réparation devient coûteuse.

Un endommagement très important avec de larges fissures dépassant les 2mm, conduisant à la ruine partielle ou totale des éléments.

b- désolidarisation des éléments non structuraux de la structure porteuse La conception parasismique moderne est favorable au fait de désolidariser les remplissages afin de les isoler vis-à-vis des déformations structurelles. ([25])

### II.6.2 Critère de résistance :

Le critère de résistance est traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique; la structure doit donc satisfaire ce critère à

travers la relation suivante demande de Résistance capacité de Résistance. Les deux termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et la configuration structurelle. La demande de résistance peut être déterminée en utilisant plusieurs méthodes, et elle dépend du : type de séisme, se référant à son intensité, durée, période etc.. type de structure - spectre de dimensionnement, tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de force R Les étapes nécessaires pour déterminer la capacité de résistance sont comme suit: établir un mécanisme favorisant la rotulation au niveau des poutres reconnu comme le mécanisme le moins exigeant si la notion de ductilité est considérée en respectant l'approche poteau fort - poutre faible. - identifier les sections critiques ou dissipatives d'énergie, leur fournir le ferrailage nécessaire de résistance et de confinement afin de leur conférer l'aptitude ductile requise. - dimensionner les régions préalablement conçues comme élastiques de façon à éviter la migration accidentelle des déformations plastiques. ([25])

### **II.6.3 Critère de ductilité :**

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. Plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient la capacité de résistance garantissant le niveau de demande de ductilité résultant. Pour les portiques auto stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie. Les récents développements dans la conception parasismique incluent le fait de doter la structure d'une ductilité suffisante comme il est recommandé pour la rigidité et la résistance. ([25])

### **II.7 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons expliqué la méthode d'analyse pushover, son application et l'exploitation de la courbe de capacité, afin de comprendre les résultats de l'analyse appliquée à notre projet.

Nous avons aussi donné certaines définitions reliés aux éléments de la structure étudiée dans notre projet.



### III.1 Introduction

Avant d'évaluer la performance sismique d'un bâtiment par la méthode Push over, il faut que tous les éléments de la structure poteaux, poutres et voiles soient pré-dimensionnés et modélisés de façon correcte, de telle manière à reprendre toutes les sollicitations verticales et horizontales.

Dans ce présent chapitre, nous allons présenter les deux approches permettant la modélisation des éléments structuraux (portiques – voiles). Une validation des résultats obtenus en analysant deux exemples est présentée. Enfin, Nous présenterons les deux structures qui serviront pour l'analyse non linéaire des structures à contreventement mixte.

### III.2 Modélisation des structures à contreventement mixte

Nous avons utilisé deux approches différentes : L'approche multifibres pour les portiques et l'approche multicouche pour les voiles, que nous allons définir dans ce qui suit

#### III.2.1 Approche multifibres

L'idée de cette approche est de diviser une section en béton armé en plusieurs « fibres », en associant une loi de comportement à chaque fibre (béton non confiné, béton confiné et acier).

Cette approche est adaptée aux éléments poutres. Elle constitue une représentation robuste pour définir le comportement local des structures auto-stables en béton armé et offre une solution pratique et efficace pour une analyse non linéaire d'éléments poutres.

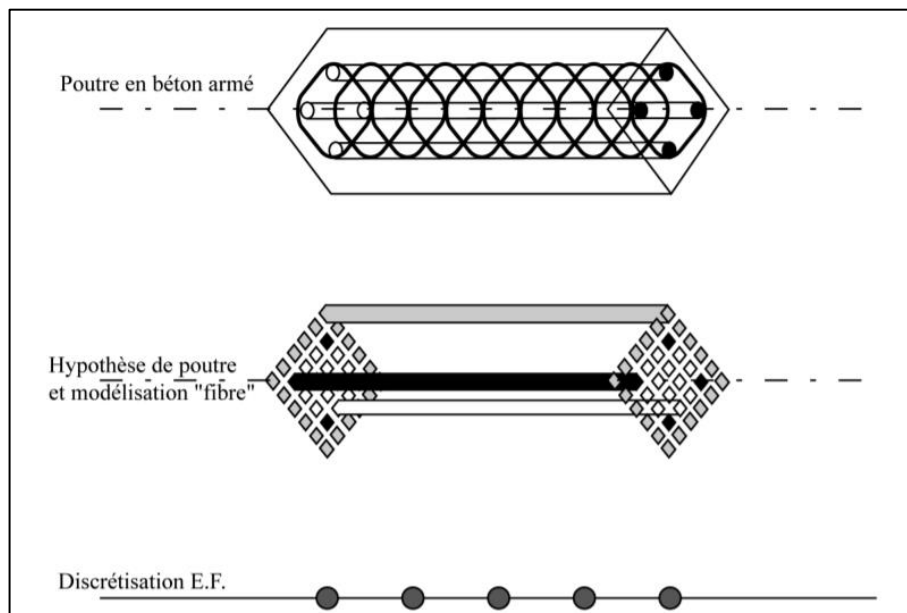


Figure III.1 :Description d'une modélisation de type poutre multifibre([37])

### III.2.2 Approche multicouches

Une plaque multicouche est un ensemble d'éléments finis basé sur la théorie des plaques. Ce niveau de modélisation consiste à découper par des couches la section de béton armé suivant la troisième dimension (épaisseur  $h$ ).

Ce type de modélisation associe les lois de comportement local en terme de contrainte déformation pour différents matériaux.

Dans le cadre d'une modélisation multicouche, il y a deux niveaux d'intégrations. Il y a la modélisation dite «plane» qui sera représentée par des cellules et une modélisation suivant l'épaisseur (perpendiculaire au support géométrique, discrétisée en couches).

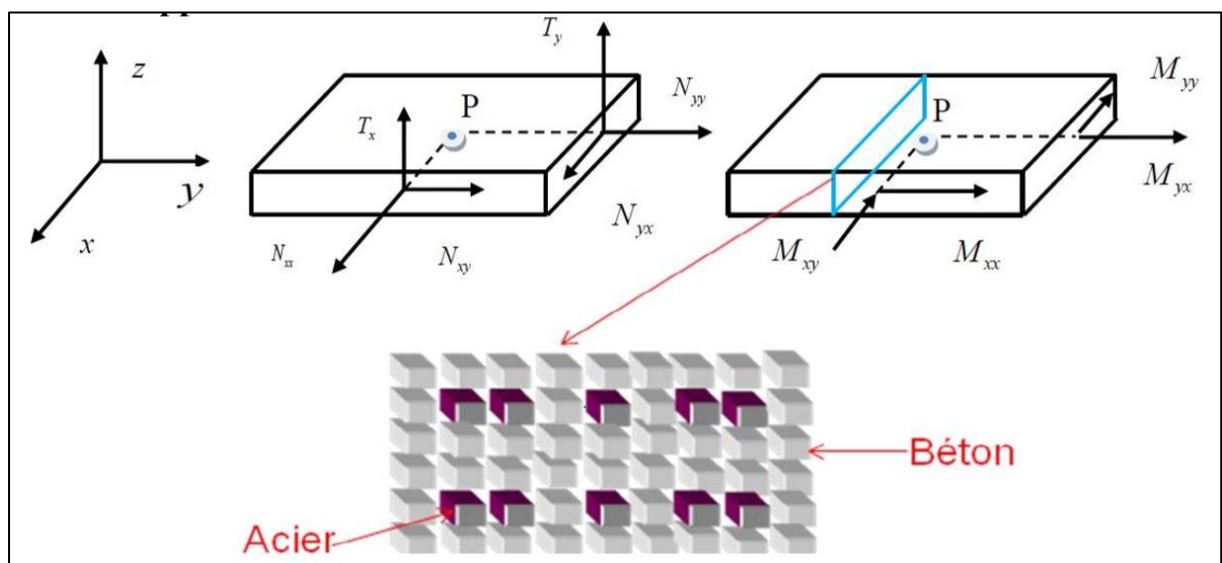


Figure III.2 : Principe de fonctionnement de l'élément poutre multicouche Mohammed Ibrahim 2003.

La modélisation multicouches est une solution fiable et robuste pour l'analyse non linéaire des structures pour différents chargements. Elle est adaptée à la représentation des structures minces de type voile, dalle et fondations.

### III.3 Etapes de la modélisation sur SAP2000

Nous résumons dans ce qui suit les étapes à suivre pour notre modélisation. Tout d'abord nous introduisons les données nécessaires :

- Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés
- Définition des sections « poteaux, poutres et voiles » : Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires de type **Frame**, tandis que les voiles, sont modélisés par des éléments de type **Shell**.
- Définition des lois de comportement des matériaux acier et béton.
- Définition du chargement statique de la structure : G (dead) et Q (live)
- Définition du chargement de l'analyse pushover: Fx (other)

- Les Diaphragmes: Le plancher est considéré comme étant un diaphragme rigide.
- Conditions aux limites: Concernant les conditions aux limites la structure est supposée encadrée à sa base. Pour les définir il faut assigner les conditions d'appuis rigides à la base des poteaux.
- Définition de la masse source:  $G + 0,2 Q$
- Application des charges : Application des charges statiques ( $G$  et  $Q$ ) sur les éléments de la structure.
- Définition du comportement non-linéaire des éléments structuraux.
- Définition du chargement de l'analyse pushover.
- Définition de l'analyse sous charges horizontales et gravitaires en non linéaire.
- Exécution de l'analyse.

### III.4 Validation de la modélisation

Nous allons valider notre modélisation du modèle fibre et multicouche en nous appuyant sur un article publié par Melle Boubegitien Lydia et Mr Bouziane Abderrezak([36]), en reproduisant les modèles et en comparant les courbes de capacité.

#### III.4.1 Présentations des modèles étudiés

- **Model Multicouche**

Il s'agit d'un voile de 33.66m de hauteur de 4.2m de largeur et de 20 cm d'épaisseur, ferrailé avec 24 barres de T20 par face espacées de 20 cm. Les charges verticales sont de 147.37 kN par étage répartis sur les nœuds, les charges horizontales sont de 1 kN réparties uniformément sur les nœuds de façon rectangulaire et triangulaire. ([36])

- **Model Fibre**

Il s'agit d'un voile de 27.54m de hauteur de 2.5m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, modélisé comme un poteau, ferrailé de 14 barres de T12 espacées de 20 cm. Les charges verticales sont de 40 kN par étage répartis sur les nœuds, les charges horizontales sont de 1 kN réparties uniformément sur les nœuds de façon rectangulaire et triangulaire. ([36])

#### III.4.2 Comparaison des courbes de capacité

Après avoir reproduit les deux modèles, on a effectué une analyse pushover en utilisant deux formes de chargement, uniforme et triangulaire.

On a par la suite comparé les courbes de capacité obtenues avec celles publiées, tel que montré sur les figures... On constate clairement que les deux modèles (original et reproduit) fournissent des résultats pratiquement identiques. Ceci permet de valider notre modélisation.

- **Model multicouche**

➤ **Sous charge uniforme**

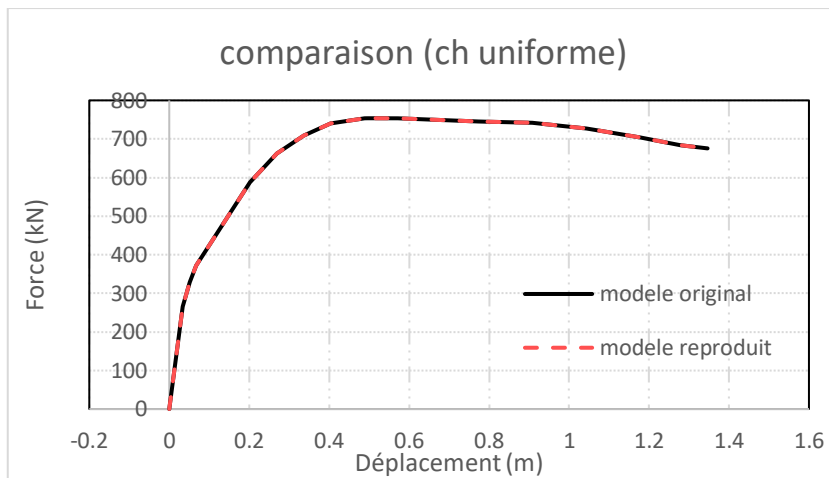


Figure III.3 : comparaison des courbes de capacité des deux modèles en multicouche sous charge uniforme

➤ **Sous charge triangulaire**

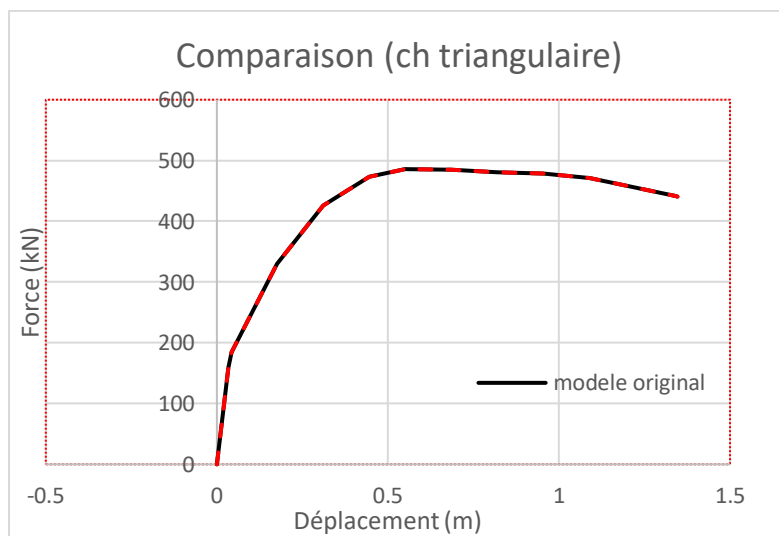


Figure III.4 : comparaison des courbes de capacité des deux modèles en multicouche sous charge triangulaire

- **Modèle Fibre**

- **Sous charge uniforme**

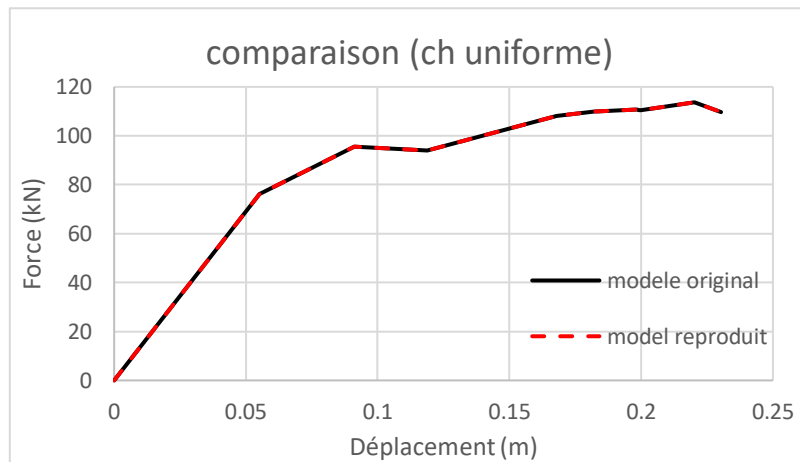


Figure III.5 : comparaison des courbes de capacité des deux modèles en fibre sous charge uniforme

- **Sous charge triangulaire**

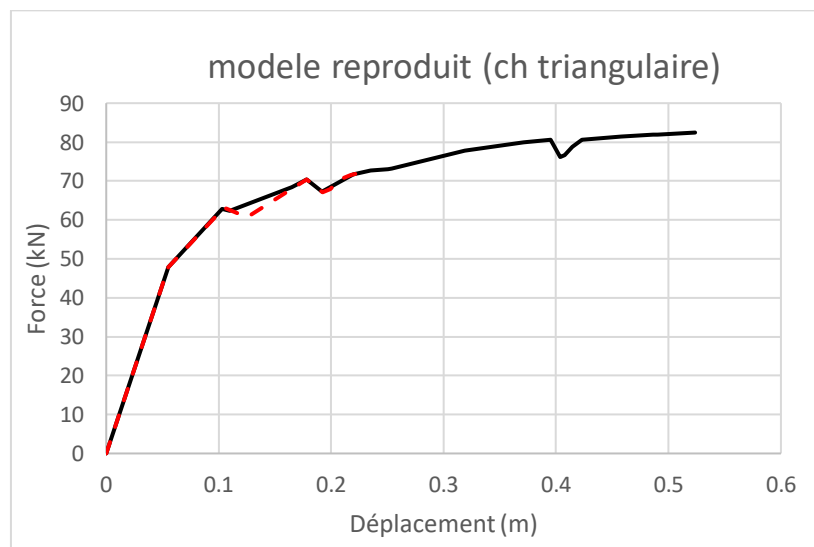


Figure III.6 : comparaison des courbes de capacité des deux modèles en fibre sous charge triangulaire

### III.5 Présentation des structures à contreventement mixte

Nous allons étudier une file de contreventement mixte dans deux structures différentes. Les ouvrages en béton armé sont à usage d'habitation, à contreventement mixte. Le premier est composé d'un entresol d'un rez-de-chaussée, d'une sous pente plus dix étages et une terrasse inaccessible (11 niveaux). Le deuxième exemple appartient à un bâtiment R+10 avec terrasse inaccessible. Les projets sont implantés à Bejaia, qui est une zone de moyenne sismicité zone « IIa » d'après le RPA 99 version 2003. Les figures montrent la vue en élévation des deux exemples voir les figures (III.7 et III.8)

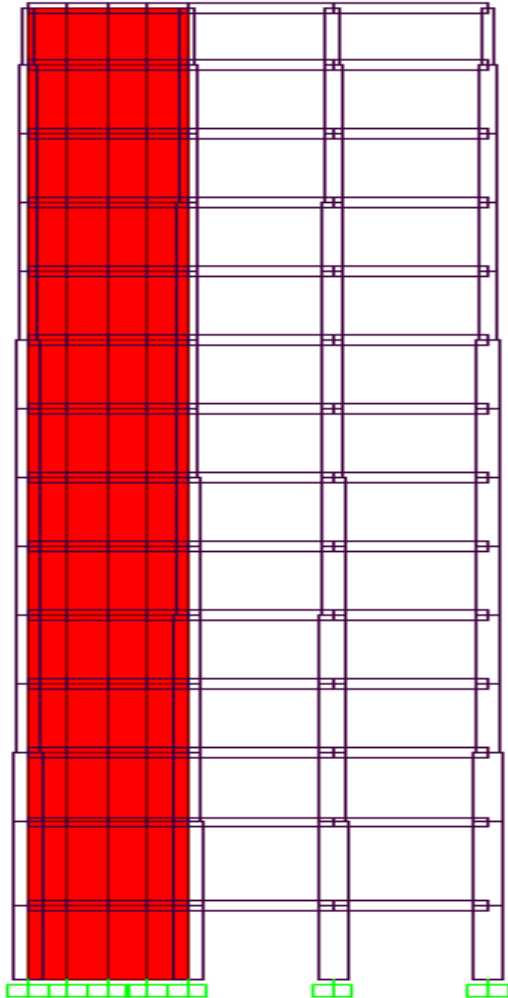


Figure III.7: Vue en élévation exemple 1

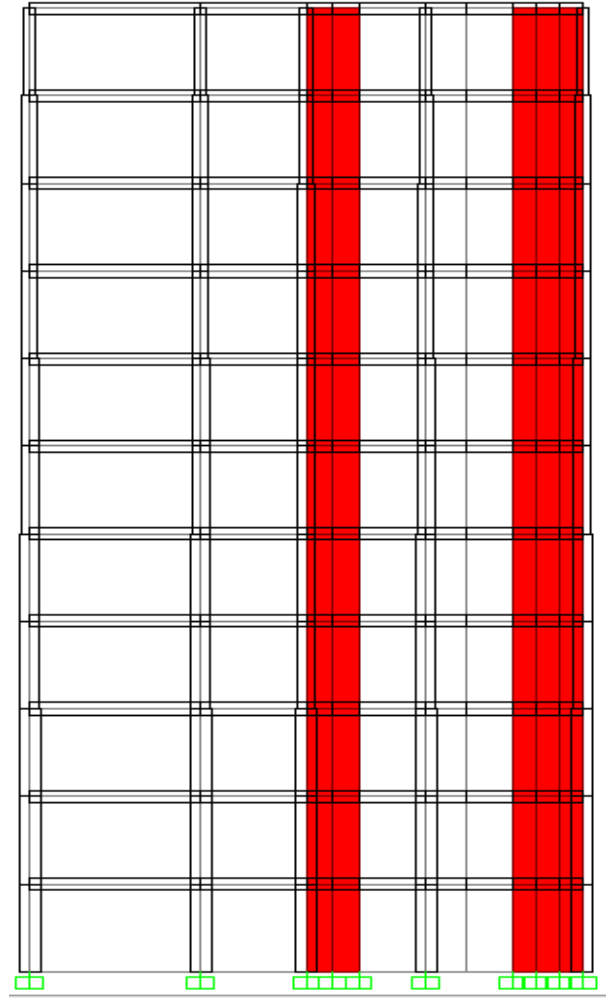


Figure III.8: Vue en élévation exemple 2

### III.5.1 Description des ouvrages

Les tableaux suivants représentent, respectivement, les différentes caractéristiques relatives à la géométrie des portiques étudiés ainsi que les propriétés des matériaux préconisées.

Tableau 1 Caractéristiques géométriques des exemples traités

Exemple	Dimension en plan (m)	H <sub>totale</sub> (m)	H <sub>ES</sub> (m)	H <sub>RDC</sub> (m)	H <sub>SP</sub> (m)	H <sub>EC</sub> (m)	H <sub>terrasse</sub> (m)
Exemple 1	11.85	43.13	3.23	3.74	3.06	3.06	2.5
Exemple 2	15.7	31.68	/	2.88	/	2.88	/

### III.5.2 Caractéristiques des matériaux utilisés

Tableau 2 Caractéristiques des matériaux

Caractéristique de matériau	Valeur
Poids volumique du béton	25 KN/m <sup>3</sup>
masse volumique du béton	2500Kg/m <sup>3</sup>
La résistance à la compression du béton à 28 jours f <sub>c28</sub>	25 MPa
La résistance à la traction du béton f <sub>t28</sub>	2.1MPa
Module de Young	32164194 KN/m <sup>2</sup>
contrainte max du béton à la compression	25000 KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	0.2

### III.5.3 Présentation des sections de ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux pour les deux exemples est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Ferrailage des poteaux exemple 1

Niveau	Section (m)	Nombre de barres Verticales (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres Horizontales (cm <sup>2</sup> )
ES	75x75	16HA20	8HA14
RDC	70x75	16HA20	8HA14
SP	65x70	16HA20	8HA14
1 <sup>ere</sup> ET 2 <sup>eme</sup> étage	60x65	12HA20	8HA14
3 <sup>ere</sup> ET 4 <sup>eme</sup> étage	55x60	16HA16	6HA14
5 <sup>ere</sup> ET 6 <sup>eme</sup> étage	50x55	16HA16	6HA14
7 <sup>ere</sup> ET 8 <sup>eme</sup> étage	45x50	12HA16	6HA12
9 <sup>ere</sup> ET 10 <sup>eme</sup> étage	40x45	8HA16	6HA10
Terrasse	30x35	8HA14	4HA14

Tableau 4 : Ferrailage des poteaux exemple 2

Niveau	Section (m)	Nombre de barres Verticale (cm <sup>2</sup> )	Nombre de barres Horizontale (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>ere</sup> ET 2 <sup>eme</sup> étage	60x60	16HA16	8HA12
3 <sup>ere</sup> ET 4 <sup>eme</sup> étage	55x55	16HA14	8HA10
5 <sup>ere</sup> ET 6 <sup>eme</sup> étage	50x50	12HA16	8HA10
7 <sup>ere</sup> ET 8 <sup>eme</sup> étage	45x45	12HA14	6HA10
9 <sup>eme</sup> étage	40x40	12HA12	6HA8
Terrasse	35x35	8HA14	4HA8



### III.5.4 Présentations des Sections de ferrailage des poutres

Tableau 5 :Ferrailage des poutres exemple 1

Poutres RDC_SP			Poutres étage			Poutres Terrasse		
Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		Dimension n (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	
	sup	inf		sup	inf		sup	inf
30x45	6HA16	3HA14	30x45	3HA16+	3HA14	30x45	3HA16+	3HA14

Tableau 6 :Ferrailage des poutres exemple 2

Poutres RDC			Poutres étage			Poutres Terrasse		
Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage		Dimension (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	
	sup	inf		sup	inf		sup	inf
30x40	3HA14+	3HA14	30x40	3HA16+	3HA16	30x40	6HA12	3HA12

### III.5.5 Présentation des voiles étudiés

Notre étude a porté sur deux types de voiles de contreventement présentés comme suit

Tableau 7 :Ferrailage des voiles

	Hauteur (m)	Section (m <sup>2</sup> )	Section d'armature verticale (cm <sup>2</sup> )	Section d'armature horizontale (cm <sup>2</sup> )
Voile V EX <sub>1</sub>	43.13	0.2x4.1	413.1	121
Voile V1 EX <sub>2</sub>	31.68	0.15x1.5	124,14	17.27
Voile V2 EX <sub>2</sub>	31.68	0.15x2	155,03	17.27

Tableau 8 :chargement des voiles par étage

	Chargement vertical par étage G (KN/m)E.C	Chargement vertical par étage G (KN/m)T.I	Chargement vertical par étage G (KN/m)T.I	Chargement vertical par étage Q(KN/m) T.I
Voile V EX <sub>1</sub>	114.0724	121.9586	59.25	11.85
Voile V1 EX <sub>2</sub>	14.6205	18.0975	4.28	2.85
Voile V2 Ex <sub>2</sub>	[14.991, 23.541]	[14.991, 23.541]	7.125	7.125

• **Maillage des voiles**

Afin d’appliquer l’approche multicouche il faut fixer le maillage à utiliser pour les éléments shell. De précédentes études ont montrés que l’effet de la discrétisation géométrique (maillage) influe sur les résultats obtenus par l’analyse pushover ([36]). Dans notre projet, nous avons adopté le maillage montré sur la figure

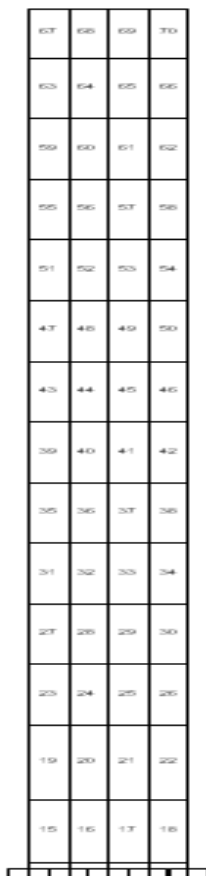


Figure III.9: maillage du voile de l'exemple 1

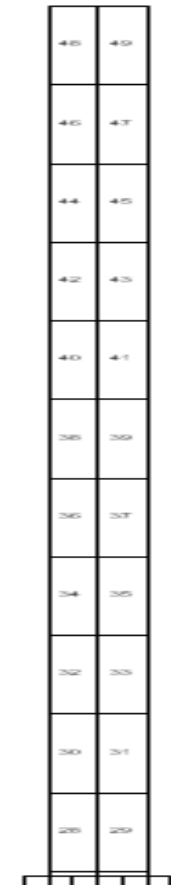


Figure III.10: maillage du voile V1 de l'exemple 2

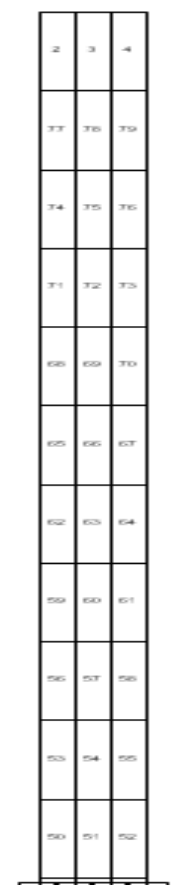


Figure III.11: maillage du voile V2 de l'exemple 2

### III.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les deux contreventements étudiés ainsi que leur modélisation pour enfin valider celle-ci avec un modèle déjà publié.

Le fait que les courbes de capacité du modèle que nous avons reproduit coïncident avec celle du modèle publié, montre que la technique de modélisation est correcte.

Nous optons donc pour une modélisation en fibre pour les portiques et multicouche pour les voiles.

## IV.1 Introduction

Après avoir présenté les deux exemples traités ainsi que la modélisation, nous allons passer à la présentation des résultats obtenus par analyse pushover et leurs interprétations afin de discuter sur la performance dans les structures à contreventement mixte face aux séismes.

## IV.2 Interprétation des résultats

### IV.2.1 Application 1

L'analyse se fait en tenant compte de l'effet cyclique du séisme. Nous allons donc traiter le cas d'une accélération à la base dans le sens (-xx) et un second cas d'une accélération à la base dans le sens (xx).

#### ➤ Détermination du point de performance sismique de la structure

Après l'application d'une accélération à la base et analyse pushover, il faut repérer le step (l'étape) correspondant à l'accélération cible définie par RPA99  $ADQ \times g / R$  ( $R=1$  dans le cas non linéaire)

Dans ce cas :

$$A_{cc \text{ Cible}} = ADQ \times g \quad \text{avec :}$$

$$g = 10 \text{ m/s}^2 \text{ (Accélération de la pesanteur)}$$

$D=1.43$  (facteur d'amplification dynamique), calculé suite à l'analyse modale de la structure en 2D. Avec une période propre  $T=0.853\text{s}$  et un taux d'amortissement critique  $\zeta= 8.5 \%$

$$Q = 1 \text{ (facteur de qualité)}$$

$$A = 0.15 \text{ (coefficient d'accélération de zone)}$$

$$A_{cc \text{ Cible}} = 0.15 \times 1.43 \times 1 \times 10 = 2.145 \text{ m/s}^2$$

Pour déterminer le step du point de performance, on représente l'effort tranchant à la base en fonction de l'accélération afin de repérer l'accélération cible et l'effort tranchant correspondant comme montré dans la (Figure IV.1 ).

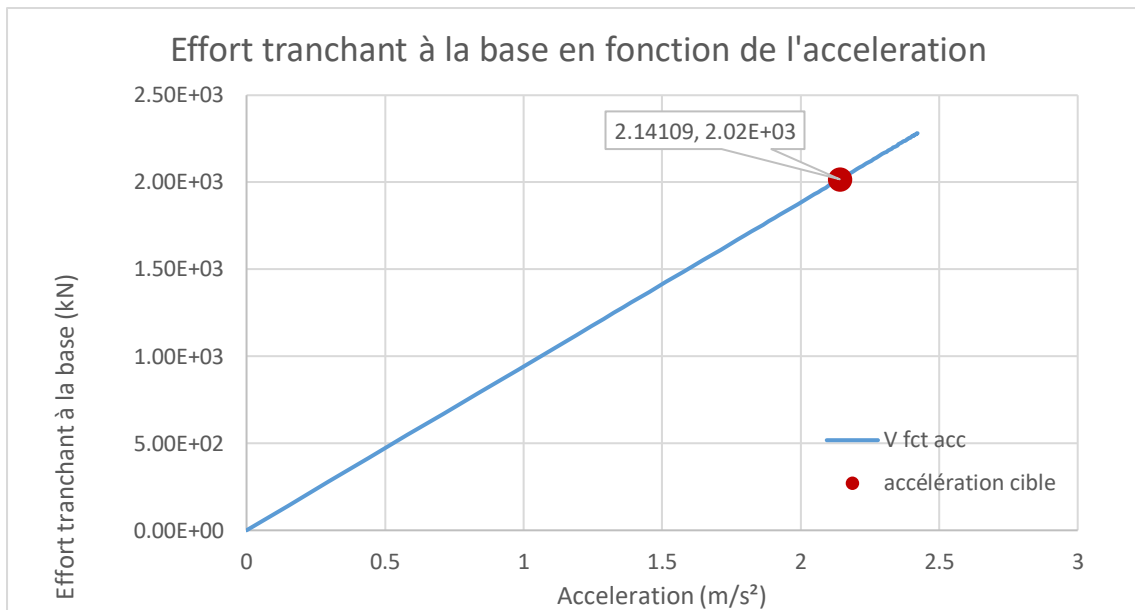


Figure IV.1 : Effort tranchant à la base en fonction de l'accélération (exemple 1)

D'après le diagramme l'effort tranchant à la base cible qui correspond à l'accélération cible est de  $V_{\text{cible}} = 2020 \text{ kN}$

Pour déterminer le point de performance sismique il faut déterminer le  $V_{\text{cible}}$  dans la courbe de capacité push over et repérer le déplacement cible (figure IV.2)

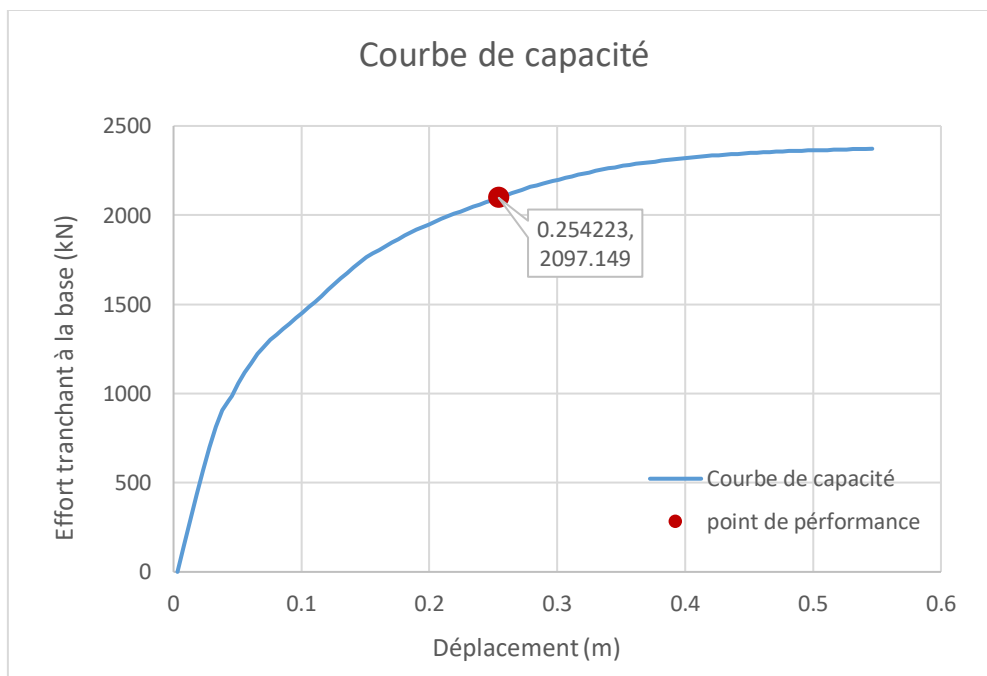


Figure IV.2 : Courbe de capacité push over dans le sens (-xx) (exemple 1)

D'après le diagramme  $D_{\text{cible}} = 0.254 \text{ m}$

Enfin, le diagramme suivant donne le step correspondant aux valeurs trouvées

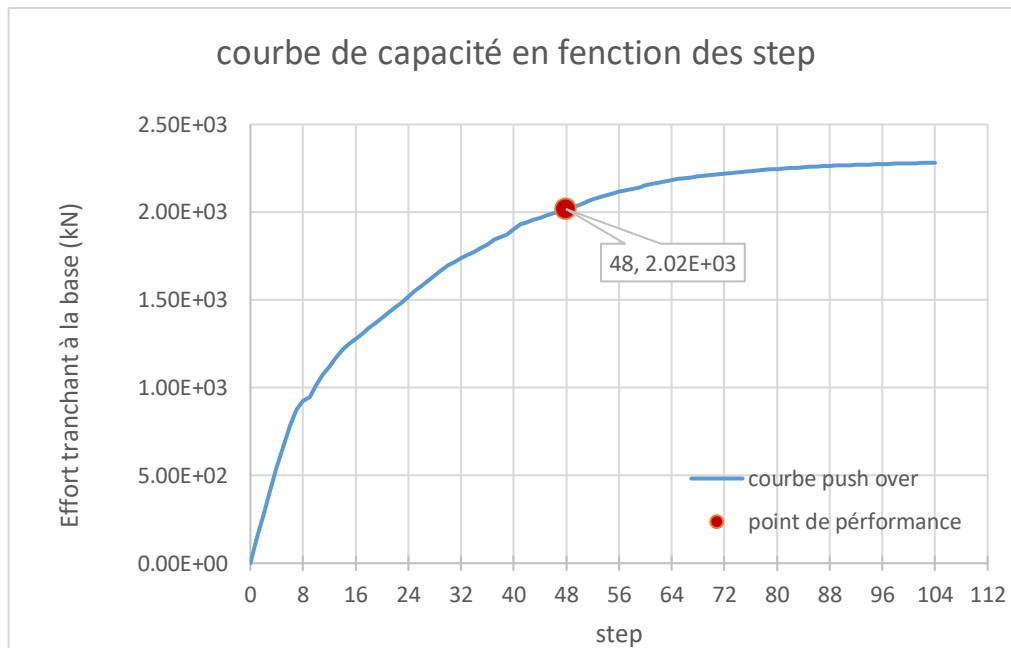


Figure IV.3 : Courbe de capacité en fonction des step

Le step 48 correspond au point de performance.

- **Etat des portiques**

Au niveau de ce step là, nous allons étudier l'état des fibres dans les rotules plastiques pour voir comment elles réagissent au point de performance et ainsi jugé la capacité de la structure à résister à l'accélération appliquée.

- **Etats des fibres dans les rotules plastiques au point de performance**

Dans ce qui suit, l'étude se fera sur le comportement des fibres dans les rotules plastiques (Hinge) au niveau du point de performance dans les poteaux et les poutres de l'entresol et du RDC où l'accélération à la base influe le plus sur les éléments du portique.

L'étude se fera au niveau de la Fibre 21 dans les poteaux et Fibre 17 dans les poutres (fibre de béton confiné), de la fibre 16 dans les poteaux et fibre 12 dans les poutres (fibre de béton non confiné), et au niveau de la Fibre 1 dans les poteaux et les poutres (fibre d'acier) comme montré dans les figures (IV5,IV 6,IV 7,IV 8,IV 9)

Les hinge étudiés sont montrés dans la figure suivante (figure IV.4)

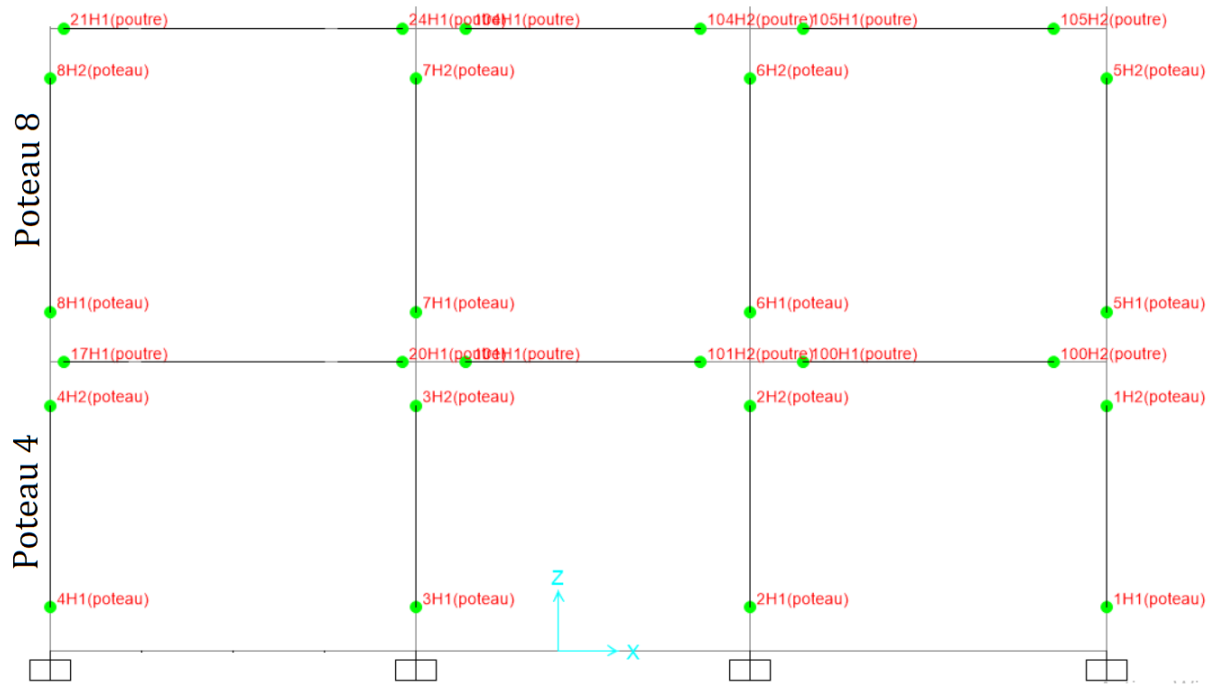


Figure IV.4 : Hinge dans les poteaux et les poutres de l'ES et RDC

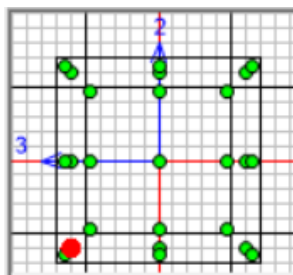


Figure IV.5: Fibre 1 (acier)

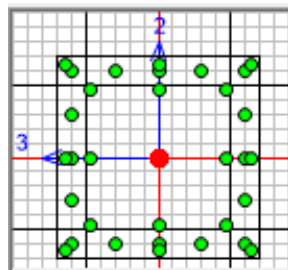


Figure IV.6 : Fibre 21 (béton confiné)

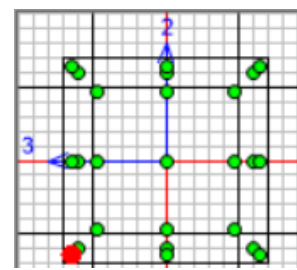


Figure IV.7: Fibre 16 (béton non confiné)

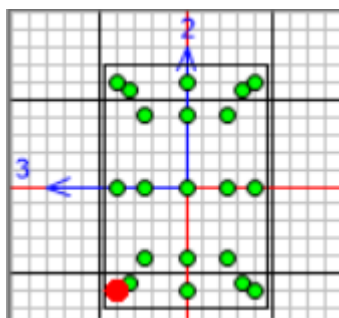


Figure IV.8: Fibre 12 (béton non confiné)

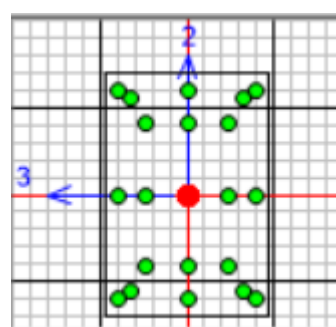


Figure IV.9: Fibre 17 (béton confiné)

Dans les figures (5-6-7-8-9) les fibres étudiées sont mises en évidence avec un point rouge.

➤ **Etat des fibres dans les poteaux**

Nous allons, dans ce qui suit, analyser les diagrammes contraintes-déformation associés aux fibres au niveau des hingedans les poteaux d'extrémité (Poteau 4 et 8), en repérant l'état au step 48 qui correspond au point de performance.

• **Poteau 4**

Rappelons que nous considérons dans les diagrammes contraintes-déformations que la traction est positive pour l'acier (+) et négative pour le béton (-). Le poteau 4 est alors tendu.

**poteau 4 Hinge 1**

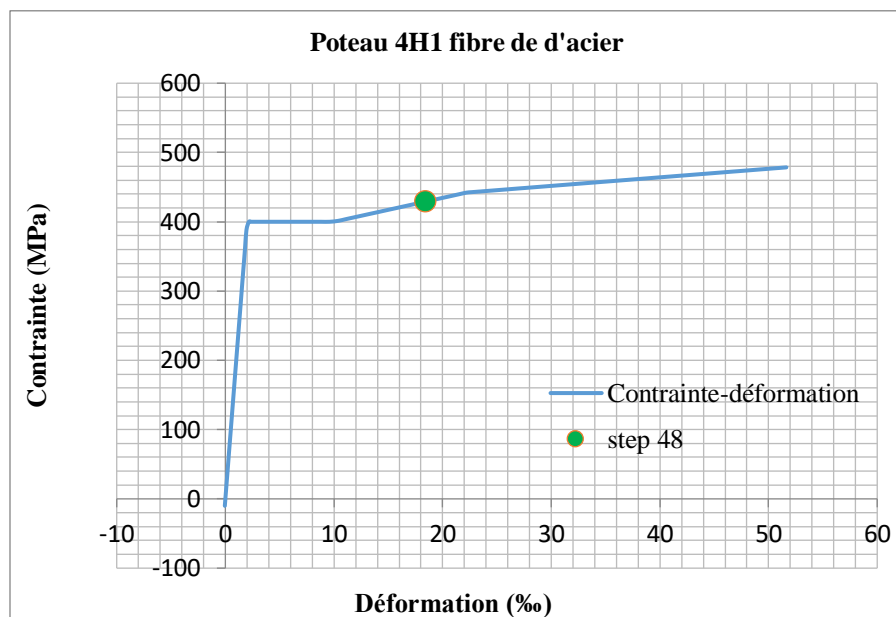


Figure IV.10 : poteau 4 hinge 4H1  
fibre d'acier

On voit clairement sur la (figureIV.10) qu'au niveau du poteau 4H1 la fibre d'acier est complètement plastifiée avec une contrainte de 429.2 MPa et une déformation de plus de 18‰.



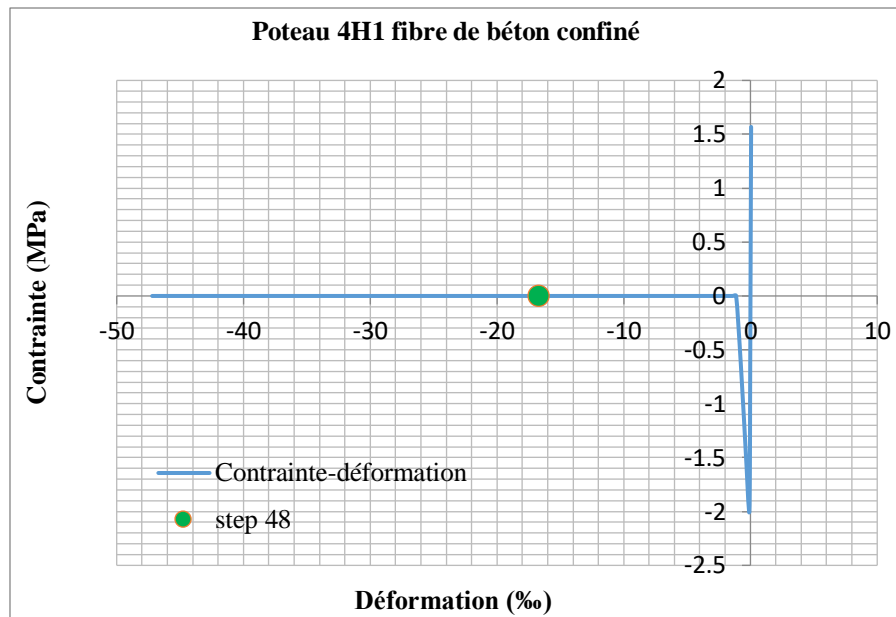


Figure IV.11:poteau 4 hinge 4H1 fibre de béton confiné

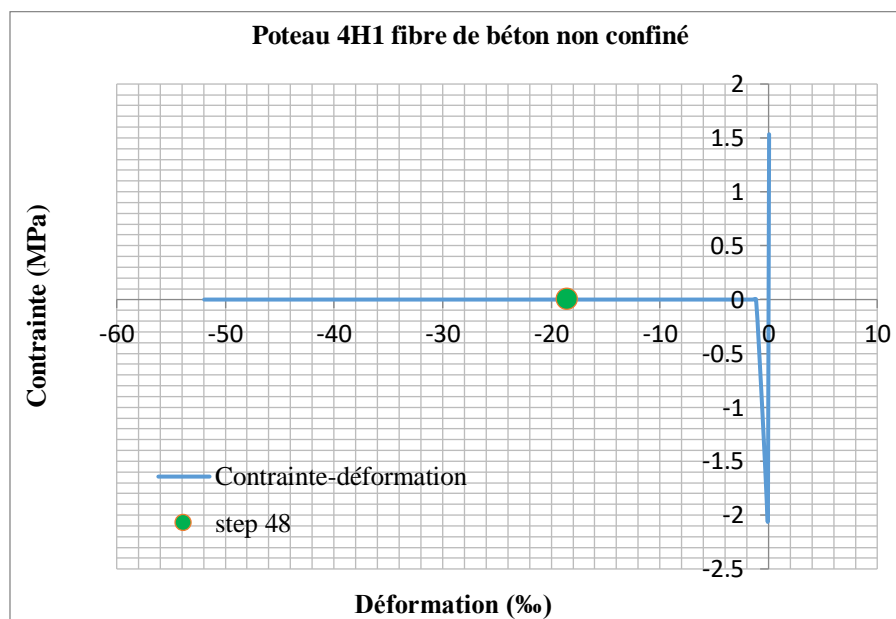


Figure IV.12:poteau 4 hinge 4H1 fibre de béton non confiné

Quant aux deux fibres de béton confiné et non confiné figures (IV.11,IV.12) respectivement, on remarque que leur contrainte au point de performance est nulle avec de grandes déformations (16‰ et 18‰) ce qui signifie que le béton est complètement fissuré sous l'effet de la traction.

Le tableau 9 résume les résultats au niveau du poteau 4H1

Tableau 9: Contraintes et déformations du poteau 4H1

Fibre	STEP	Contrainte(MPa)	Déformation(‰)	Etat
Acier	48	429.2	18	tendue
Béton non confiné	48	0	-18.58	tendue
Béton confiné	48	0	-16.7	tendue

**Poteau 4 Hinge 2**

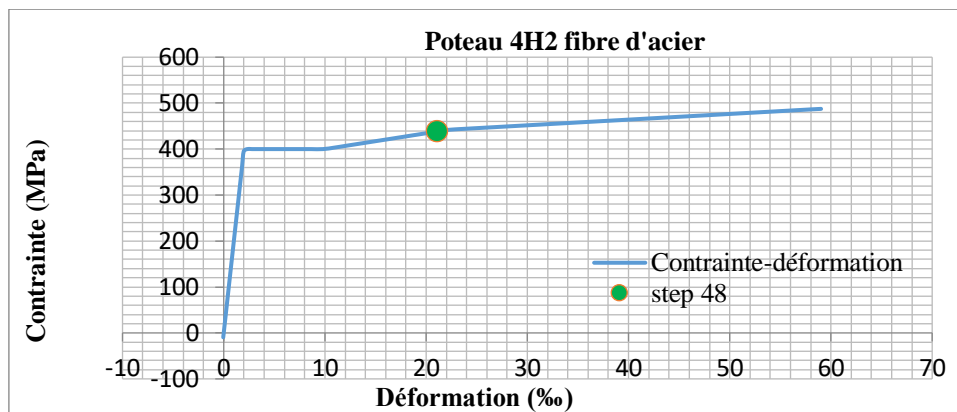


Figure IV.13: poteau 4 hinge 4H2 fibre d'acier

La fibre d'acier a largement dépassé la limite d'élasticité avec une contrainte de 438.3 MPa pour une déformation de 21‰. Cette fibre est totalement plastifiée.

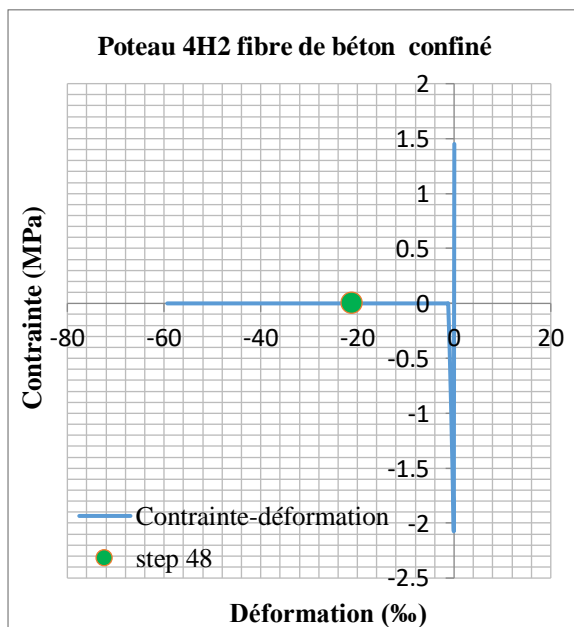


Figure IV.14: poteau 4 hinge 4H2 fibre de béton confiné

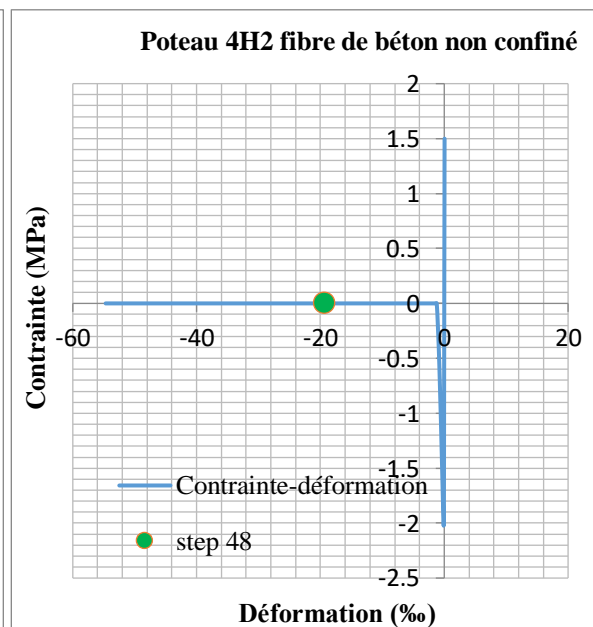


Figure IV.15: poteau 4 hinge 4H2 fibre de béton non confiné

On peut voir qu'au step 48 les fibres de béton on atteint de très grandes déformations (autour de 20‰), cette fibre est complètement fissurée en traction.

Tableau 10: Contraintes et déformations du poteau 4H2

Fibre	STEP	Contrainte(MPa)	Déformation(‰)	Etat
<b>Acier</b>	48	438.3	21	tendue
<b>Béton non confiné</b>	48	0	-21.22	tendue
<b>Béton confiné</b>	48	0	-19.37	tendue

- **Poteau 8**

Comme l'indique les diagrammes contraintes-déformations ce poteau est tendu .

### Poteau 8 hinge 1

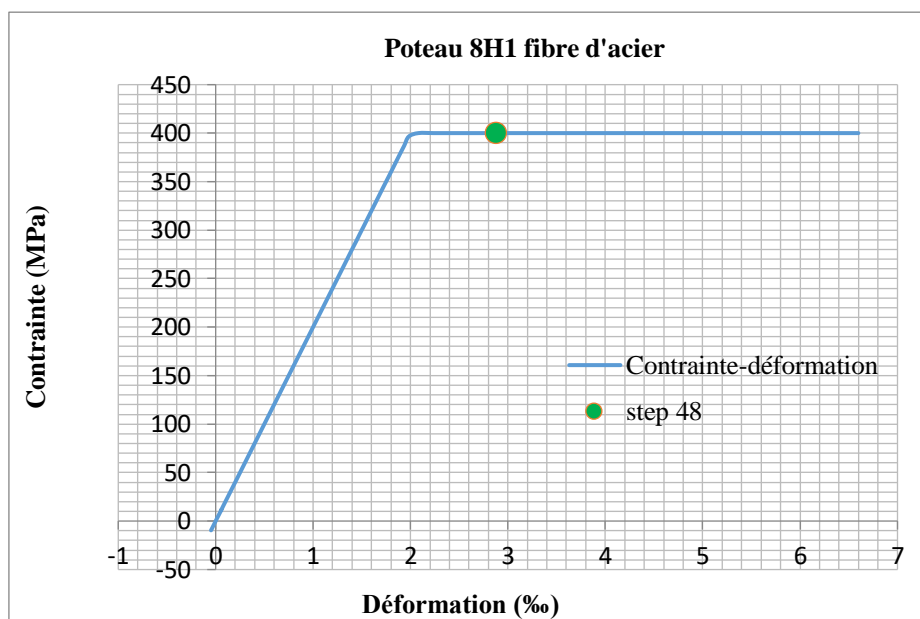


Figure IV.16: poteau 8 hinge 8H1 fibre d'acier

Au point de performance, la fibre d'acier dans le poteau 8H1 a déjà atteint sa limite élastique  $f_y$ , et n'ayant pas encore atteint les 10‰ de déformation elle reste encore dans le palier des 400MPa.

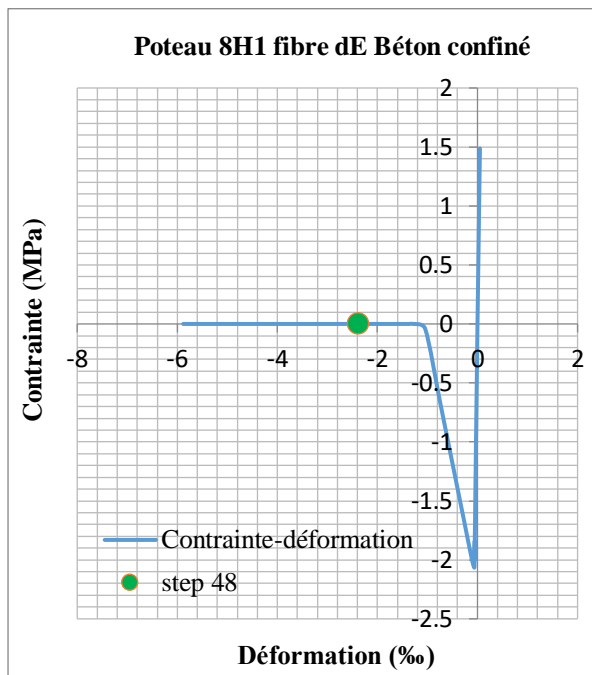


Figure IV.17: poteau 8 hinge 8H1 fibre de béton confiné

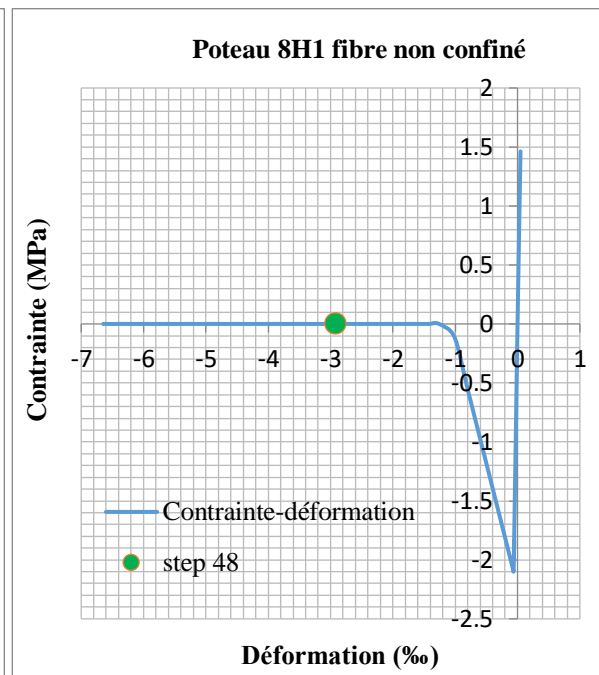


Figure IV.17 : poteau 8 hinge 8H1 fibre de béton non confiné

Tableau 11: Contraintes et déformations du poteau 8H1

Fibre	STEP	Contrainte(MPa)	Déformation(‰)	Etat
<b>Acier</b>	48	400	2.88	tendue
<b>Béton non confiné</b>	48	0	-2.91	tendue
<b>Béton confiné</b>	48	0	-2.38	tendue

Les fibres de bétons ont ruiné avec des déformations de 2.38‰ pour le béton confiné et 2.91‰ pour le béton non confiné.

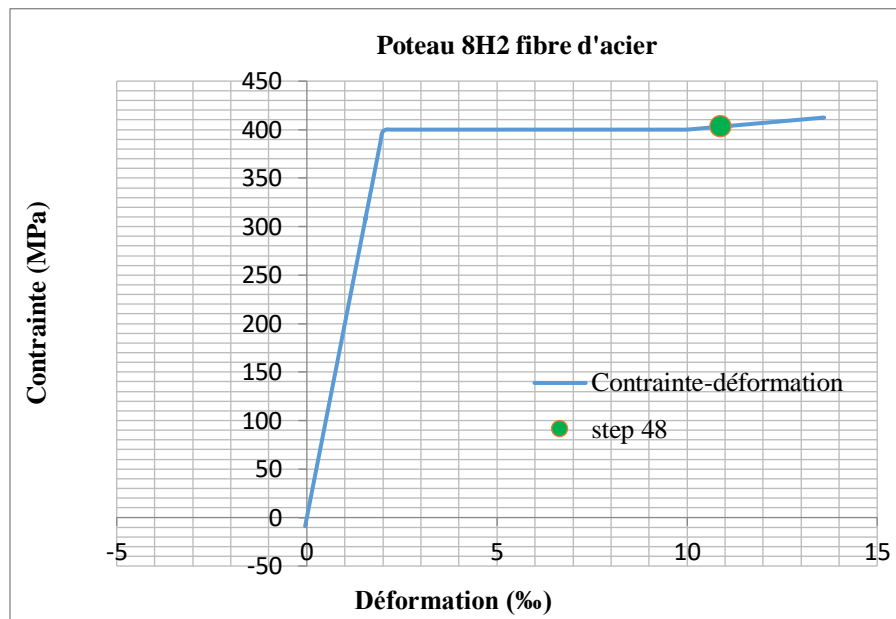
**Poteau 8 Hinge 2**

Figure IV.18 : poteau 8 hinge 8H2 fibre d'acier

Dans ce poteau (8h2) la fibre d'acier est en plasticité avec une contrainte de 403.04MPa et une déformation de 10.88‰.

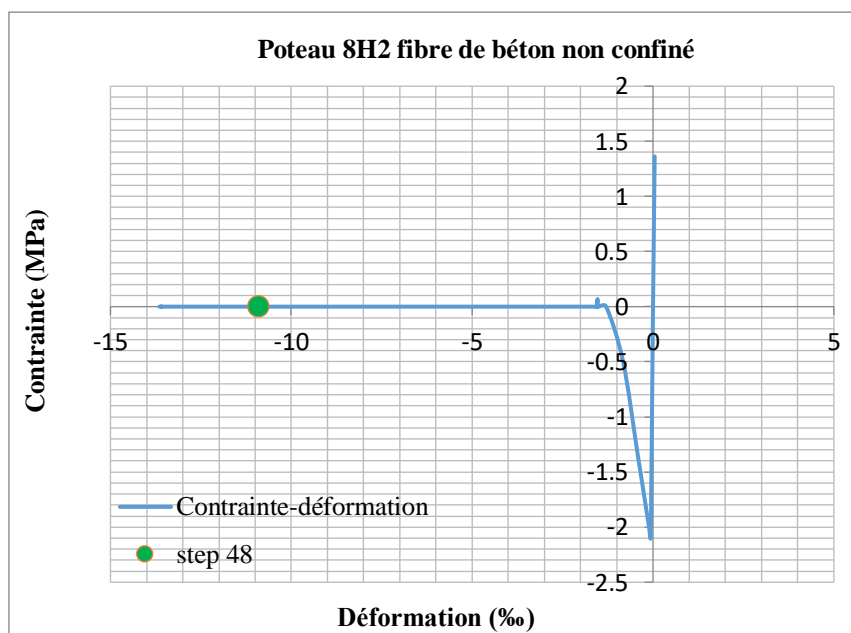


Figure IV.19 : poteau 8 hinge 8H2 fibre de béton non confiné

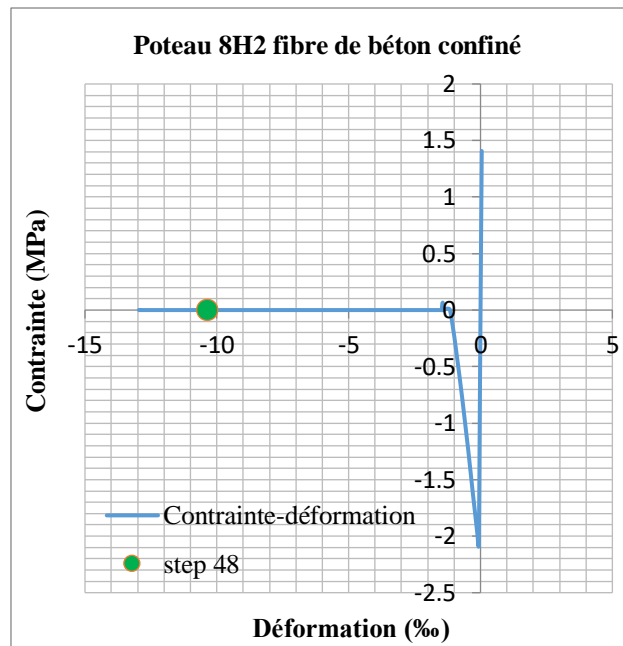


Figure IV.20 : poteau 8 hinge 8H2 fibre de béton confiné

Les fibres de béton se sont fissuré par traction avec de grandes déformations dépassant les 10‰.

Tableau 12: Contraintes et déformations du poteau 8H2

Fibre	STEP	Contrainte(MPa)	Déformation(‰)	Etat
<b>Acier</b>	48	403.04	10.88	tendue
<b>Béton non confiné</b>	48	0	-10.91	tendue
<b>Béton confiné</b>	48	0	-10.34	tendue

## Conclusion

Au niveau du point de performance, les fibres de béton des poteaux d'extrémité 4 et 8 subissent de grandes déformations en traction ; et vu la faible résistance du béton à cette sollicitation, on déduit qu'il s'est complètement fissuré. Quant aux fibres d'acier, elles ont subi des déformations dépassant les 10‰ indiquant qu'elles se sont plastifiées.

On peut conclure, que la traction dans les poteaux a entraîné la fissuration du béton et la plastification des armatures sans rupture.

Concernant les autres poteaux et les poutres de l'ES, RDC, au niveau du setp 48, ils sont toujours dans le palier élastique. (Voir annexe A).

- **Etat des voiles**

➤ **Etats des Contraintes et des déformations dans le voile au point de performance**

Dans ce qui suit, l'étude se fera sur le comportement pour chaque élément du voile au point de performance dans les deux premiers niveaux le voile contient quatre éléments dans chaque niveau et chaque élément a quatre nœuds comme le montre la (Figure IV.21)

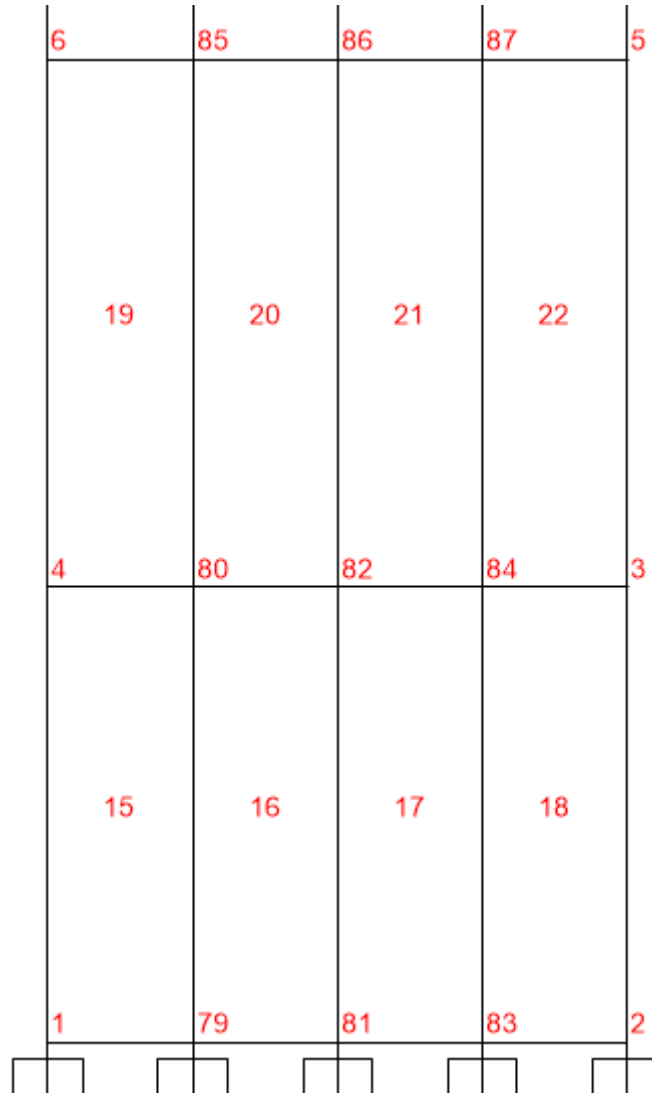


Figure IV.21: Répartition des éléments et des nœuds dans le voile (ES,RDC)

➤ **Etat de contrainte de la couche d'acier dans les éléments du voile**

On présente dans les figures les diagrammes contrainte-déformation couches d'acier et de béton du voile au niveau de la base au step 48.

On considère les éléments 15 et 16.

• **Elément 15**

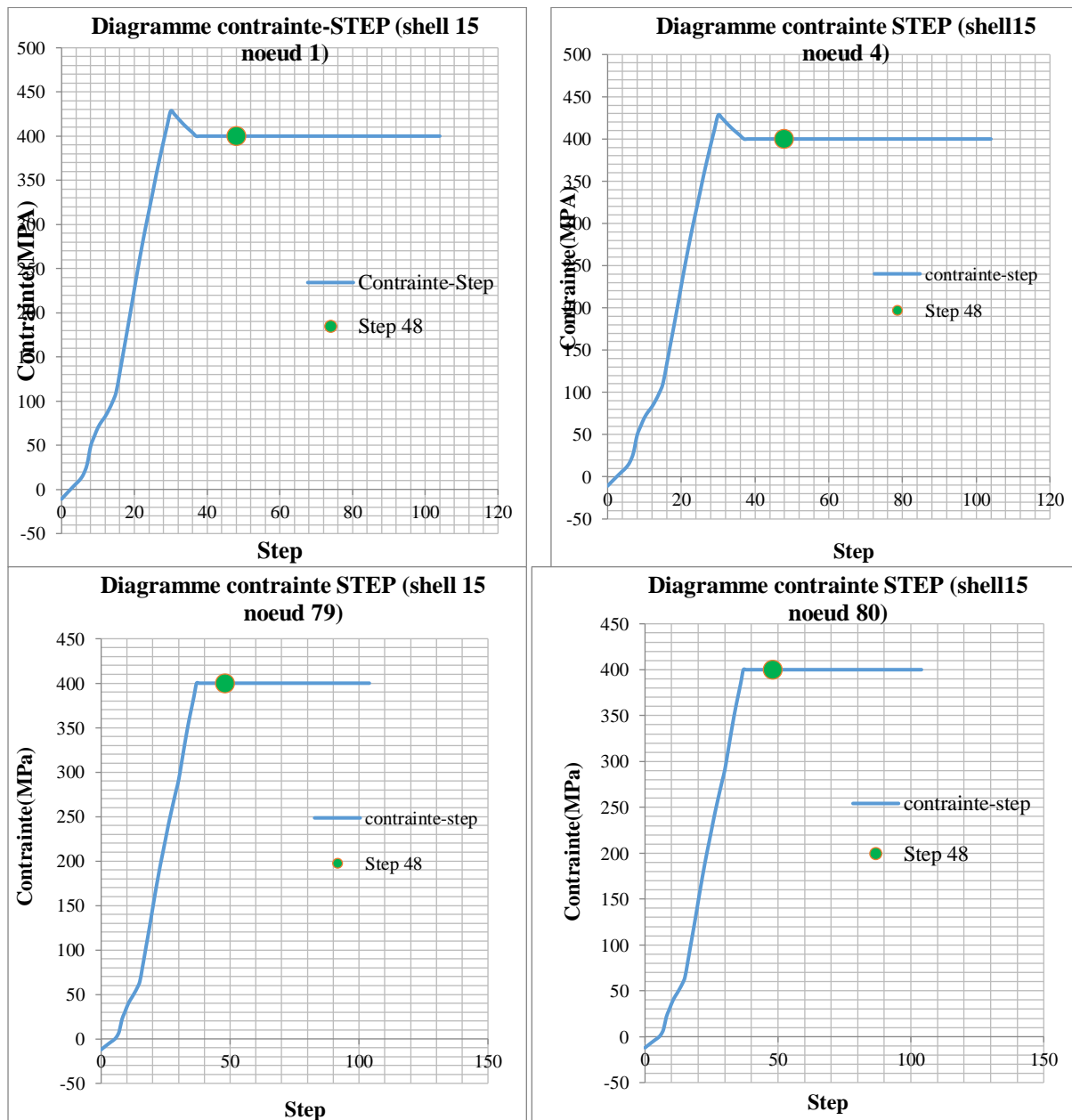


Figure IV.22 : courbe contrainte –step (acier) de l'élément 15 nœud (1-4-79-80)

La figures IV.22 représentent les contraintes dans la couche d'acier en fonction des step. On constate qu'au step 48 l'acier de l'élément 15 est tendu et plastifié, avec une contrainte d'une valeur de 400 MPa.



- **Elément 16**

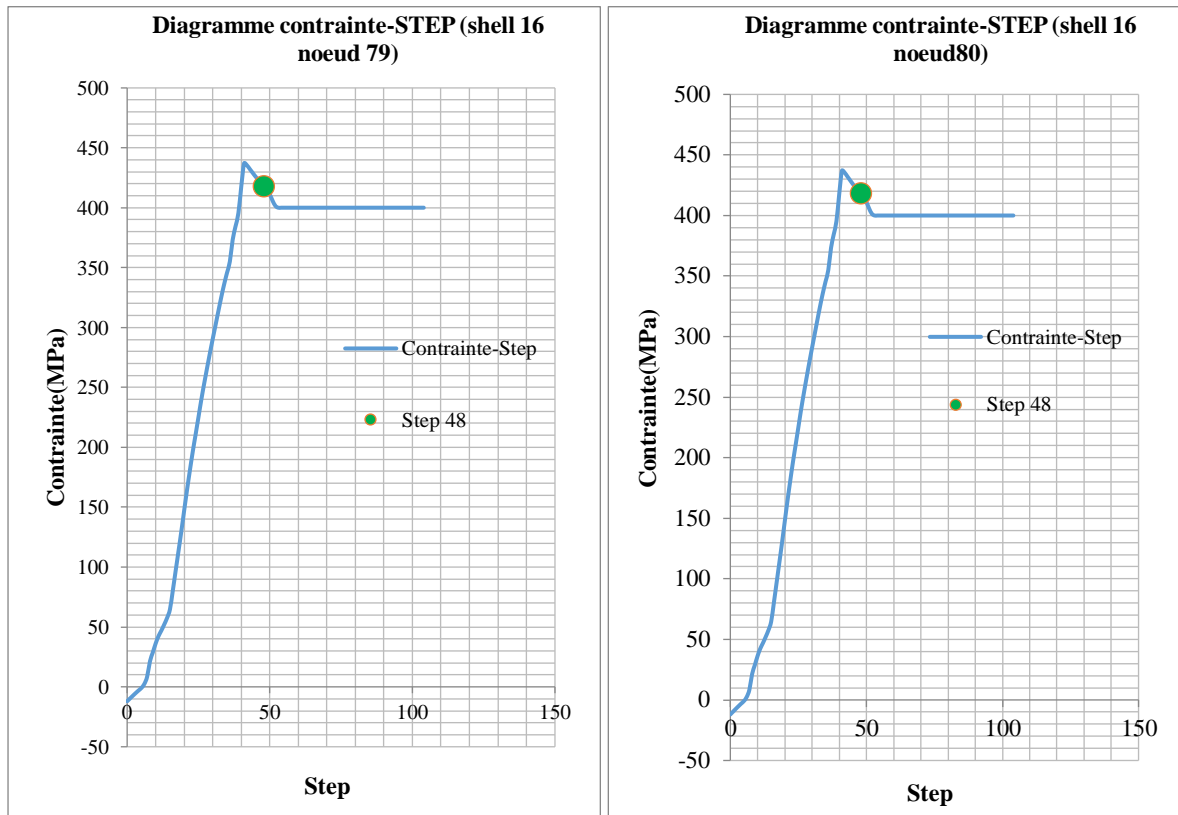


Figure IV.23: courbe contrainte-step( acier) de l'élément 16 nœud (79-80)

La figure(IV.23) représente les contraintes en fonction des step pour l'acier. on constate au niveau du step 48 que les nœuds ont subi des contraintes de traction proches de la contrainte limite élastique ce qui entraîne une légère plastification dans les deux nœuds.

Les nœuds (81-82) sont toujours dans le domaine élastique (voir annexe B).

➤ **Etat des déformations dans le voile**

Dans ce qui suit, nous présentons les déformations dans les deux premiers niveaux du voile.

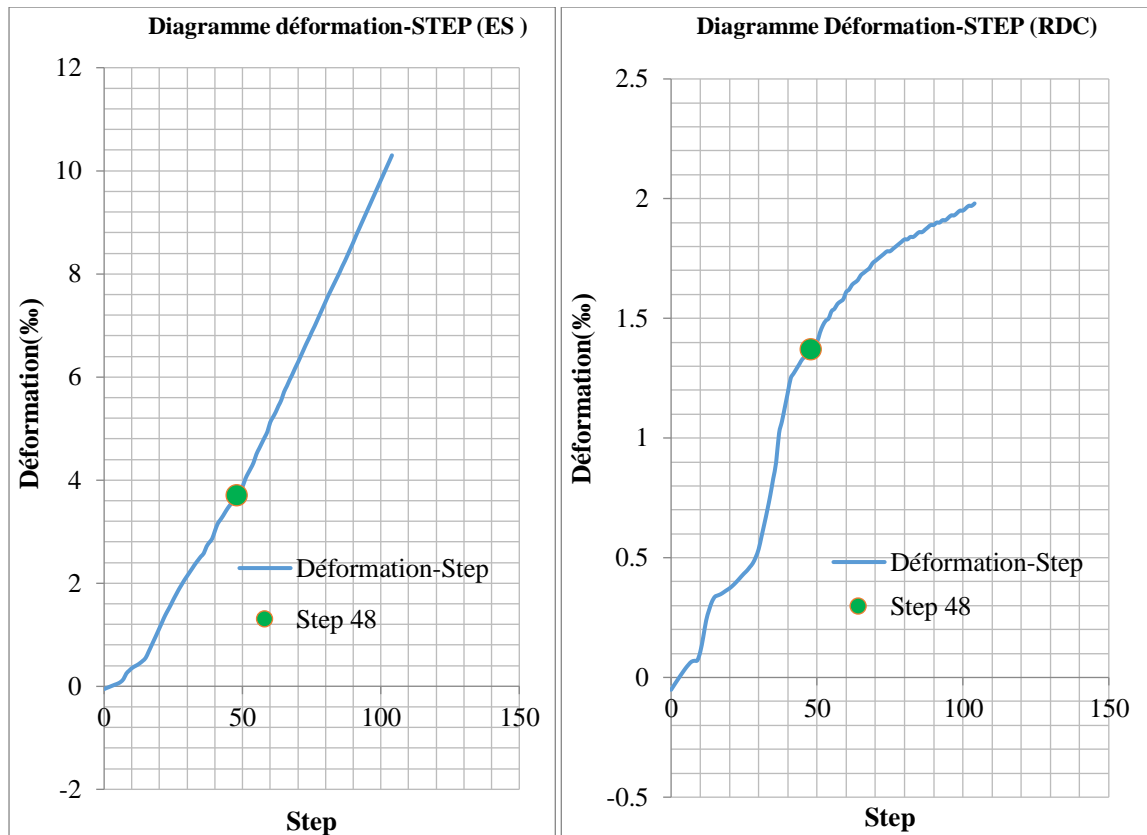


Figure IV.24: Courbe déformation en fonction des step (ES et RDC)

On peut voir qu'au step 48 les nœuds du voile on atteint des petites déformations.

Tableau 13: Déformation de l'ES et RDC de l'exemple 1

Niveaunœud	STEP	Déformation(‰)
ES	4-148	3,70
RDC	6-4 48	1,37

➤ **Etat de contrainte et déformation de la couche d'acier dans les éléments du voile**

• **Elément15**

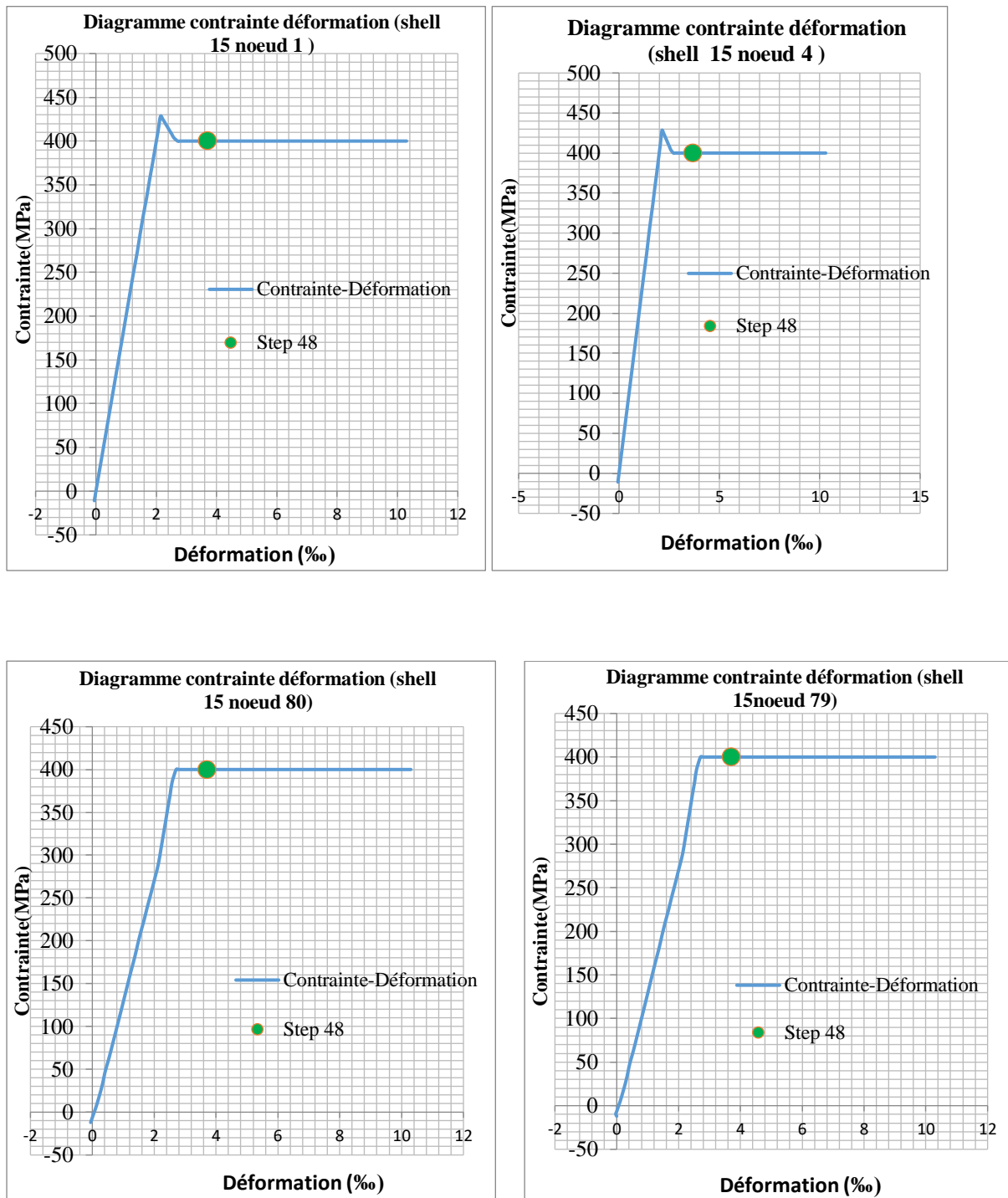


Figure IV.25:coubre contrainte-déformation( acier) de l'élément 15 noeud(1-4-79-80)

La figure (IV.25) représentent les contraintes en fonction des déformations de la couche d'acier, on constate qu'au step 48 tous les nœuds ont une contrainte de 400Mpa avec des déformations qui ne dépassent pas les 4‰.

Voir le tableau ci-dessous

Tableau 14 : contraintes et déformations de l'élément 15

Shellnœud	STEP	Contrainte(MPA)	Déformation(‰)
148	400	3.7	
15	448	400	3.7
80	48	400	3.7
7948	400	3.7	

- **Élément 16**

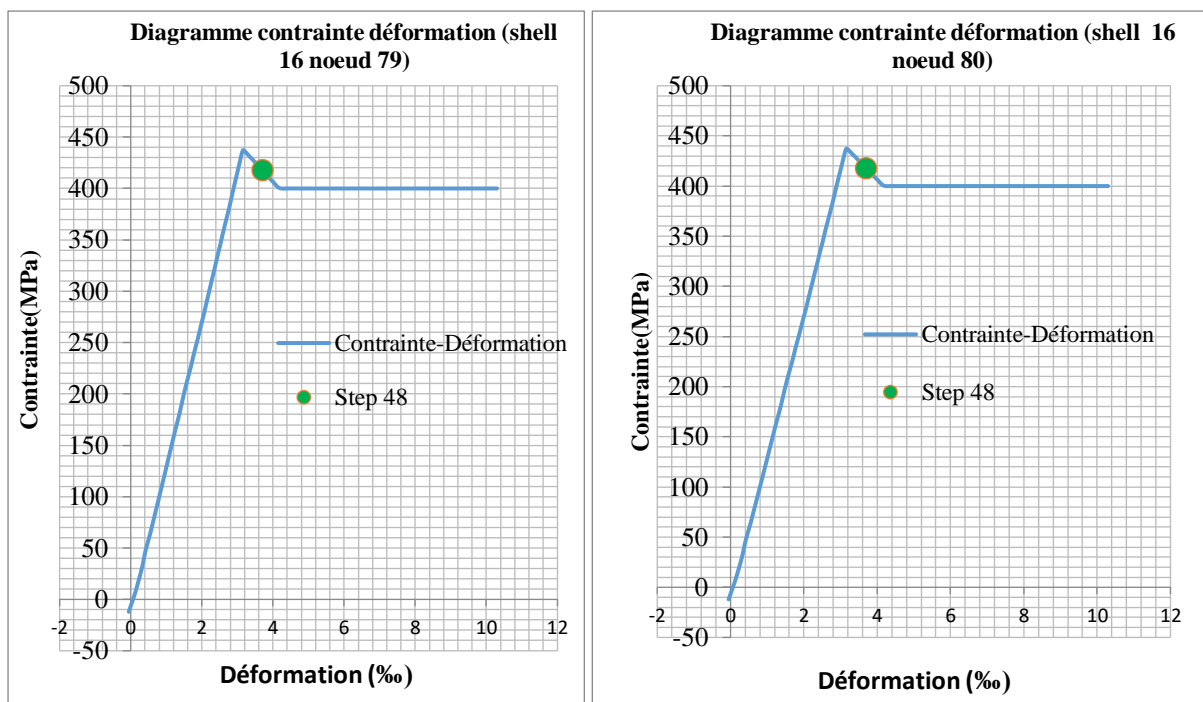


Figure IV.26: courbe contrainte déformation (acier) de l'élément 16 nœud (79-80)

La figure (IV.26) représentent le comportement de l'acier. On constate qu'au point de performance les deux nœuds (79-80) sont dans le palier plastique sans que les déformations n'excèdent les 10‰.

Tableau 15 : contraintes et déformations de l'élément 16

Shell nœud	STEP	Contrainte(MPa)	Déformation(‰)
16	7948	417,6668	3.7
	80	48	417,6668

### Conclusion

On remarque que pour ces nœuds la couche de d'acier a subi une contrainte de traction de près de 400 MPa avec une déformation correspondante de 3.7‰. L'acier n'a pas encore atteint sa capacité maximale vu que la déformation n'a pas encore atteint les 10‰

➤ **Etat de contrainte de la couche de béton dans les éléments du voile**

• **Element 15**

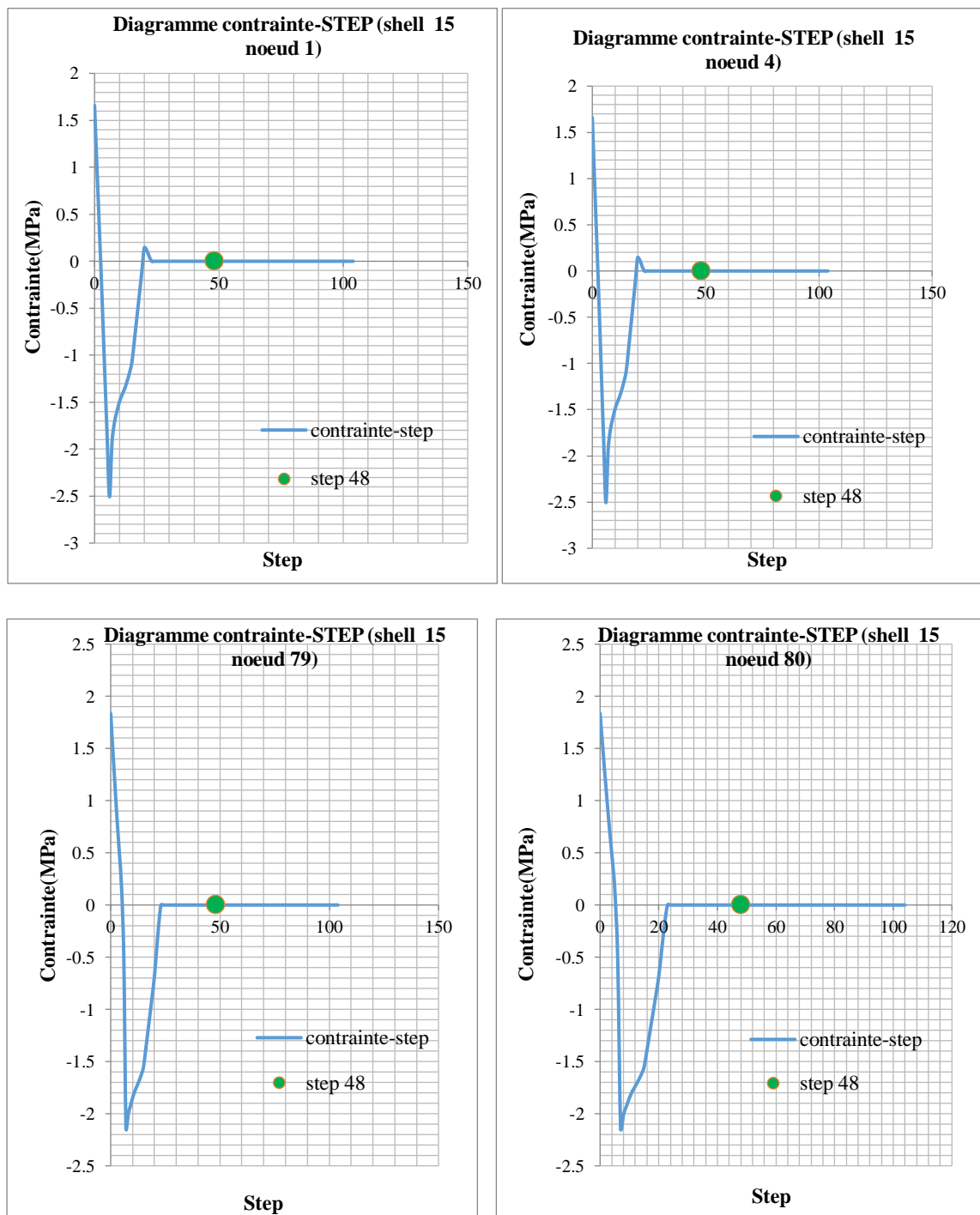


Figure IV.27: courbe contrainte step (béton) de l'élément 15 nœud (1-4-79-80)

Après avoir analysé les diagrammes contraintes-Step du voile pour la couche du béton de chaque élément, on se rend compte, qu'au niveau du point de performance (step 48), la contrainte est nulle après avoir atteint une contrainte de traction maximale qui a atteint les 2.5 MPa pour les deux nœuds (1-4), les résultats sont présentés dans la figure (IV.27).

- **Element 16**

L'élément 16 au step 48 a une contrainte nulle pour les quatre nœuds. Par ailleurs on remarque que notre élément subit des contraintes de traction d'une valeur maximale de 2.5 MPa, les résultats sont présentés dans la figure (IV.28)

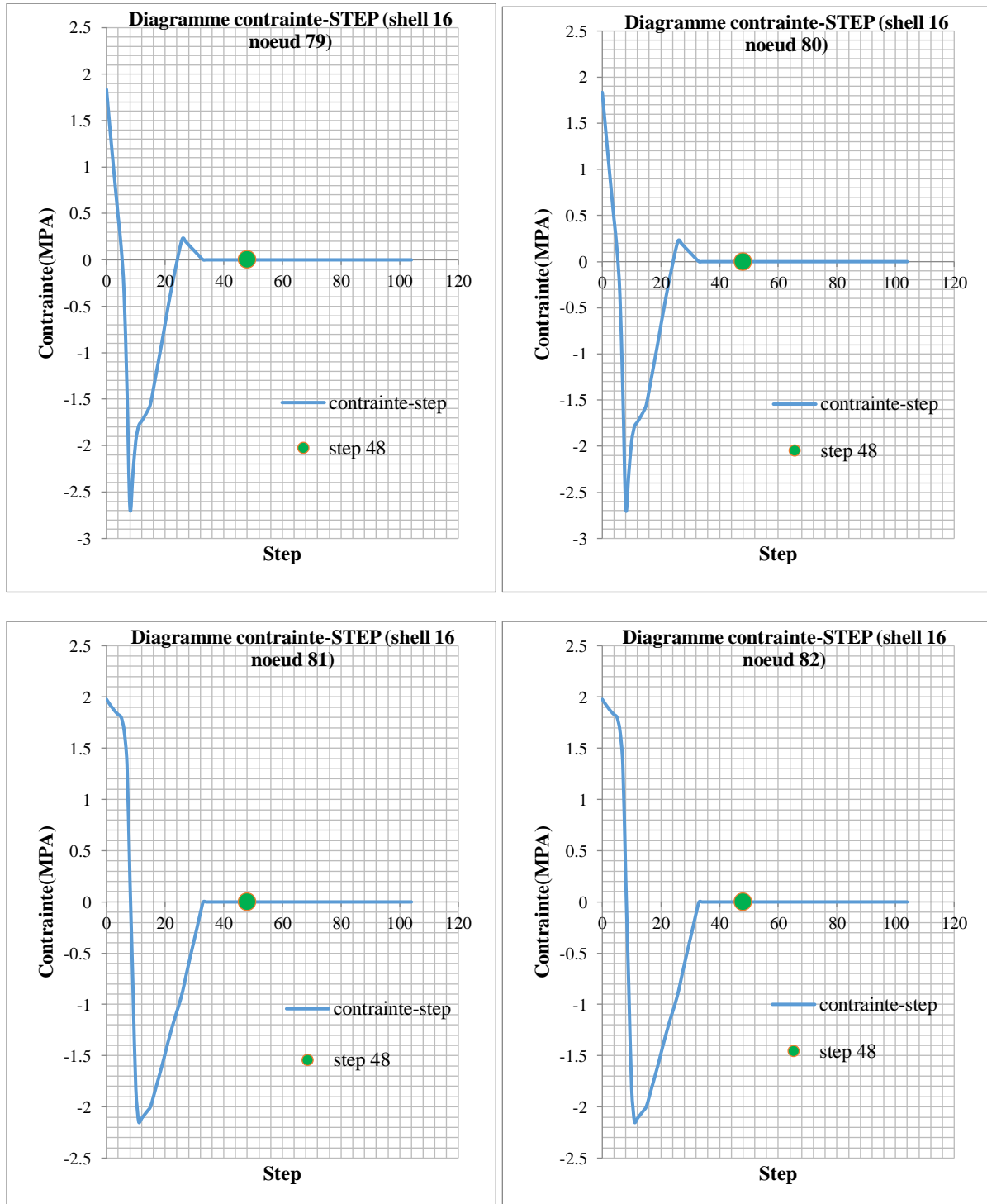


Figure IV.28: courbe contrainte step (béton) de l'élément 16 nœud (79-80-81-82)

➤ **Etat de contrainte et déformations dans les éléments du voile pour le béton**

• **Element 15**

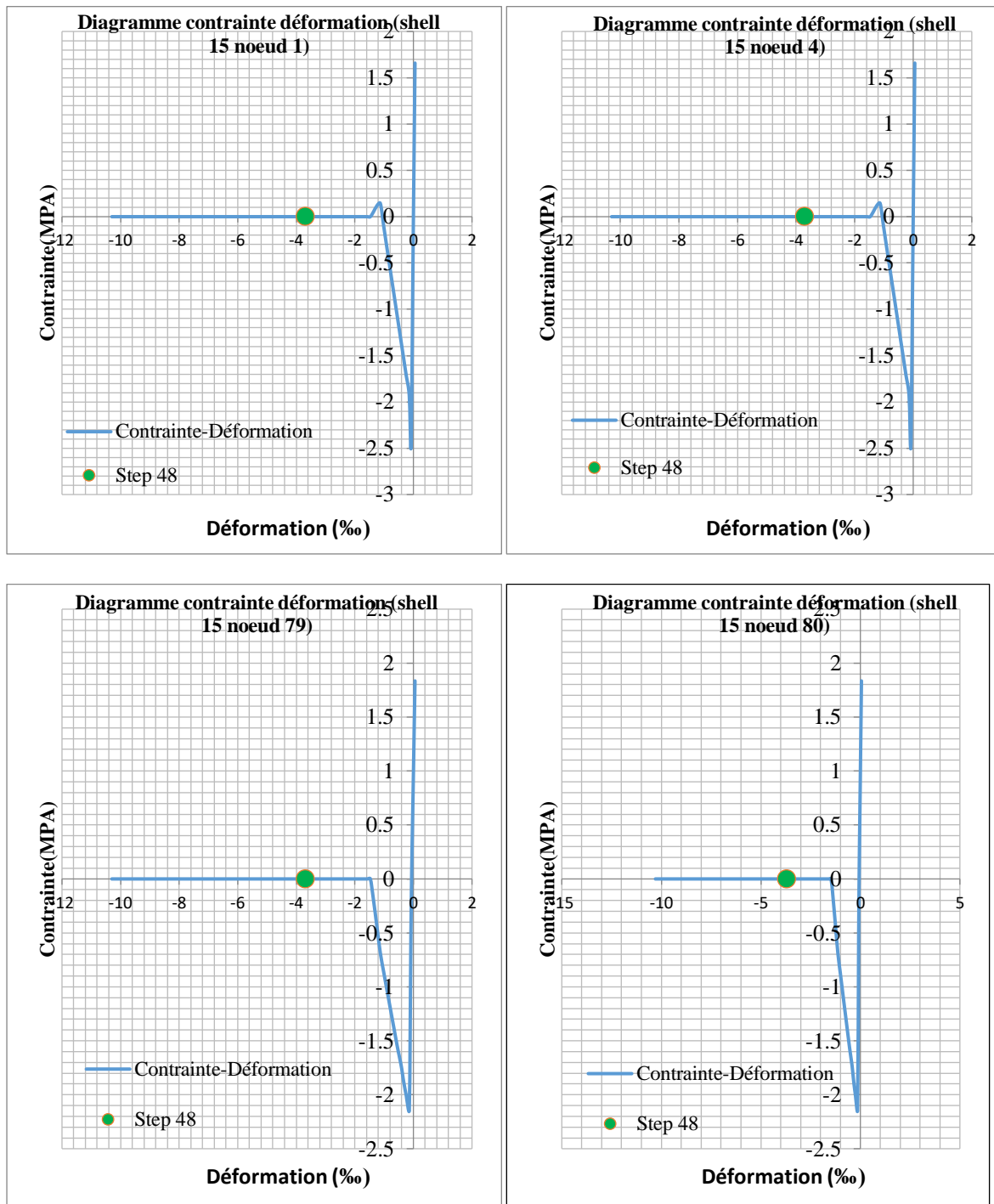


Figure IV.29: courbe contrainte déformation (béton) de l'élément 15 nœud (1-4-79-80)



• Element 16

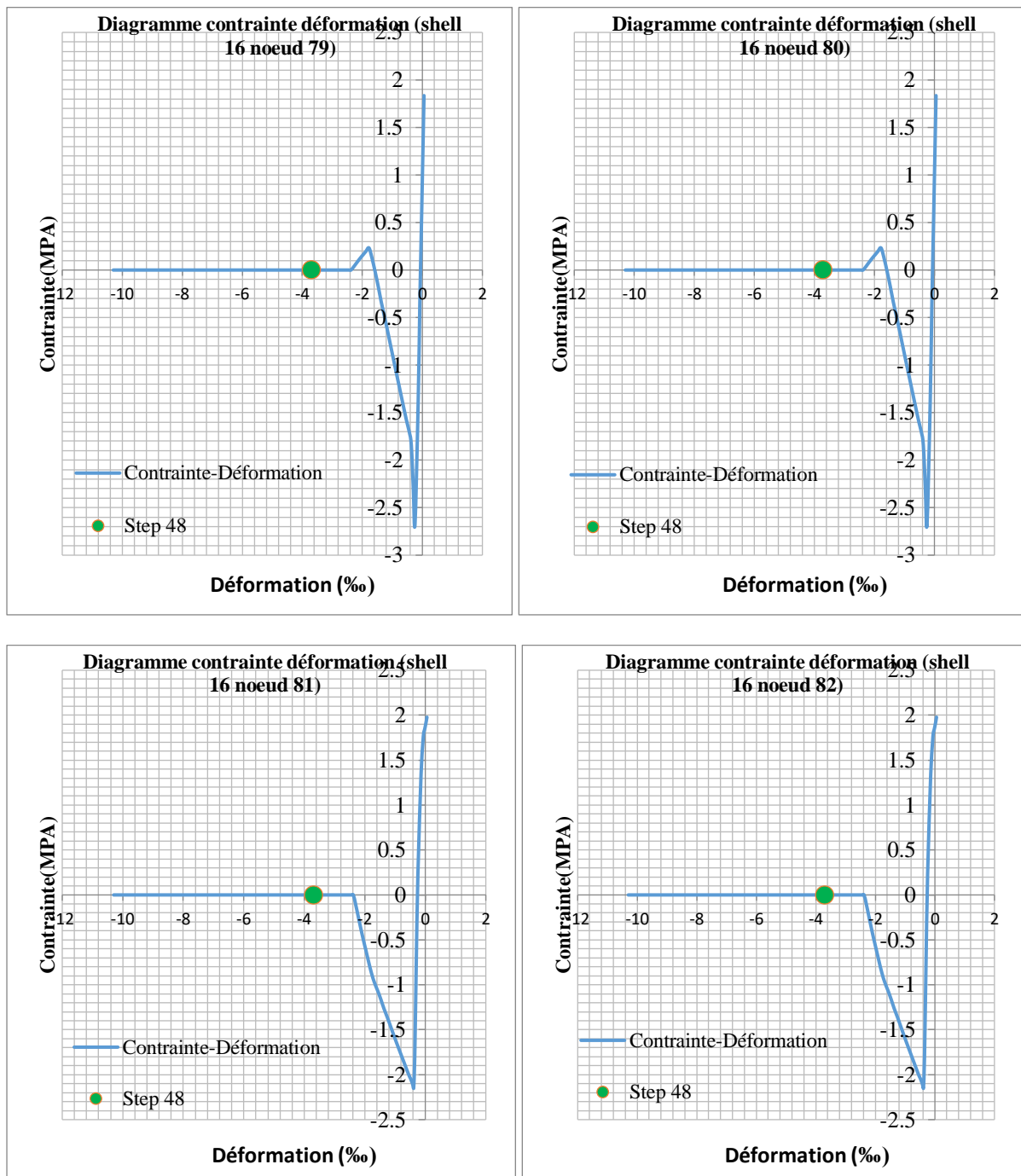


Figure IV.30: courbe contrainte déformation (béton) de l'élément 16 nœud (79-80-81-82)

On constate d'après les diagrammes (contrainte-déformation) figures (IV.29),(IV.30) de la couche de béton au step 48, que les contraintes sont nulles et les déformations différentes de zéro ce qui produit des ouvertures de fissures.

### Conclusion

D'après l'analyse des résultats au point de performance, on a conclu que la partie la plus endommagée du voile est celle à la base. On a obtenu un comportement quasiment idéal, avec un béton fissuré en traction, et l'acier qui reprend les efforts subis par le béton puisque il n'a pas atteint les 10 ‰ de déformation. On peut donc dire que la structure a encore de la réserve comme l'avait prévu le RPA99 v2003. Mais pour voir si la structure tient encore au-delà de l'accélération cible, on refait une étude au niveau du step correspondant à 150% du déplacement cible dans le cas où l'événement dépasse les prévisions du règlement.

#### ➤ Résultats de l'application 1 au-delà du point de performance

1.5  $D_{\text{cible}} = 0.381\text{m}$  qui correspond au step 71

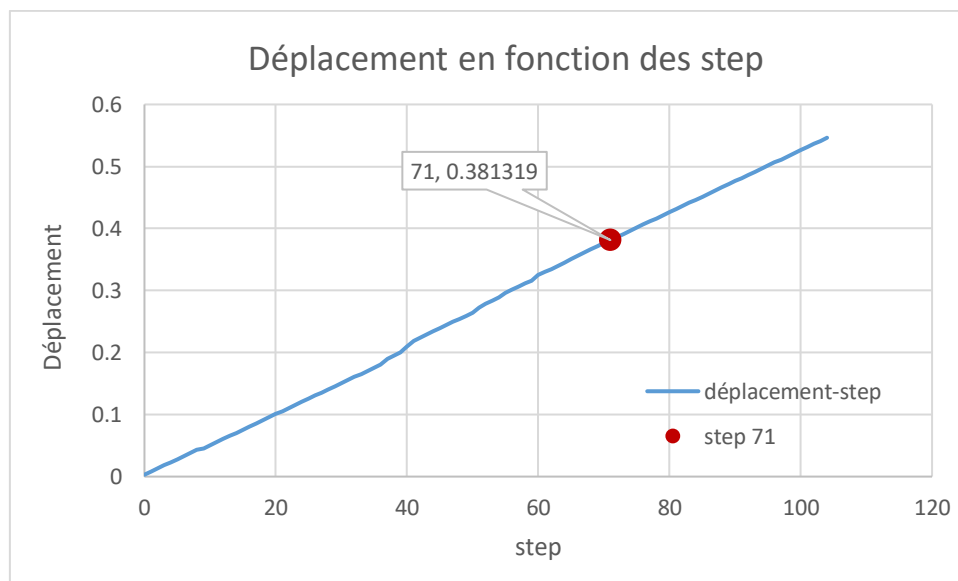


Figure IV.31: Diagramme des déplacements en fonction des step (exemple 1)

➤ **Etat des fibres au-delà du point de performance**

A ce niveau (à 150% du déplacement cible), il n'y a que le hinge 2H1 (poteau 2) qui est passé de l'état élastique au step 48 à l'état plastique au step 71 comme montré dans les figures (IV.32), (IV.33), (IV.34).

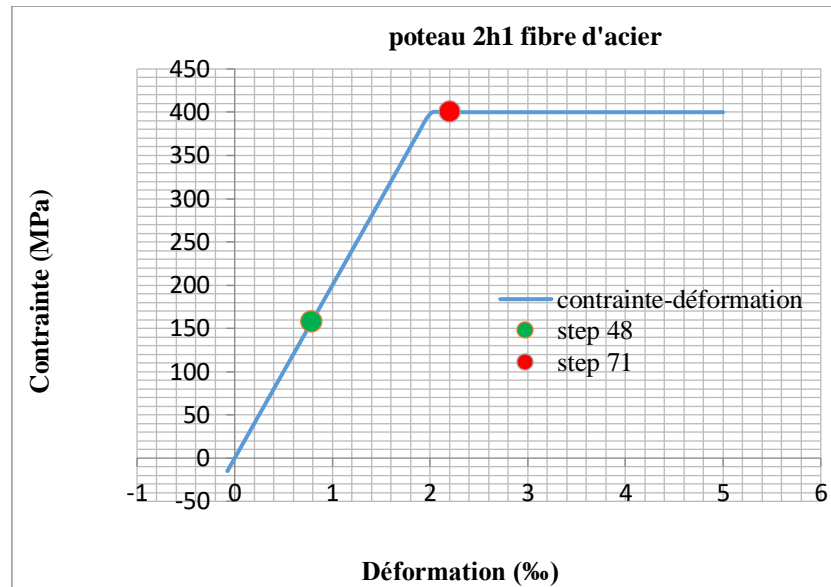


Figure IV.32 : poteau 2H1 fibre d'acier

On constate que la fibre d'acier du poteau 2H1 est entrée dans le palier plastique avec une contrainte de 400 MPa sans atteindre les 10‰ de déformation. voir figure (IV.32)

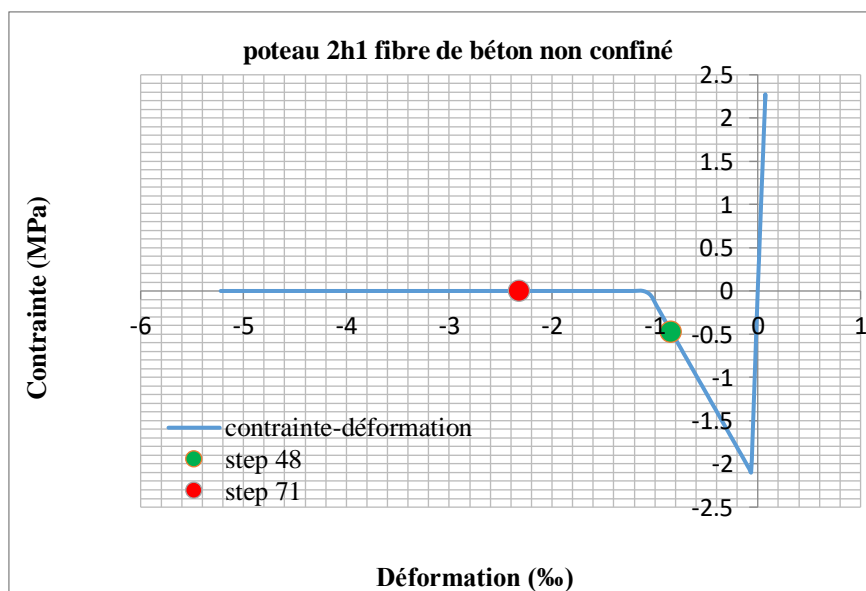


Figure IV.33 : poteau 2H1 fibre de béton non confiné

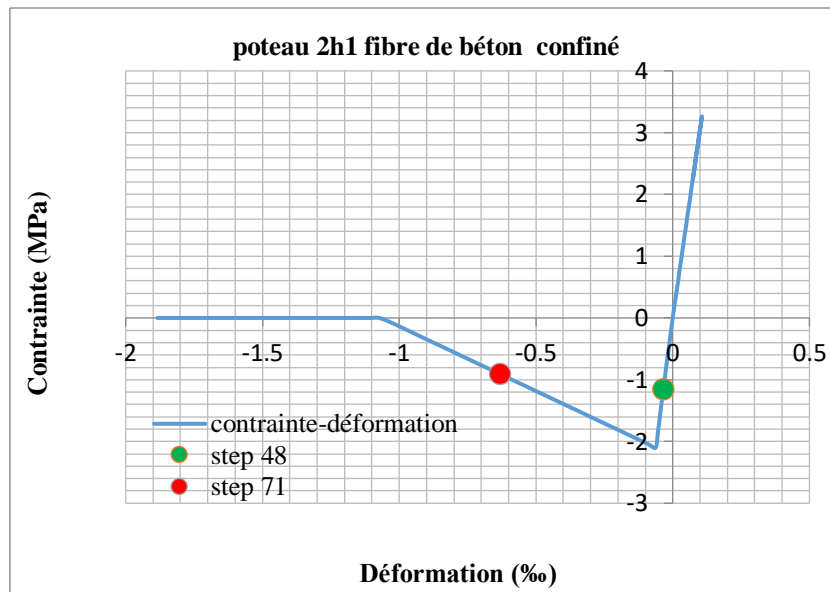


Figure IV.34 poteau 2H1 Fibre de béton confiné

Concernant les fibres de béton (confiné et non confiné) du poteau 2H1 elle subit des fissuration en traction

#### ➤ Etat des Voiles au-delà du point de performance

##### • La couche de Béton

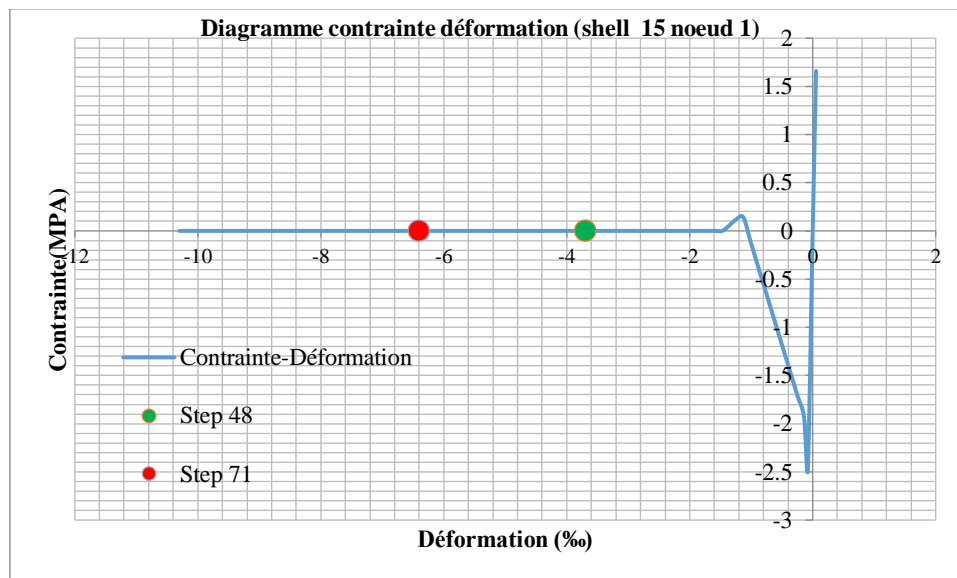
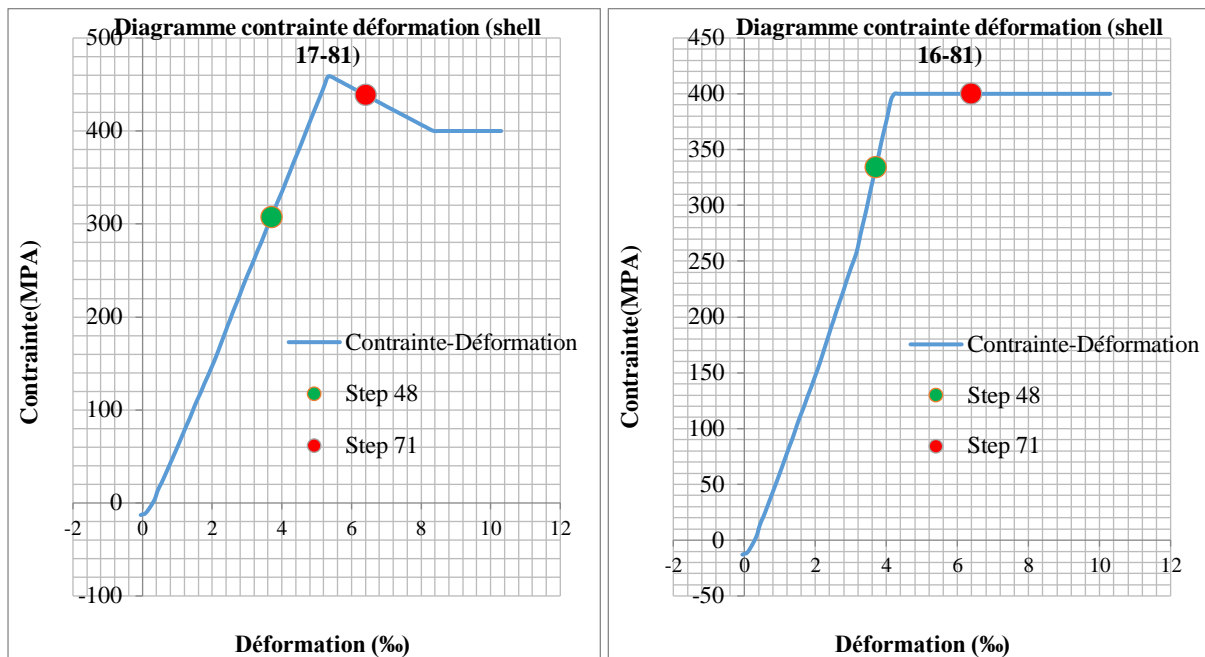


Figure IV.35 : courbe contrainte déformation (béton) de l'élément 15 nœud 1

La couche du béton dans les éléments (15,16) donne des résultats similaires à chaque nœud une contrainte nulle et une déformation qui atteint 6,4 ‰ comme le montre la figure (IV.35)

• La couche d'acier



FigureIV.36 :courbe contrainte déformation (acier) de l'élément 17 nœud 81et 16 nœud 81

Pour la couche d'acier les éléments (16,17) ont passé d'un état élastique à un état plastique voir le figure (IV.36) et le( tableau 16)

Tableau 16:contraintes et déformations des éléments 16 et 17

Shellnœud	STEP	Contrainte(MPA)	Déformation(‰)
16	81	71400	6.4
	82	71 400	6.4
17	81	71 438.68	6.4
	82	71 438.68	6.4

Pour le reste des éléments ils restent tous en état élastique même au-delà de 150% du déplacement cible (voir annexe B).On conclue que la structure peut tenir même au-delà des prévisions du RPA.

- ❖ En plus d'envisager un séisme dépassant les prévisions du RPA, Nous avons aussi envisagé une accélération à la base venant de l'autre sens.pour prendre en compte l'effet cyclique d'une excitation sismique

Ci-dessous la courbe de capacité dans le cas d'une accélération opposée à celle de l'étude précédente (figure IV.37).

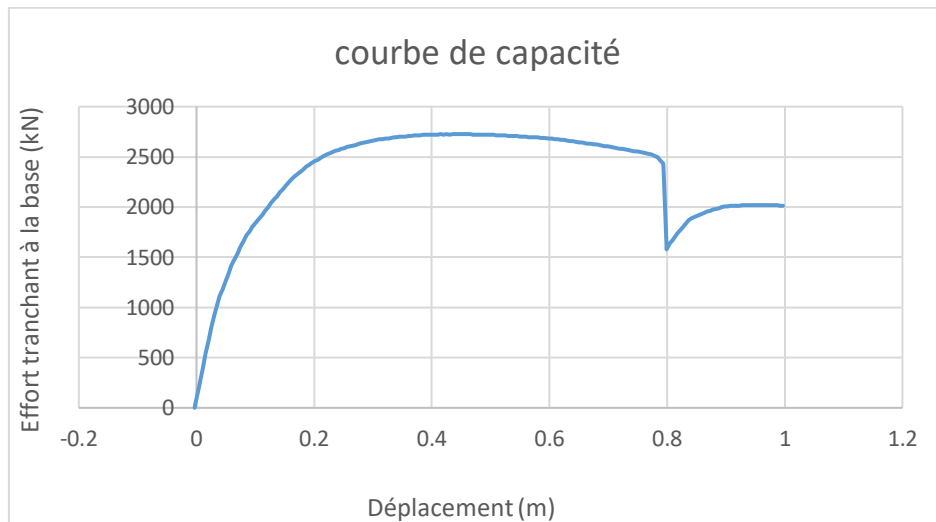


Figure IV.37: courbe de capacité (exemple 1) avec une accélération dans le sens (xx)

Dans ce cas le point de performance correspond au step 27, et celui des 150% du déplacement cible au step 74.

Les figures (IV.38, IV.39, IV.40) montrent un acier plastifié et un béton comprimé avec des contraintes très proches des 25 MPa dans le poteau 4.

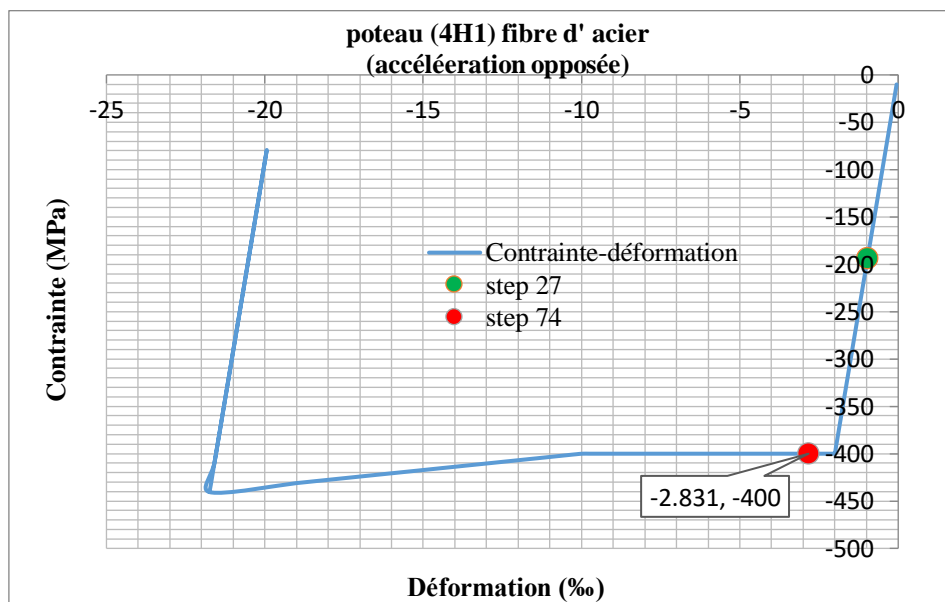


Figure IV.38 : poteau 4H1 fibre d'acier (accélération dans le sens (xx))

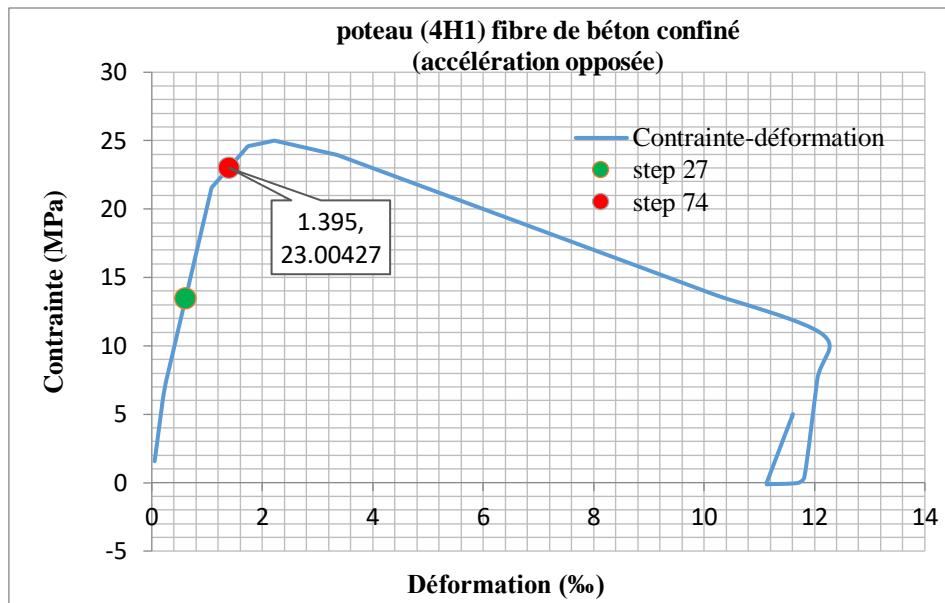


Figure IV.39 :poteau 4H1 fibre de béton confiné (accélération dans le sens (xx))

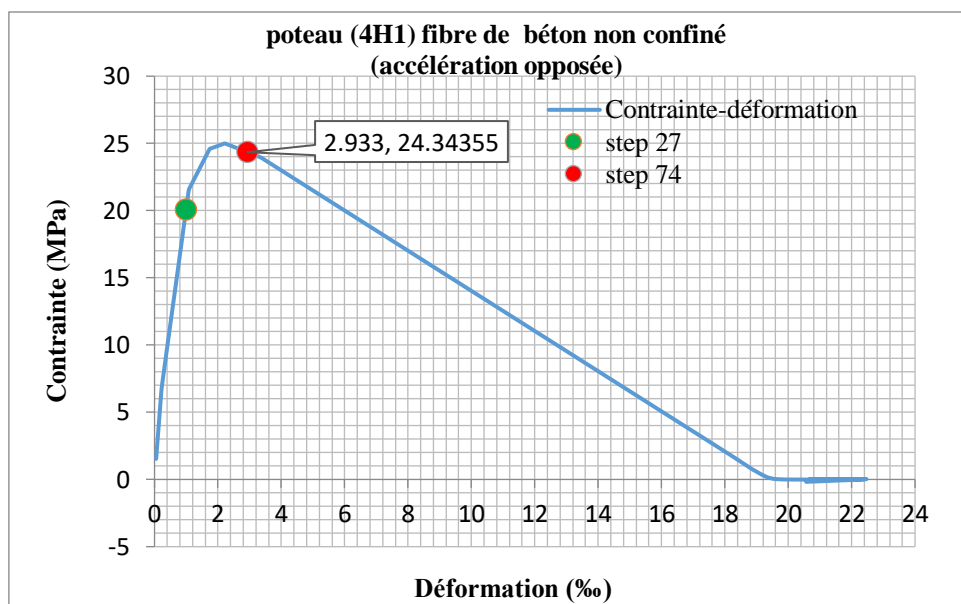


Figure IV.40 :poteau 4H1 fibre de béton non confiné (accélération dans le sens (xx))

On remarque dans ce cas que ce qui était précédemment tendu devient comprimé lorsque l'accélération change de sens. L'acier ayant une loi de comportement symétrique se plastifie de la même manière. En revanche, le béton ne subit plus de fissurations en traction mais une compression atteignant les 25 MPa à 150% du déplacement cible. À souligner qu'au point de performance le béton (confiné et non confiné) reste pratiquement dans le domaine élastique.

## IV.2.2 Application 2

### ➤ Détermination du point de performance sismique de la structure

De la même manière que dans l'application 1, il faut déterminer d'abord l' $A_{cc \text{ cible}}$

Dans ce cas :

$D=1.716$  (Facteur d'amplification dynamique), calculé suite à l'analyse modale de la structure en 2D. Avec une période propre  $T=0.738$  et un taux d'amortissement  $\zeta=8.5 \%$

$Q = 1.15$  (facteur de qualité)

$A$  : Coefficient d'accélération de zone = 0.15

$\zeta$ : Taux d'amortissement = 8.5 %

$A_{cc \text{ cible}} = 0.15 \times 1.716 \times 1.15 \times 10 = 2.96 \text{ m/s}^2$

$A_{cc \text{ cible}} = 2.96 \text{ m/s}^2$

$V_{\text{cible}} = 1980.249 \text{ kN}$

$D_{\text{cible}} = 0.1073 \text{ m}$

Step correspondant au point de performance : step 81

$1.5 D_{\text{cible}} = 0.1605 \text{ m}$  ; qui correspond au step 120.

Dans cet exemple nous allons nous intéresser uniquement aux éléments de la base de la structure (le RDC).

- **Etat des portiques**

Les portiques étudiés sont montrés dans la figure (IV.41) ci-dessous

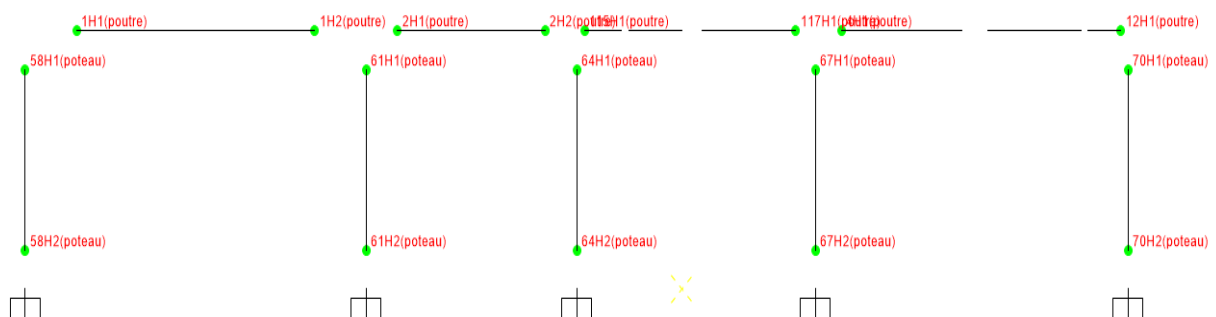


Figure IV.41: Répartition des Hinges dans les poteaux et poutres (exemple 2) RDC



Considérons le poteau 58 à l'extrémité du portique.

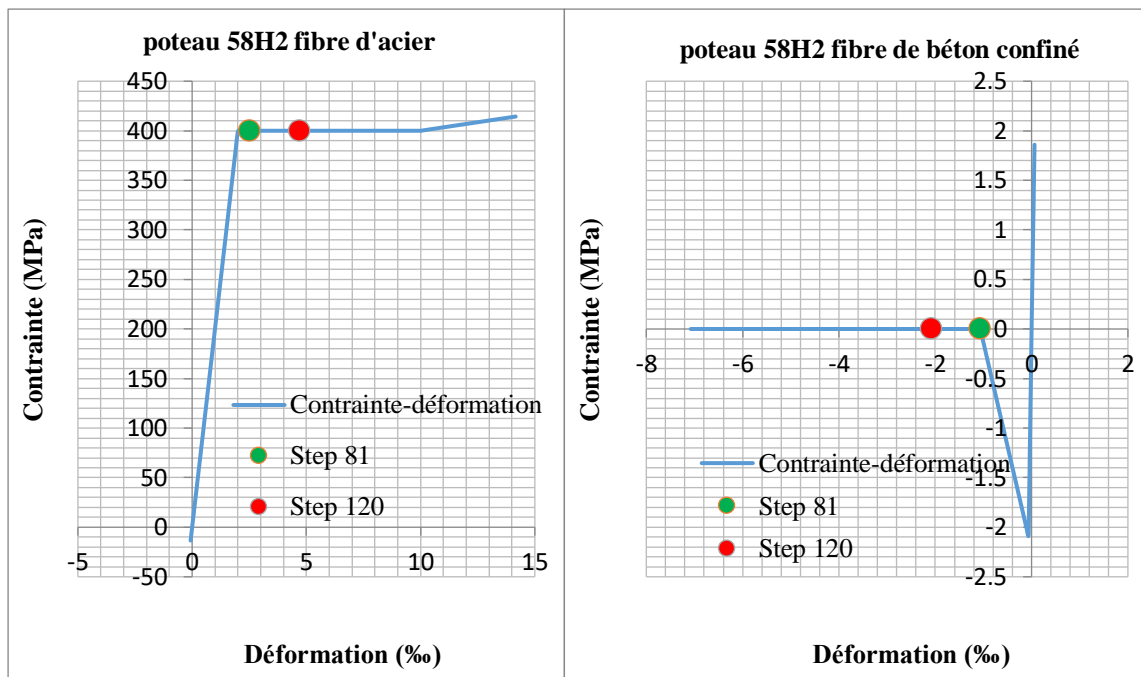


Figure IV.42 : poteau 58H2 fibre d'acier (exemple 2)

Figure IV.43 : poteau 58H2 fibre de béton confiné (exemple 2)

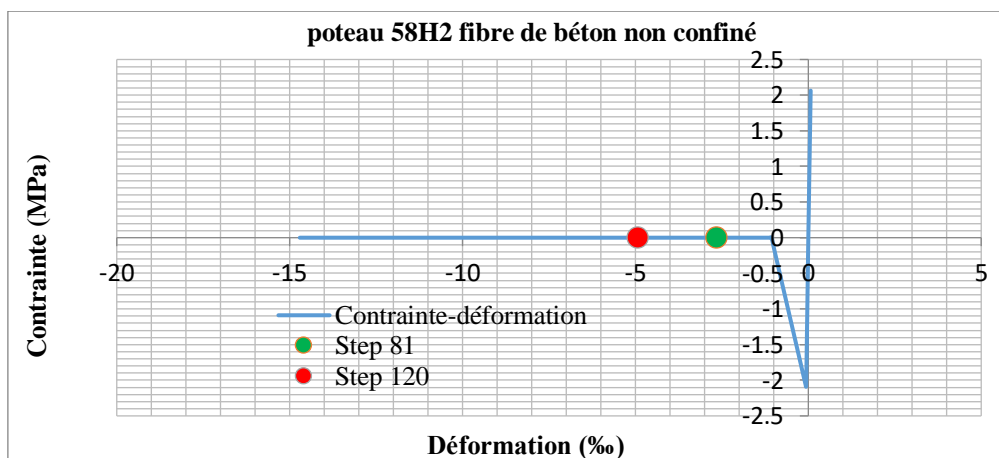


Figure IV.44 : poteau 58H2 fibre de béton non confiné (exemple 2)

On constate d'après les diagrammes contraintes-déformations, que les fibres de béton ont subi des contraintes de traction et que la fibre d'acier se plastifie sans atteindre les 10‰ de déformation. Le béton du poteau est donc fissuré en traction mais les armatures ont encore la capacité de résister.

Les poteaux 61 et 64 ont le même comportement que le poteau 58, les poteaux 67 et 70 ainsi que les poutres restent dans le domaine élastique.

- **Etat des voiles**

La figure IV(45,46) montre les éléments des voiles V1 et V2

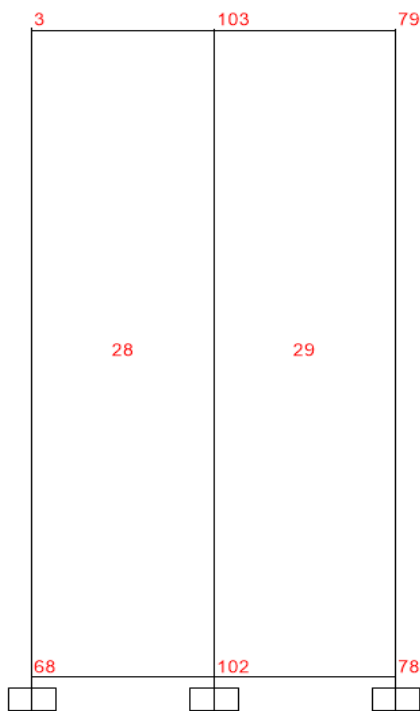


Figure IV.45 : répartition des éléments et des nœuds dans la voile V1 (exemple 2)

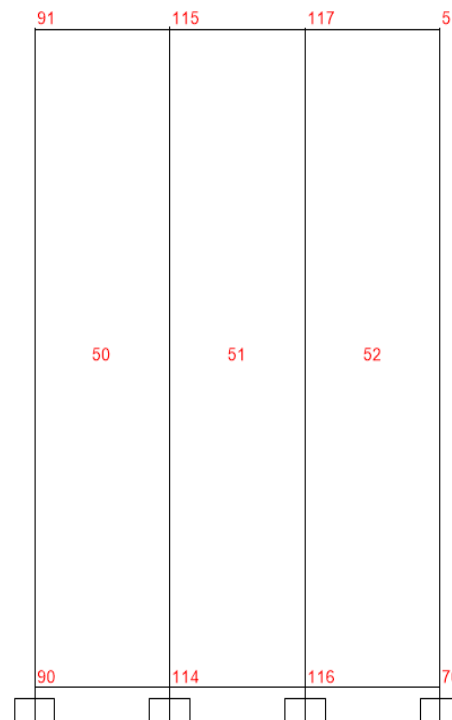


Figure IV.46 : répartition des éléments et des nœuds dans la voile V2 (exemple 2)

➤ **Etat des déformations dans la voile**

Nous présentons dans ce qui suit la déformation dans le premier niveau des voiles au step 81 et 120

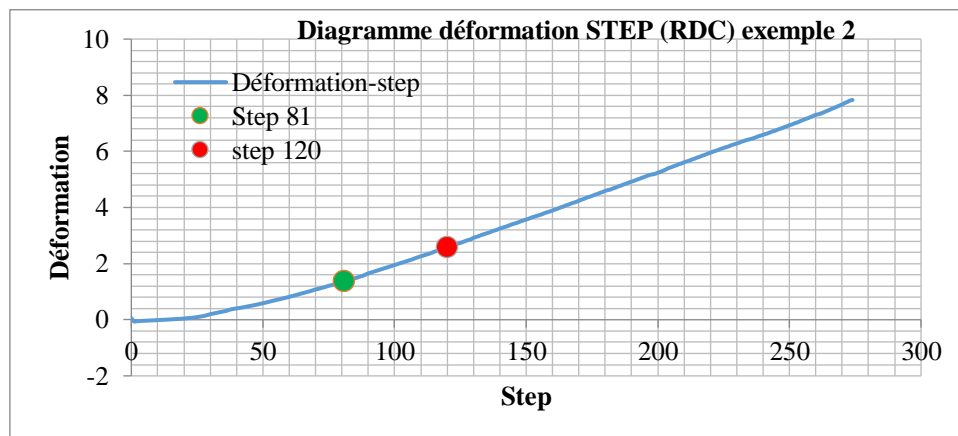


Figure IV.47 : courbe déformation-step (exemple 2)

On peut voir qu'au step 81 et 120 les nœuds du voile on atteint de petites déformations. voir le tableau ci-dessous

Tableau 17: Déformations du RDC de l'exemple 2

Niveau nœud	STEP	Déformation(‰)
RDC	68-381	1.37
RDC	68-3 120	2.58

Pour montrer l'état des voiles, nous considérons l'élément 28 du voile V1 au nœud 68, et l'élément 50 du voile V2 au nœud 114

• **Élément 28**

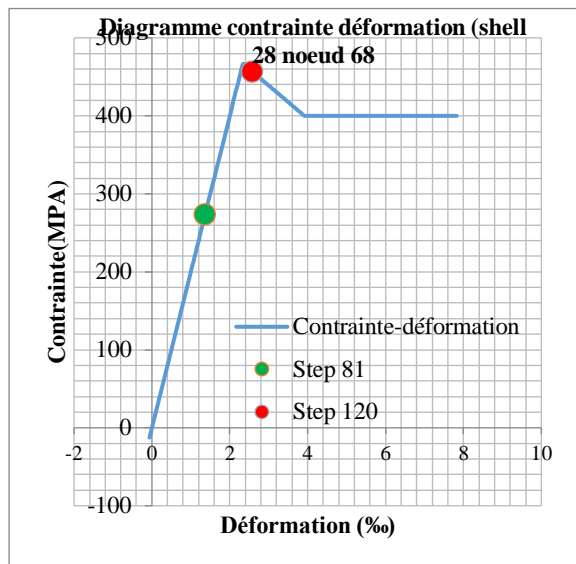


Figure IV.48 : courbe contrainte déformation (acier) de l'élément 28 nœud 68(exemple2)

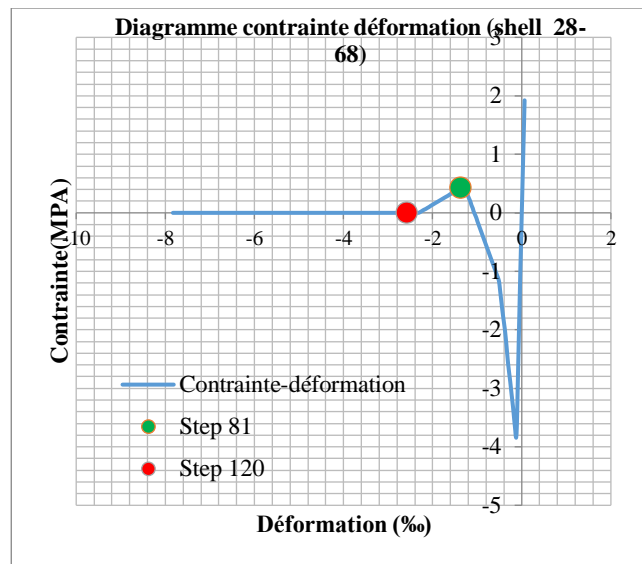


Figure IV.49 : courbe contrainte déformation (béton) de l'élément 28 nœud 68(exemple2)

Tableau 18: contraintes et déformations de l'élément 28 nœud 68

Shell nœud	STEP	Conainte(MPA)	Déformation(‰)
28(béton)	68 81	0.42	1.37
28(béton)	68 120	0	2.58
28(acier)68	81	273.54	1.37
28(acier)68	120	456.84	2.58

• **Elément 50**

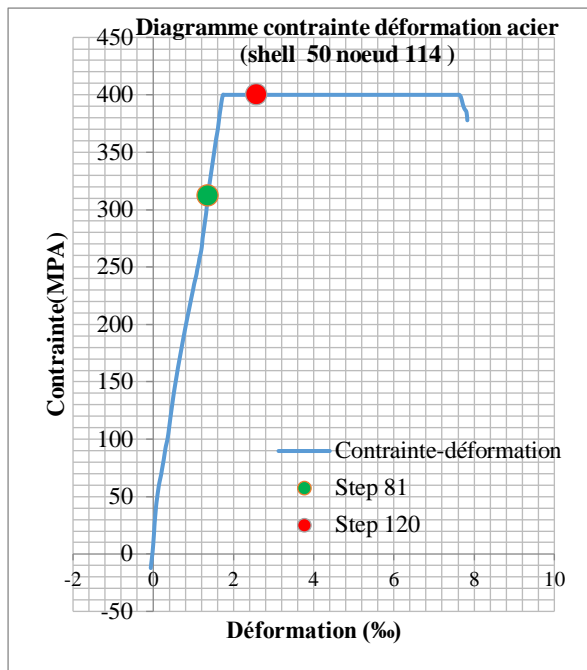


Figure IV.50 : courbe contrainte déformation (acier) de l'élément 50 nœud 114 (exemple 2)

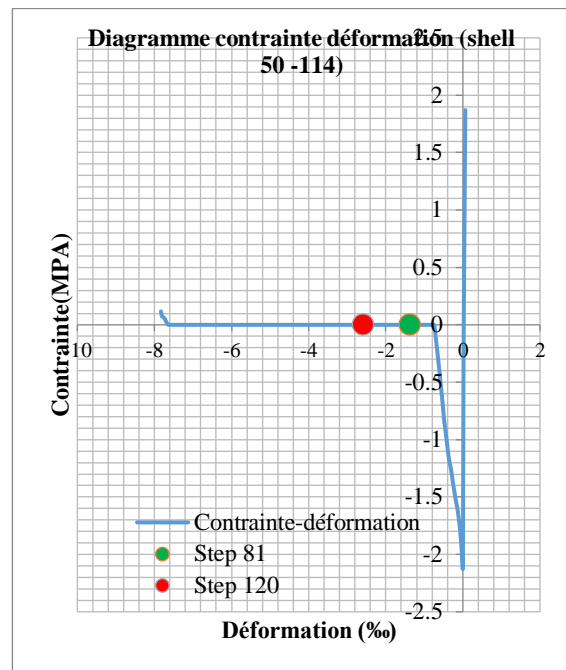


Figure IV.51 : courbe contrainte déformation (béton) de l'élément 50 nœud 114 (exemple 2)

Tableau 19: contraintes et déformations de l'élément 50 nœud 114

Shell nœud	STEP	Contraite(MPA)	Déformation(‰)
50(Béton)	114	0	1.37
50(béton)	114	120	0
50(acier)114	81	311.91481.37	
50(acier)114	120	400	2.58

On constate dans les deux éléments, qu'au point de performance, la couche de béton subit des contraintes de traction et que la couche d'acier est toujours élastique. Au step 120, en revanche, la couche d'acier se plastifie légèrement.

On conclue que le béton dans les voiles est complètement fissuré en traction mais que l'acier peut encore reprendre des efforts.

- ❖ Dans le cas où la structure subit une accélération dans l'autre sens que celui étudié, les éléments tendus de la structure se compriment. Mais contrairement au premier exemple, les contraintes dans le béton n'atteignent pas les 25 MPa. Il y a donc une compression des fibres et des couches de béton mais sans qu'il y ait écrasement.

Ci-dessous la courbe de capacité dans le cas d'une accélération opposée à celle de l'étude précédente (figure ).

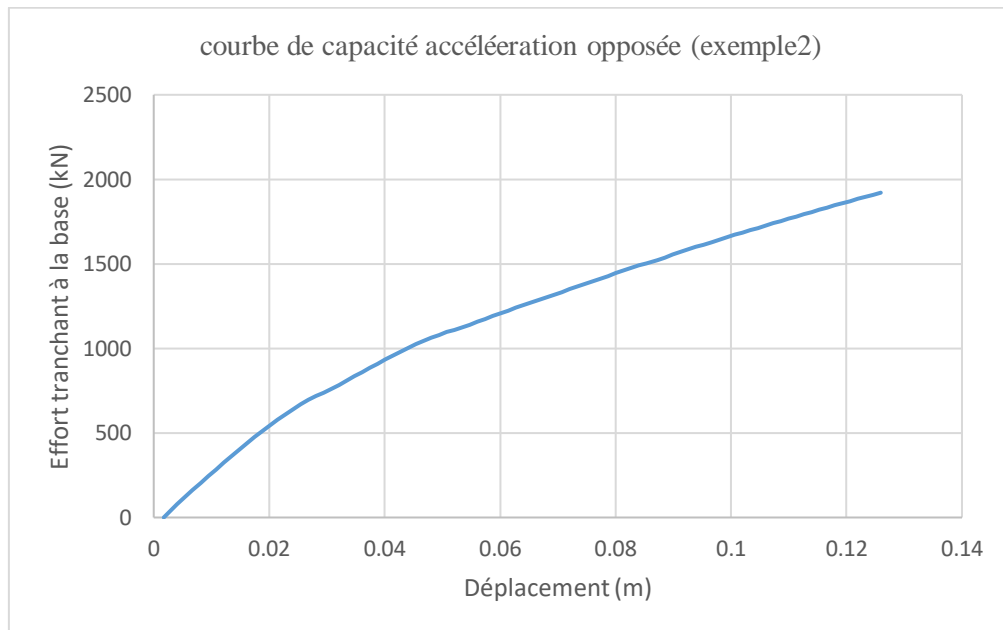


Figure II.52 : courbe de capacité avec une accélération dans le sens (xx)(exemple2)

### IV.3 Conclusion

Après avoir étudié les fibres d'acier de béton confiné et non confiné dans les portiques, et les couches d'acier et de béton dans les voiles, à la base de chaque structure, on constate qu'aucune des deux structures ne cède face à l'excitation sismique peu importe son sens.

Avec une légère plastification des aciers et la fissuration du béton en traction, les éléments des deux constructions ont encore de la réserve pour résister.

Avec le changement du sens du séisme on remarque une compression de certains éléments sans pour autant qu'il y est d'endommagement lié à l'écrasement du béton.



# **BIBLIOGRAPHIE**

# Bibliographie

## Bibliographie

- [1]. *Boubegtiten Lydia, Bouziane Abderrezak (Modélisation Nonlinéaire et Evaluation de la capacité sismique des voiles).*
- [10] *M. Hemsas, modélisation par macroéléments du comportement non-linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous actions sismique, thèse de doctorat, université bordeaux science technologie, 2010.*
- [11] *Y. Fahjan, B. Doran, B. Akbas et J. Kubin , «pushover analysis for performance based seismic design of 31-storey frame-wall building earthquake engineering and structural dynamics,» 15WCEE, LISBOA, 2012.*
- [12] *Eurocode 8: « Calcul des structures pour leur résistance aux séismes ». - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.*
- [13] *M.Hemsas ,S.Melachachi (23-25 mai 2007) , 'évaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique 25èmes rencontre de l'AUGC, Bordeaux.*
- [14] *Ourabah A., Hamouche S., Seghir A. et Tahakourt A, analysepushover d'une structure auto stable (R+8) Pushoveranalysis of multistory structures.*
- [15] *K. Hamou, K.Ramdane«Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover». 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.*
- [16] *A.Boumekik« Analyse pushover des structures en béton armé ». Projet de recherche, université de Batna.2006.*
- [17] *MEDJERAB Mohammed (2012).«Modélisation Parasismique Des Structures en Béton Armé"-, mémoire magister, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie, Septembre 2012.*
- [18] *EPFL-ENAC-SGC 2009, “Non-linearstaticprocedures”, Ecole doctorale Structures civil- 706 advancedEarthquake Engineering, école polytechnique fédérale de Lausanne.*
- [19] *M.Inel, M.Erich, B.Edgar, F.Black, A. Mark. USEE 2001.Utility Software for Earthquake Engineering. Report and User's Manual.Civil and Environmental Engineering.University of Illinois at Urbana.*
- [2] *Oualid CHILLA; Sonia DJENA (Étude sismique d'une structure en béton armé par analyse temporelle non linéaire).*
- [20] *BSSC, 1997, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1: Provisions and Part 2:*



# Bibliographie

*Commentary, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency .*

- [21] *H. Krawinkler, pushover analysis: why, how, when, and when not to use it.*
- [22] *Fajfar, P. and M, EERI. A " « Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592, August 2000.*
- [23] *ATC, «ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings », Applied Technology Council, 1996.*
- [24] *Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-273.*
- [25] *Djebbar.N: Contribution à l' etude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton armé. Thèse de doctorat d'état, 2006, Université Mentouri, Constantine. Algeria.*
- [26] *« Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings “ Pauly , T; Priestley ,M.J.N;new York :willey et sens ,1992.*
- [27] *Sigmund A. Freeman , REVIEW OF THE DEVELOPMENT OF THE CAPACITY SPECTRUM, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc. 2200 Powell Street USA.*
- [28] *Kent K. Sasaki, Sigmund A. Freeman and Terrence F. Paret, MULTI-MODE PUSHOVER PROCEDURE (MMP)-A METHOD TO IDENTIFY THE EFFECTS OF HIGHER MODES IN A PUSHOVER ANALYSIS.*
- [29] *Melle. KACIMI Nacéra, Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles), Mémoire de Magister, UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI TIZI-OUZOU, 2013.*
- [3] Récupéré sur educnet.enpc.fr:  
[https://educnet.enpc.fr/pluginfile.php/19701/mod\\_resource/content/1/Chapitre1%20comportement%20C3%A9lasto-plastique.pdf](https://educnet.enpc.fr/pluginfile.php/19701/mod_resource/content/1/Chapitre1%20comportement%20C3%A9lasto-plastique.pdf)
- [30] *Kassoul A., Ezziane K., Kadri A., Nouveau pourcentage d'armature pour la condition de ductilité dans les poutres, Revue française de génie civil, Vol. 8, N° 7, 769-791, 2004.*
- [31] *Belazouz Lynda, Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures, Université Mouloud MAMMERI de TIZI-OUZOU.*
- [32] *Abdelghani SEGHIR Enseignant Chercheur, Chargé de Cours Département de Génie Civil, Université A. Mira de Béjaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Béjaia Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séism.*

# Bibliographie

- [33] MAHBOUB, L. et MOULESSEHOUL, S., *Etude des systèmes de contreventements des structures en béton armé par matériaux composites, Mémoire de Master, 2013, Tlemcen, Algérie, 113 p.*
- [36] Melle Boubegtiten Lydia Mr Bouziane Abderrezak; *Comportement non-linéaire et capacité sismique des voiles de contreventement en béton armé.*
- [37] Stéphane MOULIN, *Élément de poutre multifibre (droite), Clé : R3.08.08.*
- [38] Pierino Lestuzzi, Souad Sellami, Marc Badoux, *PPUR presses polytechniques, 2008 .*
- [39] *Règles BAEL 91 révisées 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé.*
- [4] P. Fajfar, T. Vidic et M. Fishinger, «*seismic demand in mediu-and long-peroid structures,*» *earthquake engineerind and structural dynamics*, vol. 18, pp. 1133-1144, 1989.
- [40] Bahram Marabi & Abdul Kadir Marsono *A NUMERICAL AND ANALYTICAL STUDY ON OPTIMIZATION AND EFFICIENCY OF STRUCTURAL FORMS BY TWO-OUTRIGGER IN TALL BUILDINGS Malaysian Journal of Civil Engineering 28 Special Issue (3):163-179(2016).*
- [5] P. Schwab et P. Lestuzzi, «*assensment of the seismic non-linéaire behavior of ductile structures due to synthetic earthquakes,*» *EPFL ENACISIMAC.*
- [6] P. Lestuzzi, Y. Belmouden et M. Trueb, «*non linéaire seismic behavoir of structures with limitedhystereticenergydissipationcapacity,*» *bullearthquakeeng*, pp.5:549-569, 2007.
- [7] T. Takeda, M. A. Sozen et N. N. Nielsen, «*reinforced concrete response to simulated earthquakes,*» *ASCE, journal of the structural division*, 1970.
- [8] BENKHELLAT Sonia; KASSOUS Lilia (*La performance des structures auto-stables en béton armé* ).

# **ANNEXES**

Annexe A  
(exemple 1)

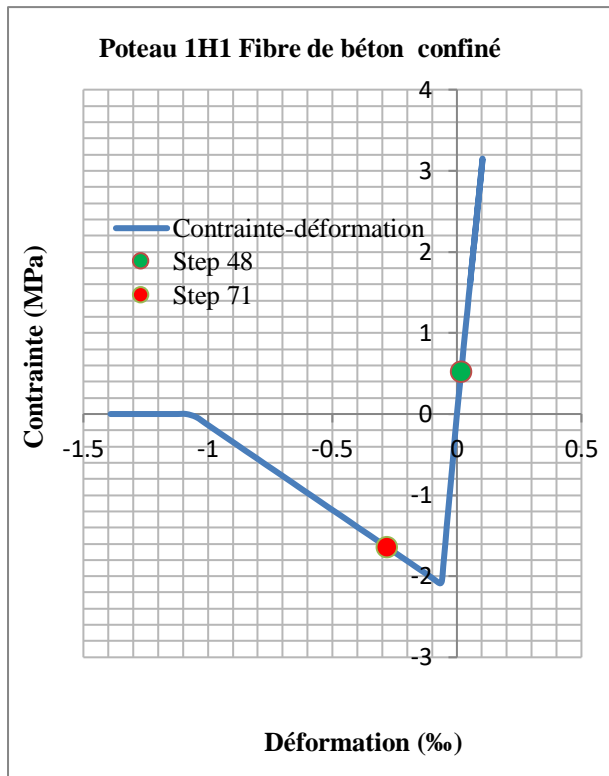


Figure 1 : poteau 1H1 (béton non confiné)

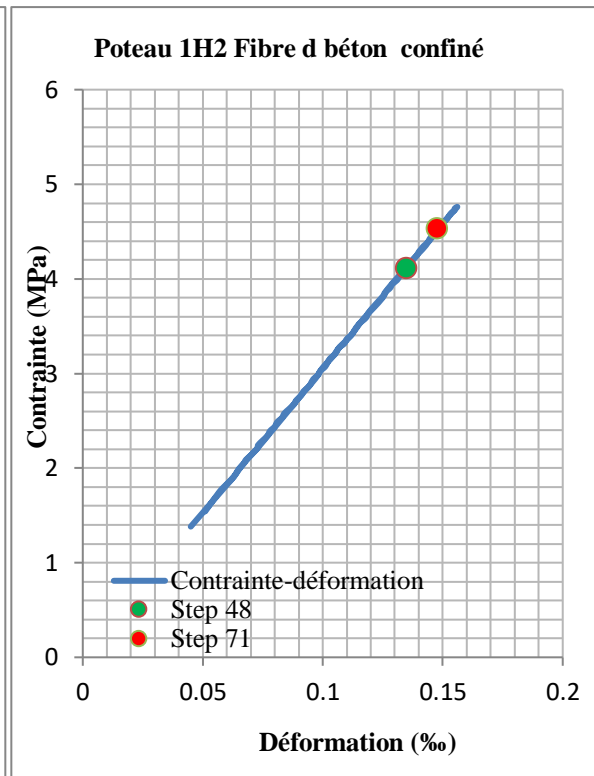


Figure 2 : poteau 1H2 (béton non confiné)

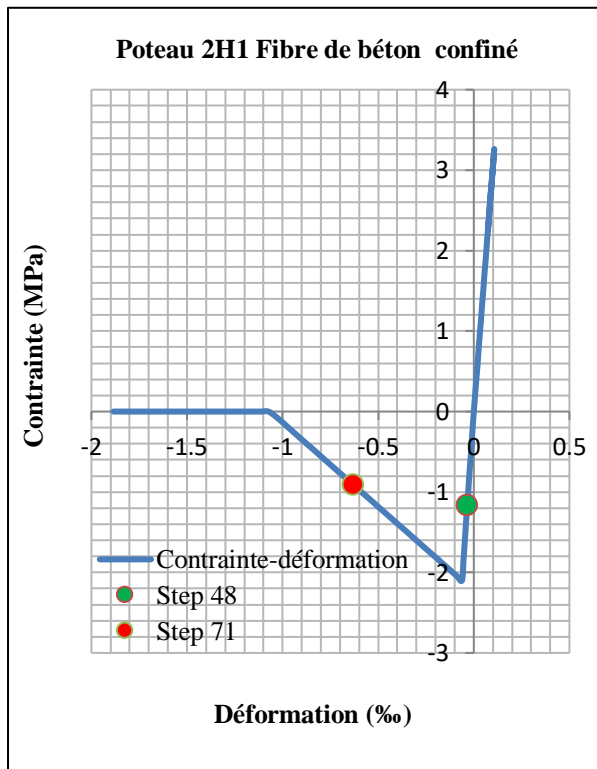


Figure 3 : poteau 2H1 (béton non confiné)

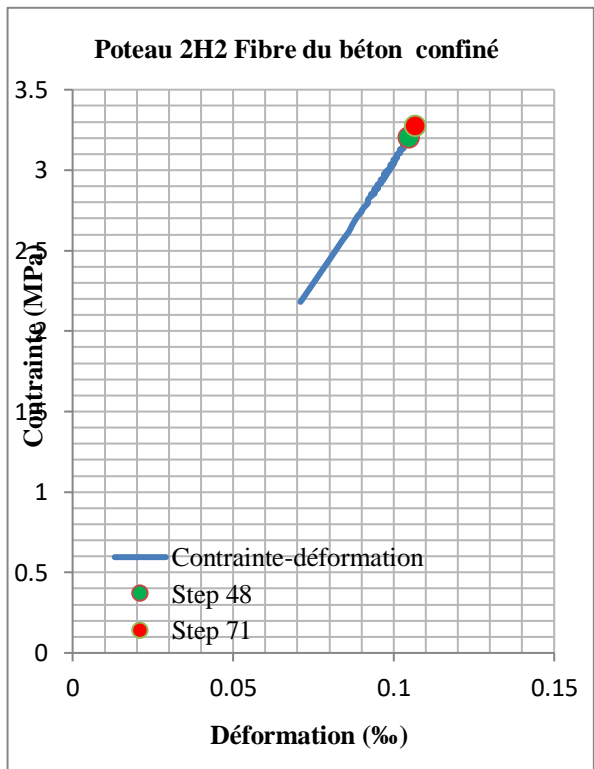


Figure 4 : poteau 2H2 (béton non confiné)

Annexe A  
(exemple 1)

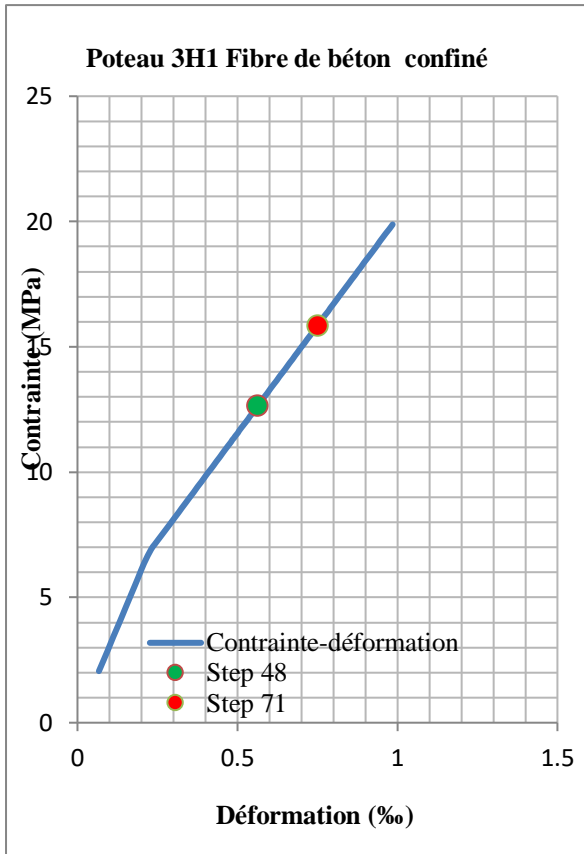


Figure 5 : poteau 3H1 (béton non confiné)

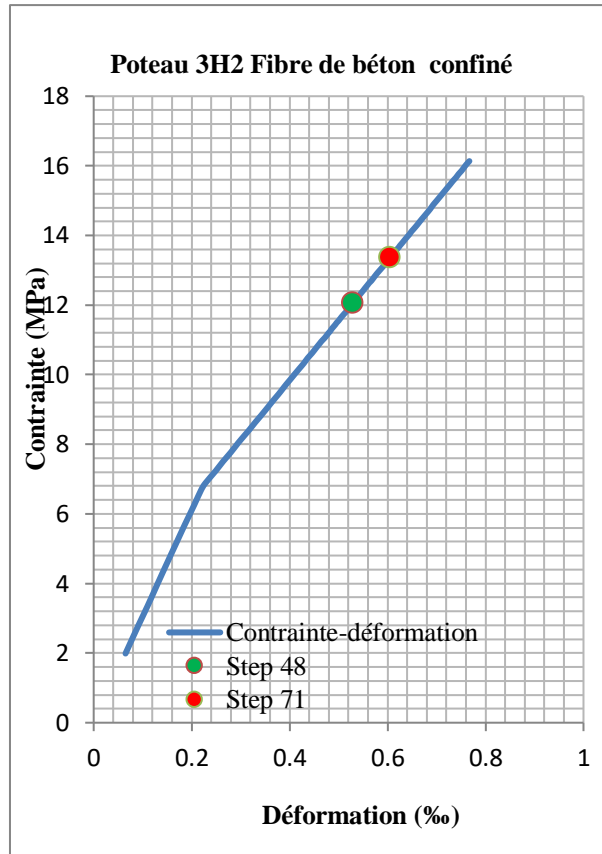


Figure 6 : poteau 3H2 (béton non confiné)

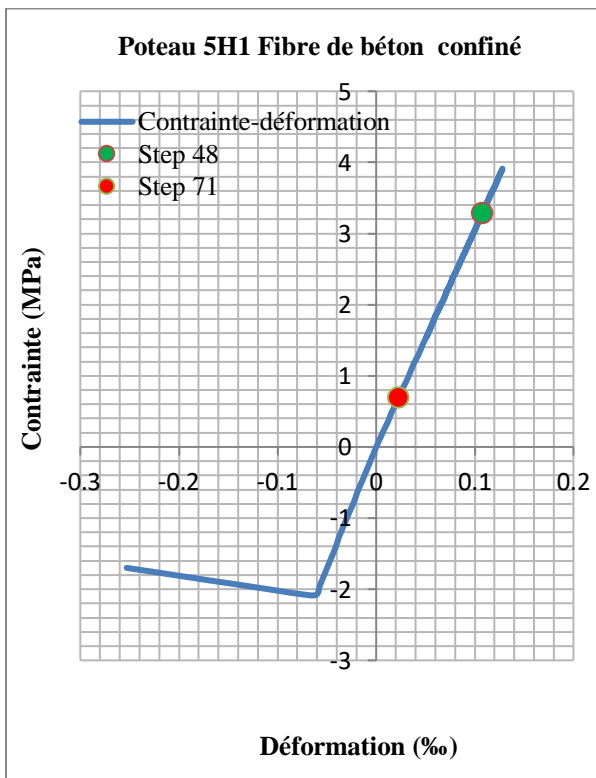


Figure 7 : poteau 5H1 (béton non confiné)

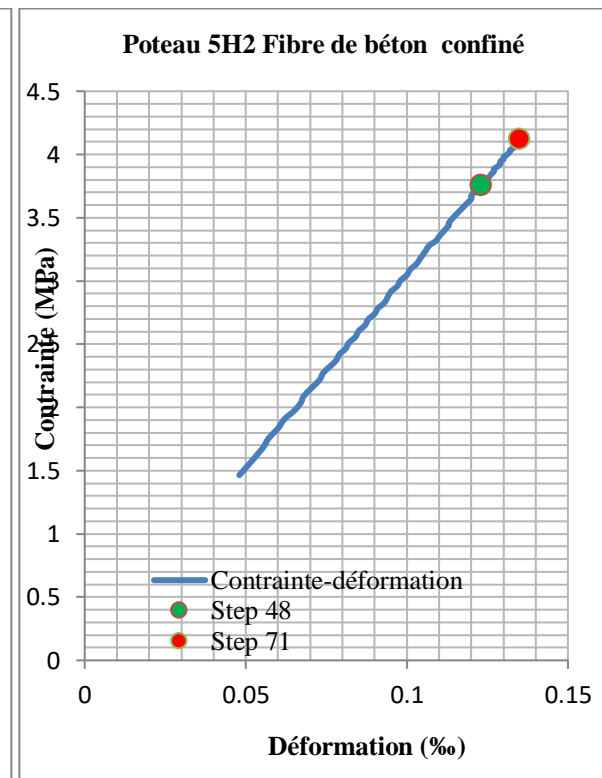


Figure 8 : poteau 5H2 (béton non confiné)

Annexe A  
(exemple 1)

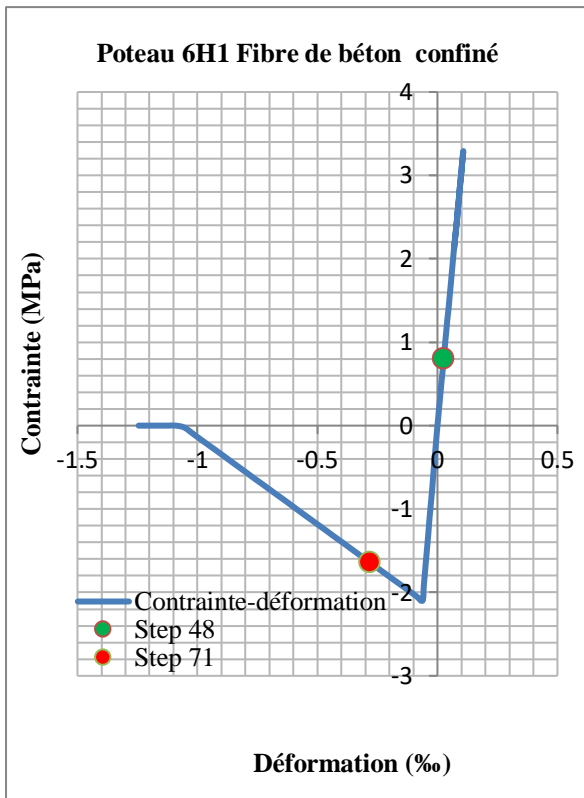


Figure 9 : poteau 6H1 (béton non confiné)

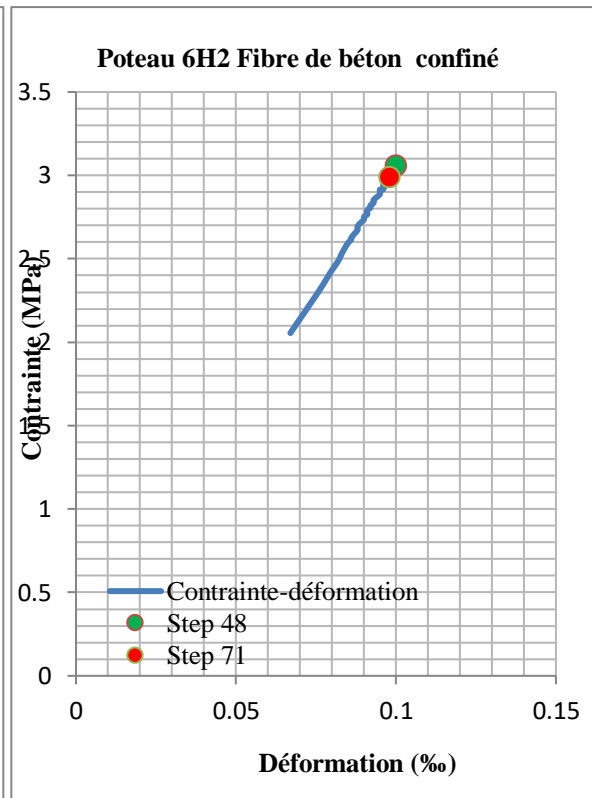


Figure 10 : poteau 6H2 (béton non confiné)

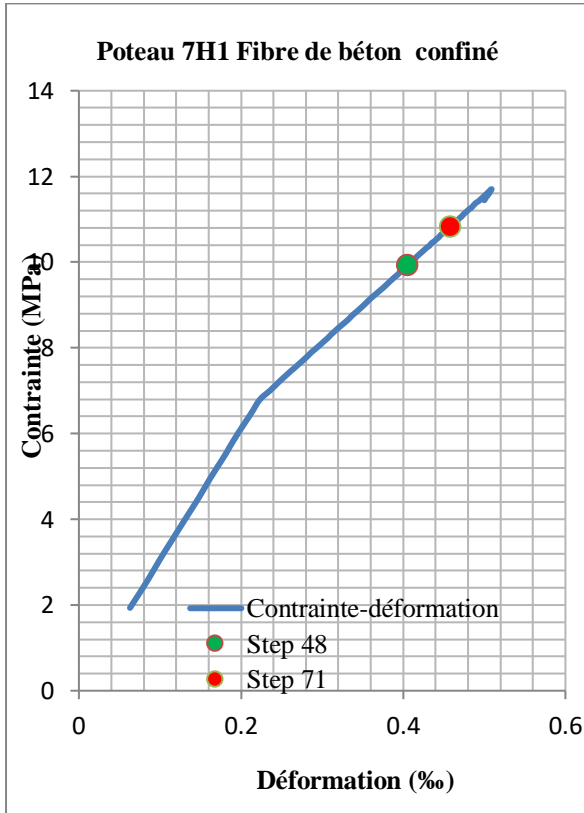


Figure 11:poteau 7H1 (béton non confiné)

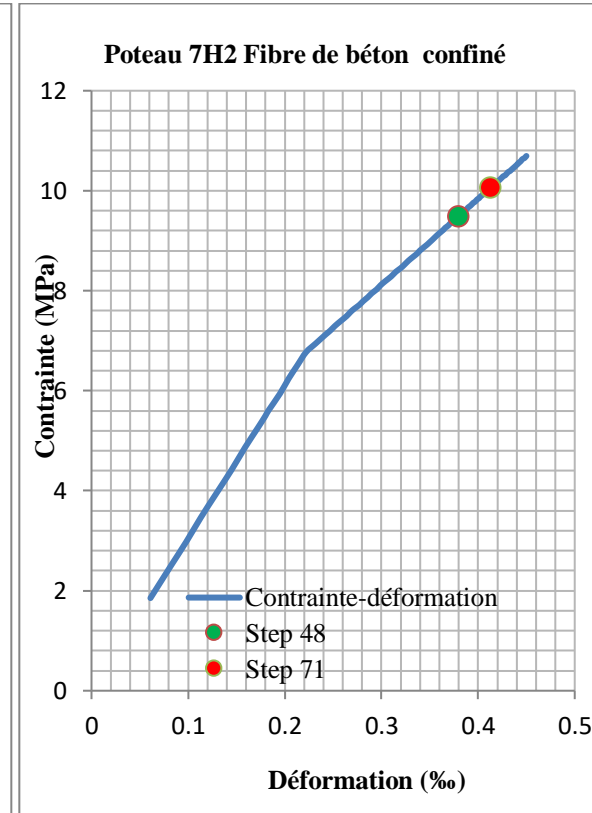


Figure 12:poteau 7H2 (béton non confiné)

Annexe A  
(exemple 1)

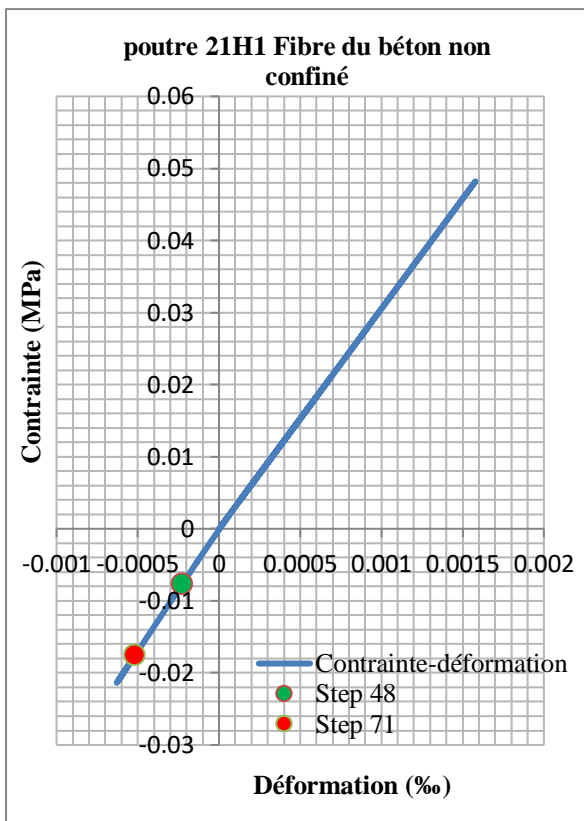


Figure 13:poutres 21H1 de béton confiné

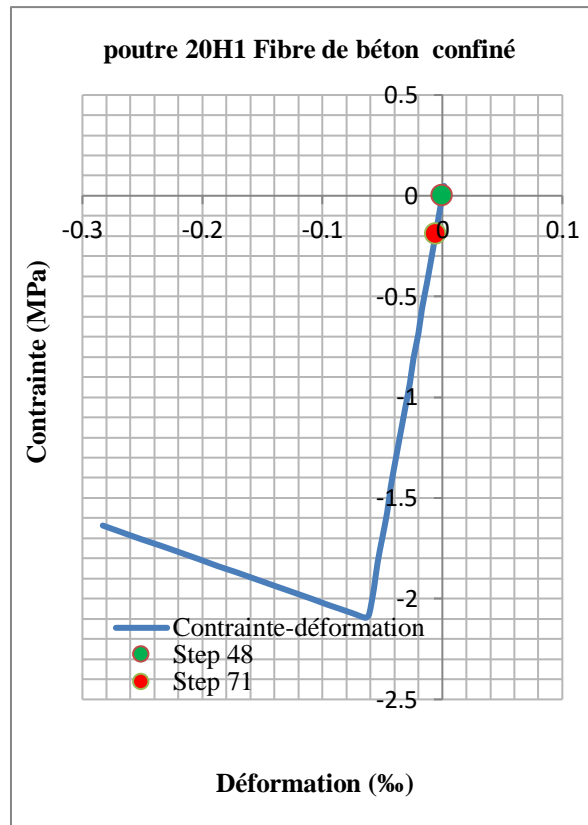


Figure 14:poutres 20H1 de béton confiné

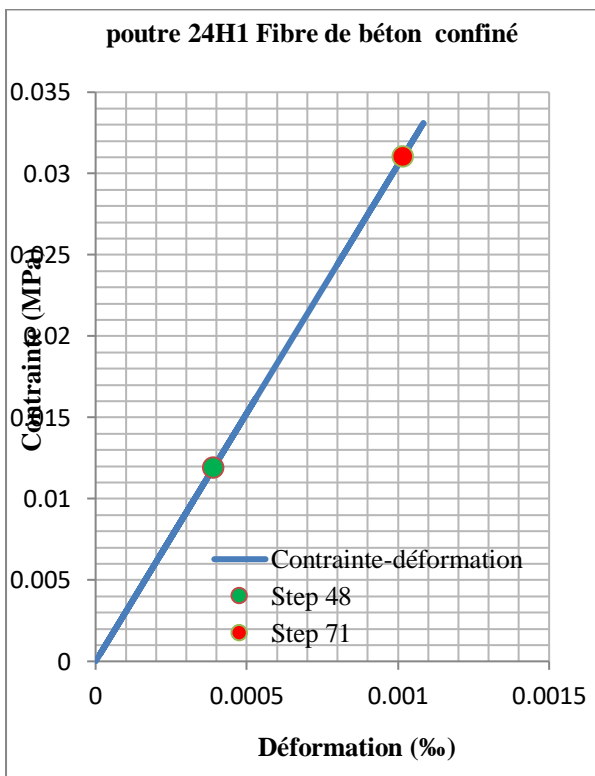


Figure 15:poutre 24H1 de béton confiné

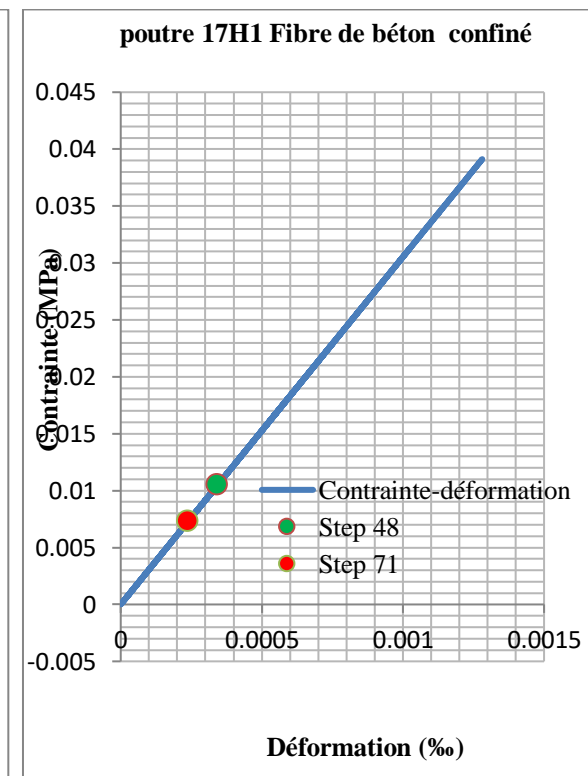


Figure 16:poutre 17H1 de béton confiné

Annexe A  
(exemple 1)

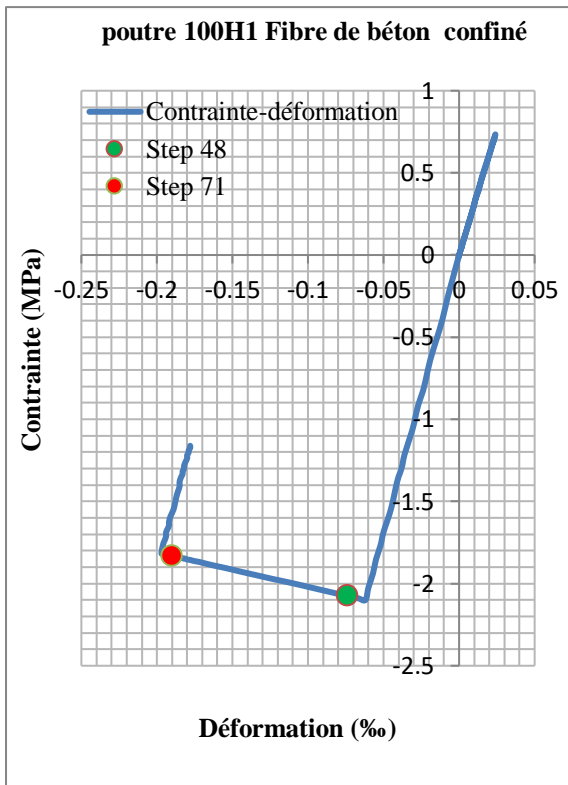


Figure 17:poutre 100H1 béton confiné

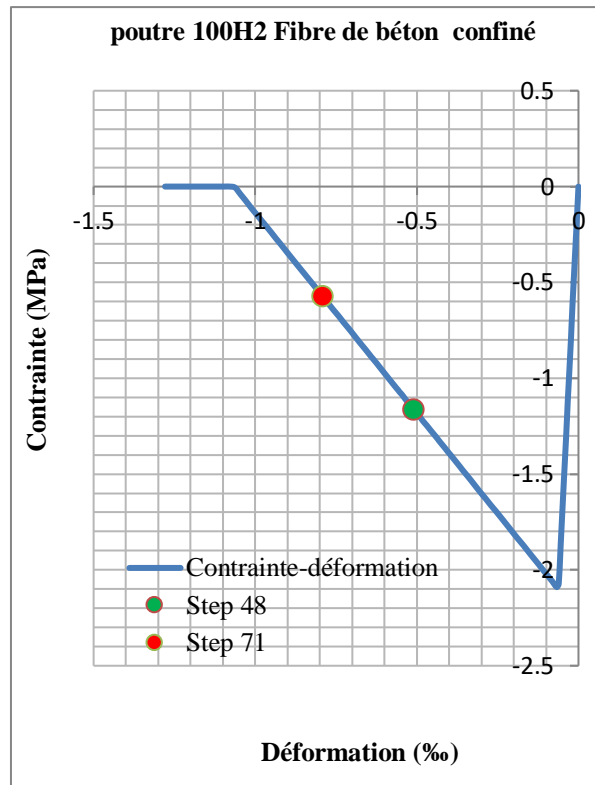


Figure 18:poutre 100H2 béton confiné

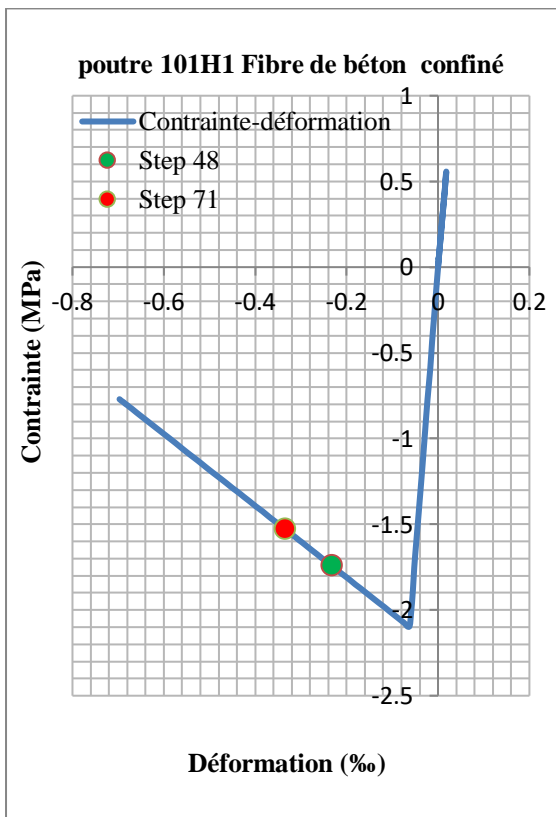


Figure 19:poutre 101H1 béton confiné

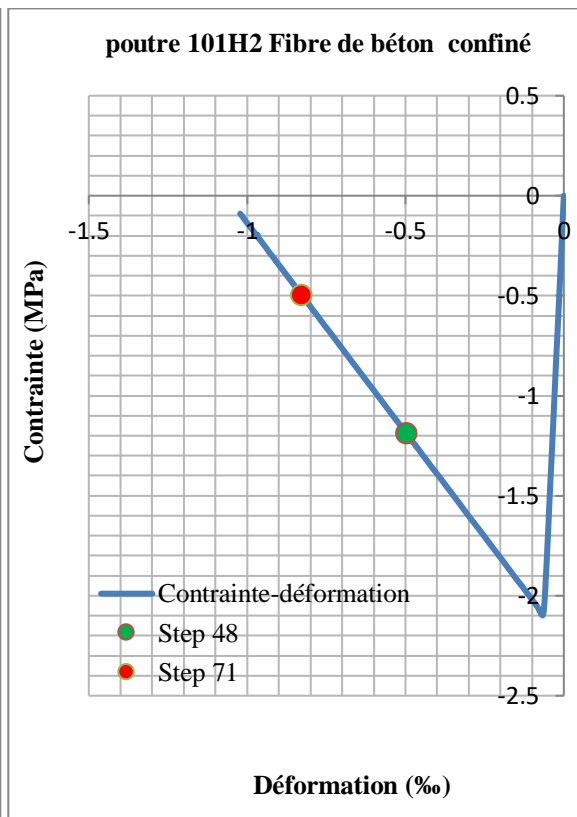


Figure 20:poutre 101H2 béton confiné



Annexe A  
(exemple 1)

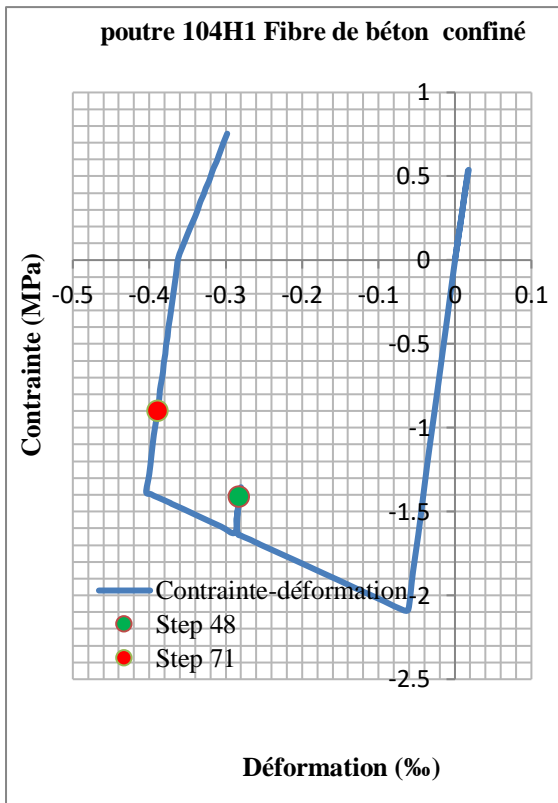


Figure 21:poutre 104H1 béton confiné

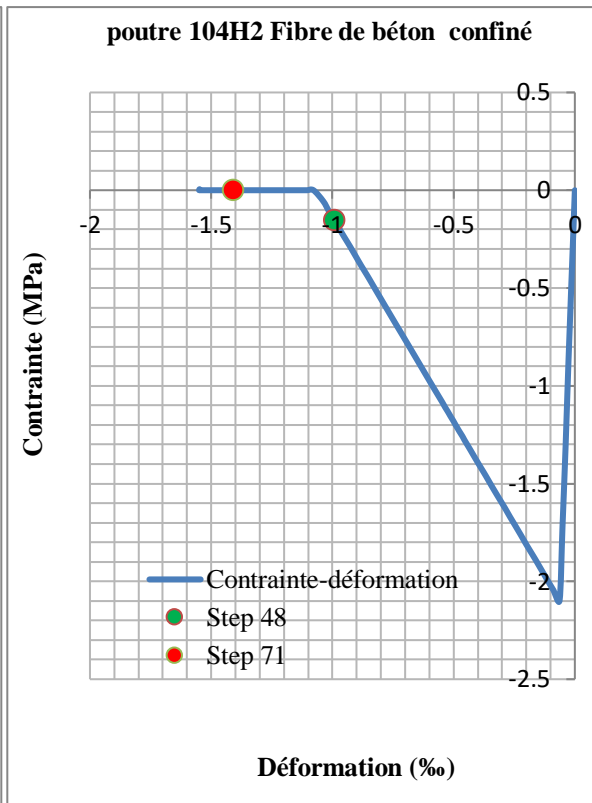


Figure 22:poutre 104H2 béton confiné

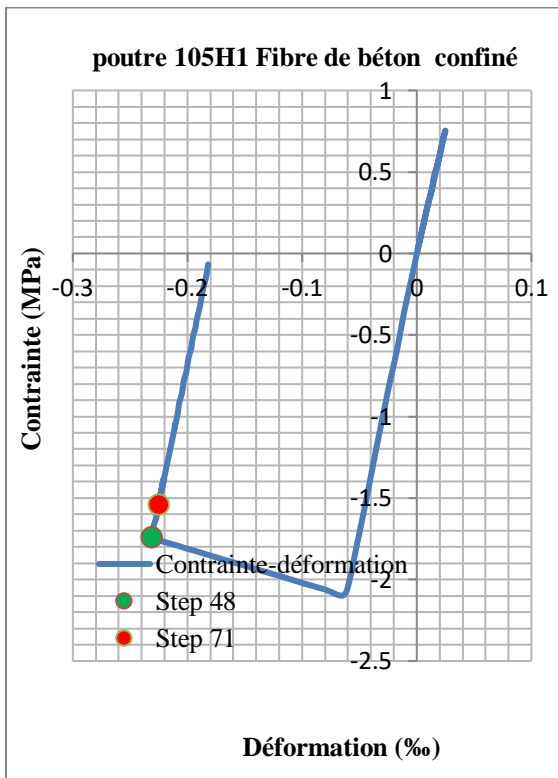


Figure 23:poutre 105H1 béton confiné

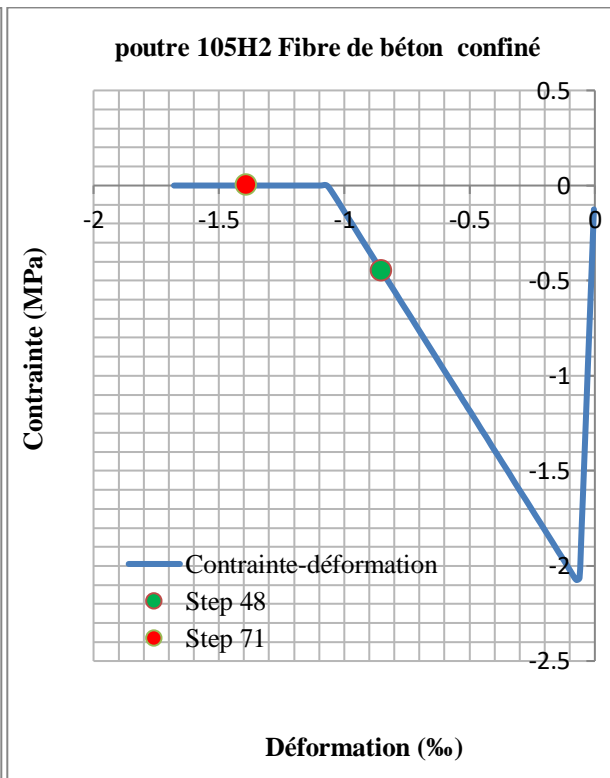


Figure 24:poutre 105H2 béton confiné

Annexe A  
(exemple 1)

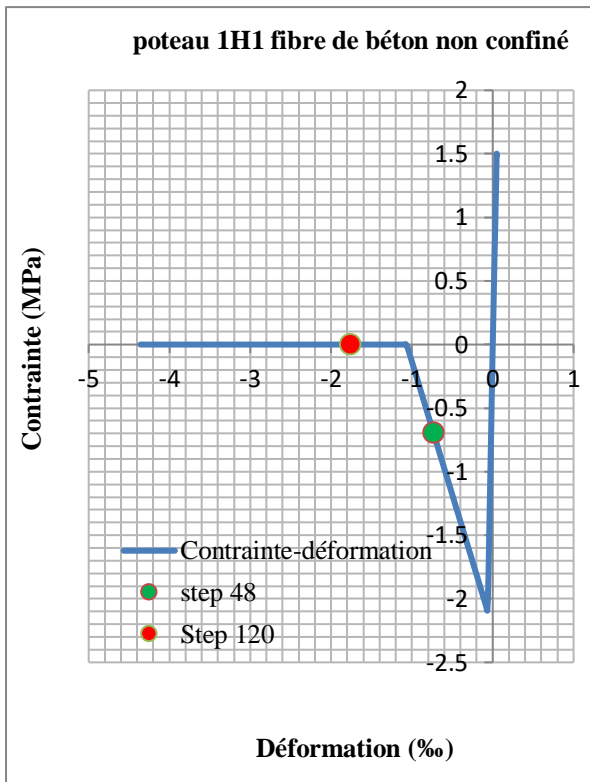


Figure 25:poteau 1H1 béton non confiné

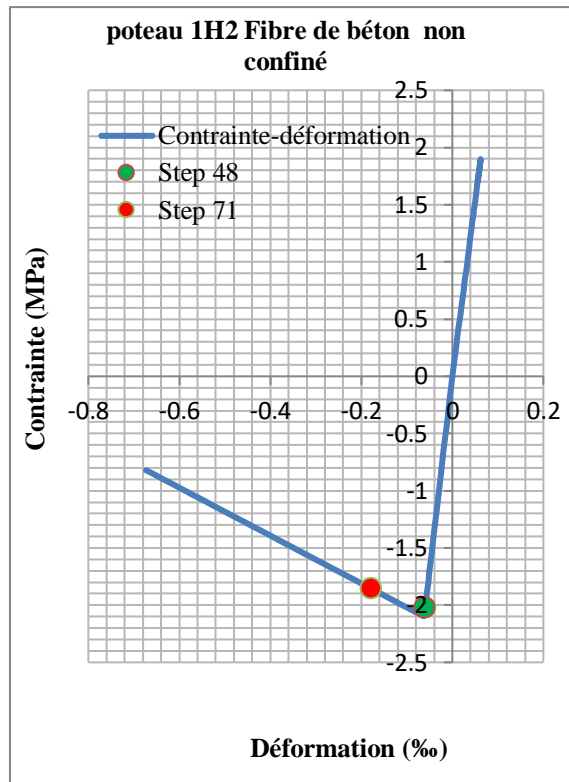


Figure 26:poteau 1H2 béton non confiné

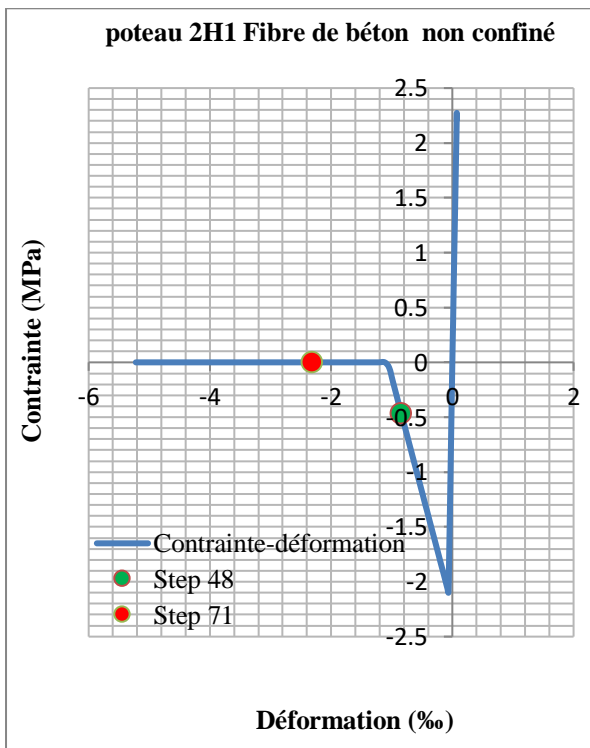


Figure 27:poteau 2H1 béton non confiné

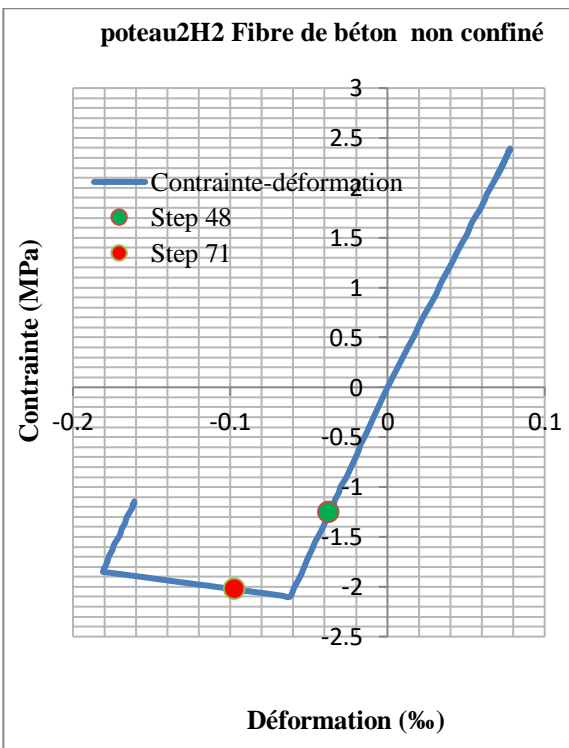


Figure 28:poteau 2H2 béton non confiné

Annexe A  
(exemple 1)

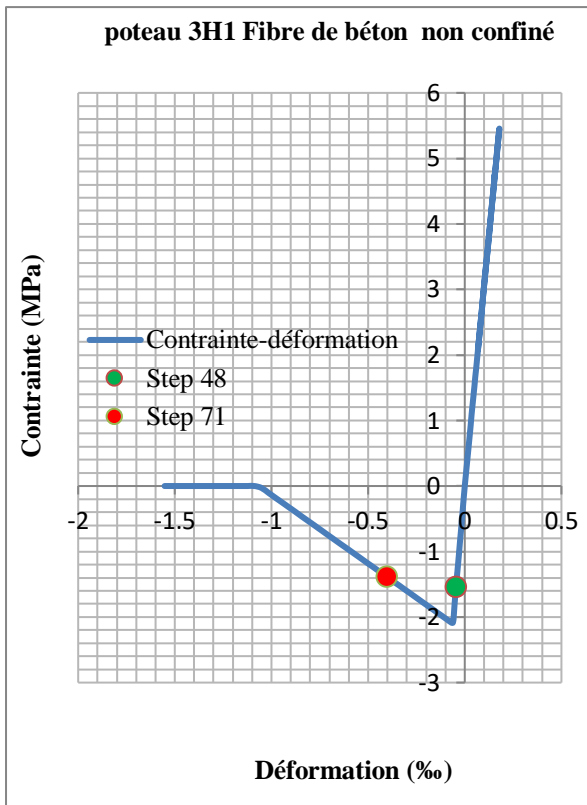


Figure 29:poteau3H1 béton non confiné

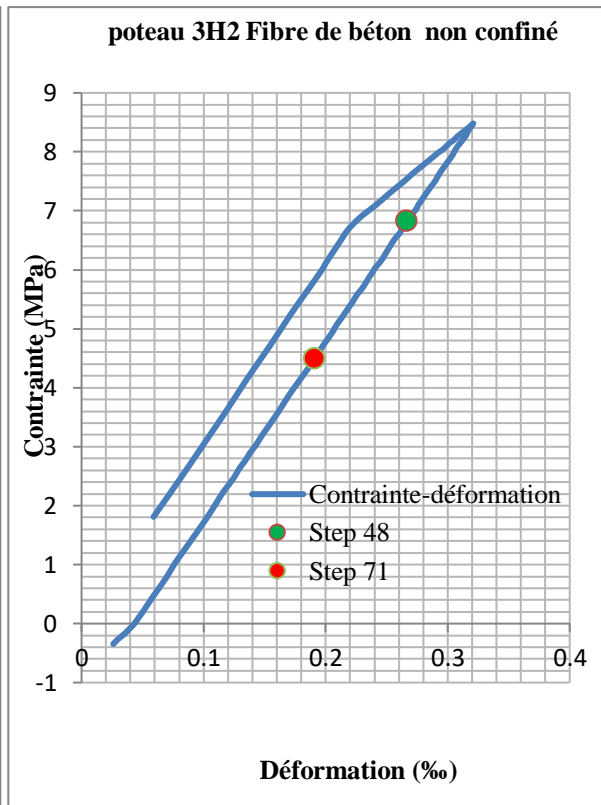


Figure 30:poteau3H2béton non confiné

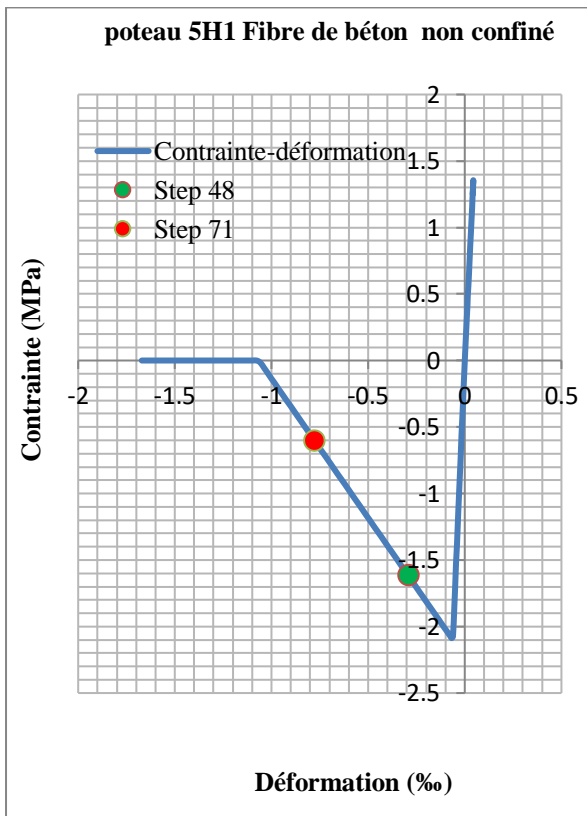


Figure 31:poteau 5H1 béton non confiné

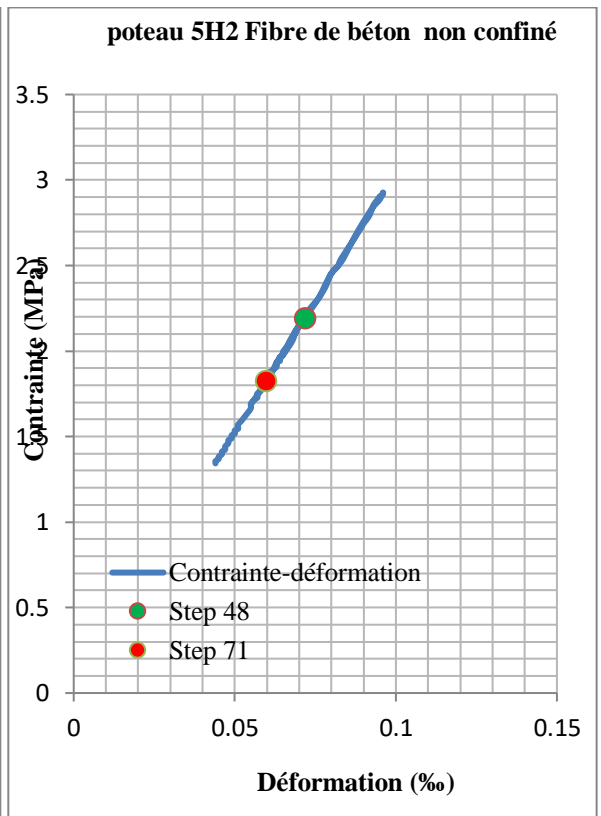


Figure 32:poteau 5H2 béton non confiné

Annexe A  
(exemple 1)

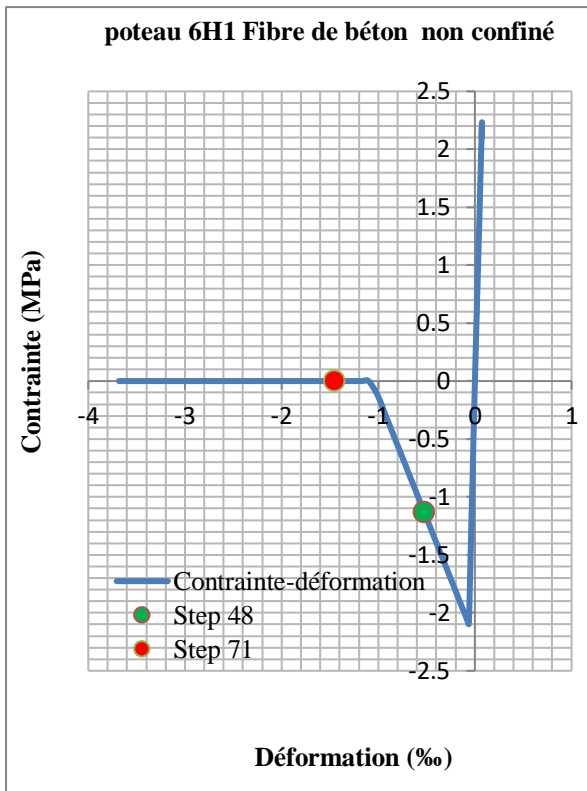


Figure 33:Poteau 6H1 béton non confiné

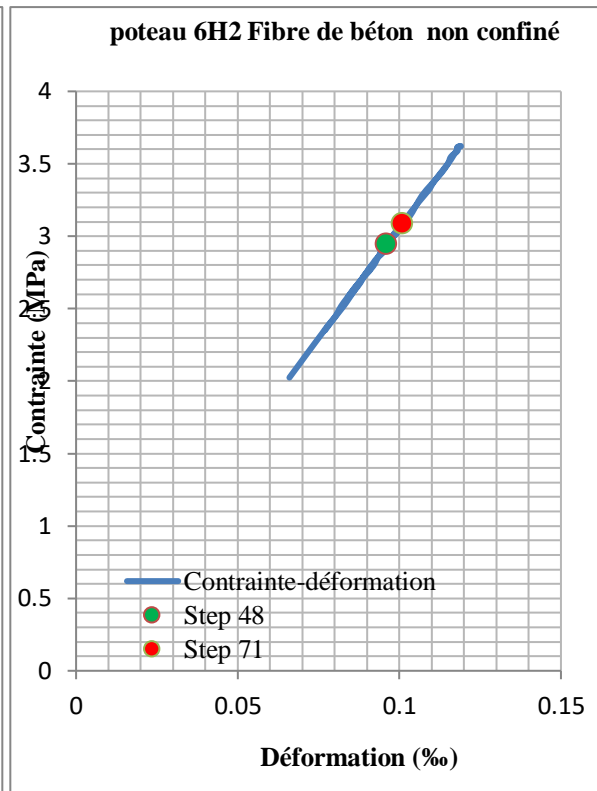


Figure 34:Poteau 6H2 béton non confiné

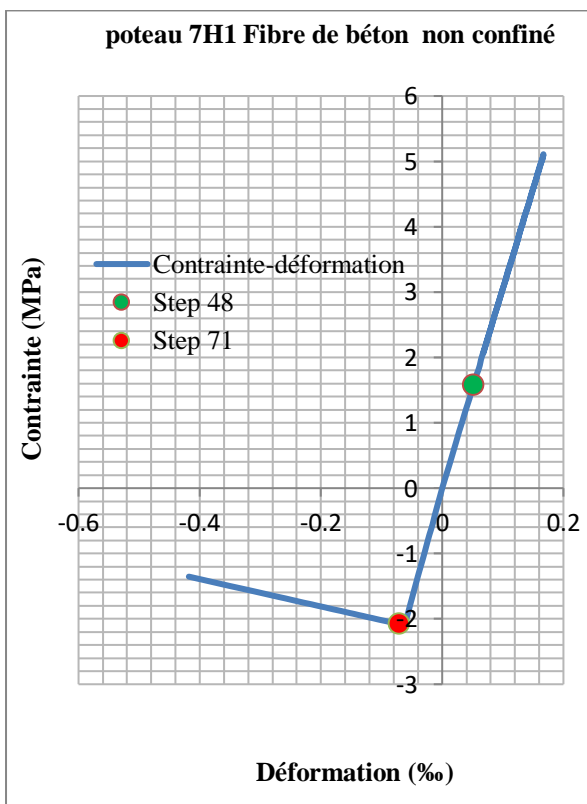


Figure 35:Poteau 7H1 béton non confiné

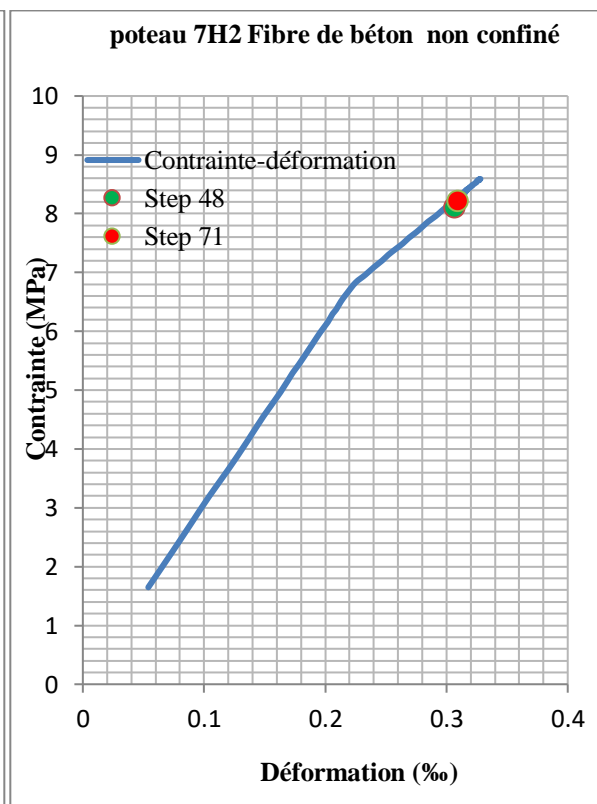


Figure 36:Poteau 7H2 béton non confiné

Annexe A  
(exemple 1)

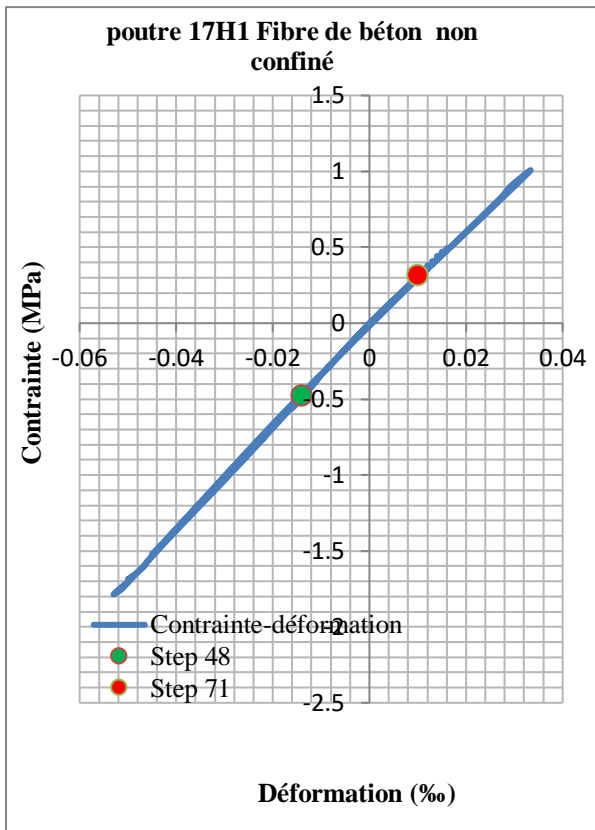


Figure 37:poutre 17H1 béton non confiné

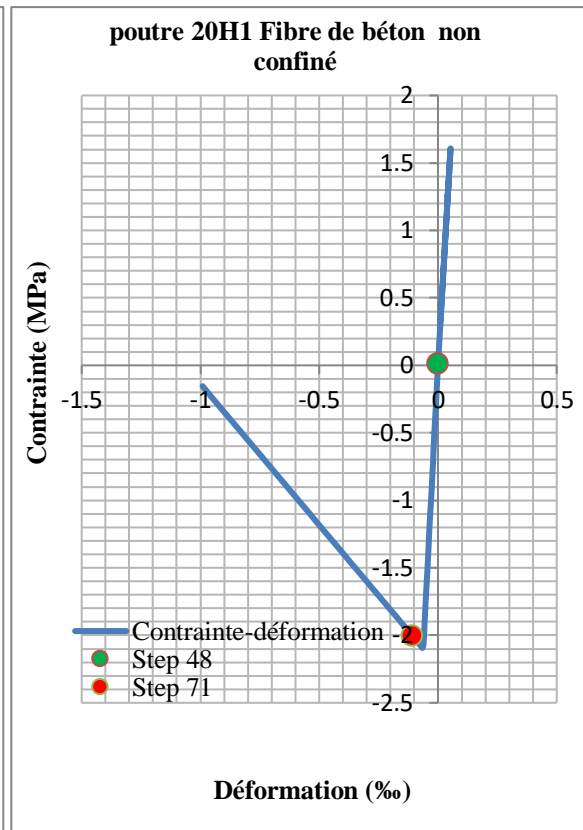


Figure 38:poutre 20H1 béton non confiné

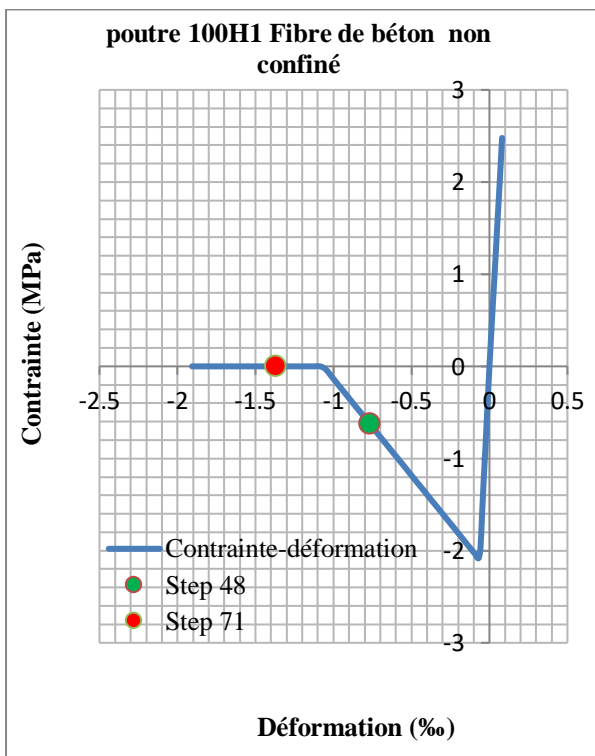


Figure 39:poutre 100H1 béton non confiné

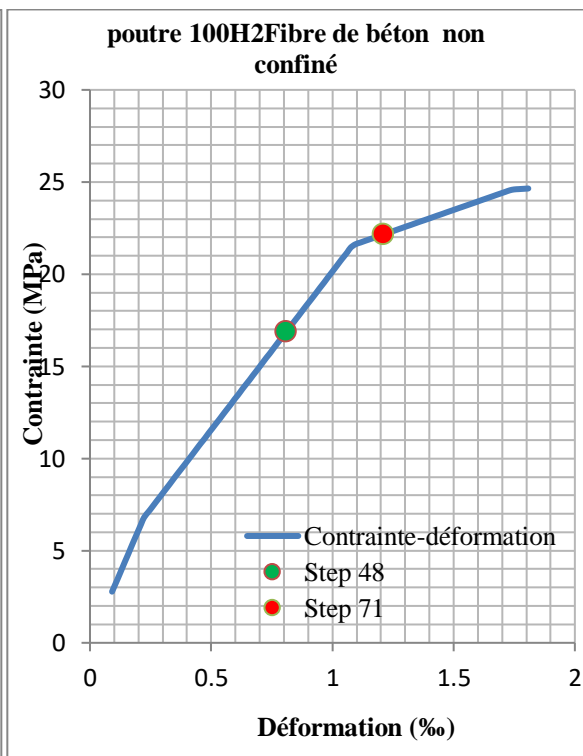


Figure 40:poutre 100H2 béton non confiné

Annexe A  
(exemple 1)

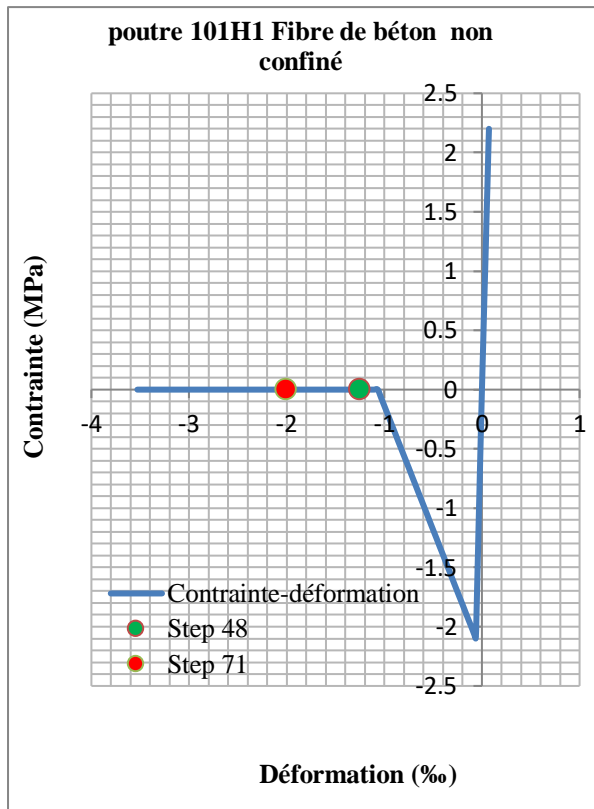


Figure 41:poutre 101H1 béton non confiné

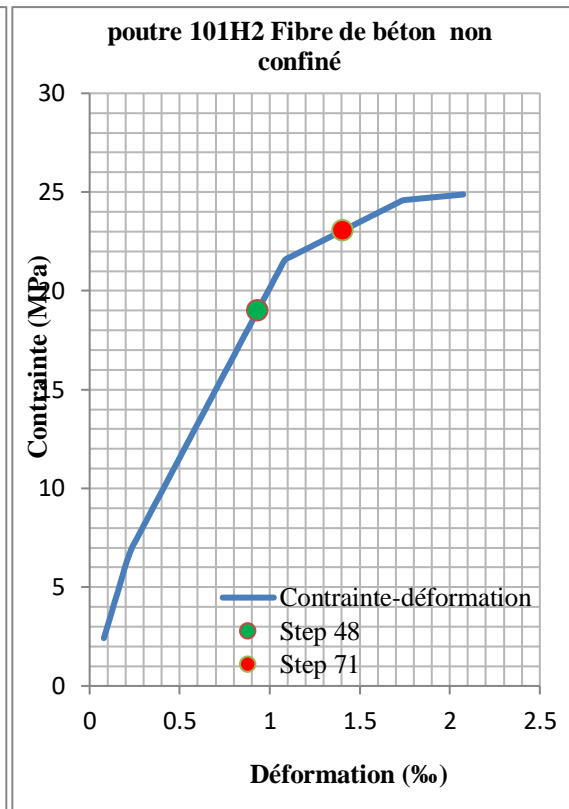


Figure 42:poutre 101H2 béton non confiné

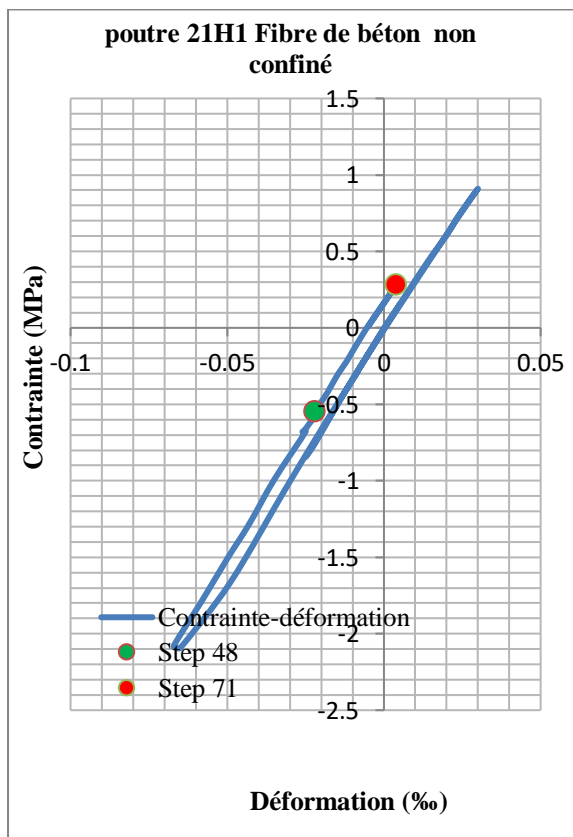


Figure 43:poutre 21H1 béton non confiné

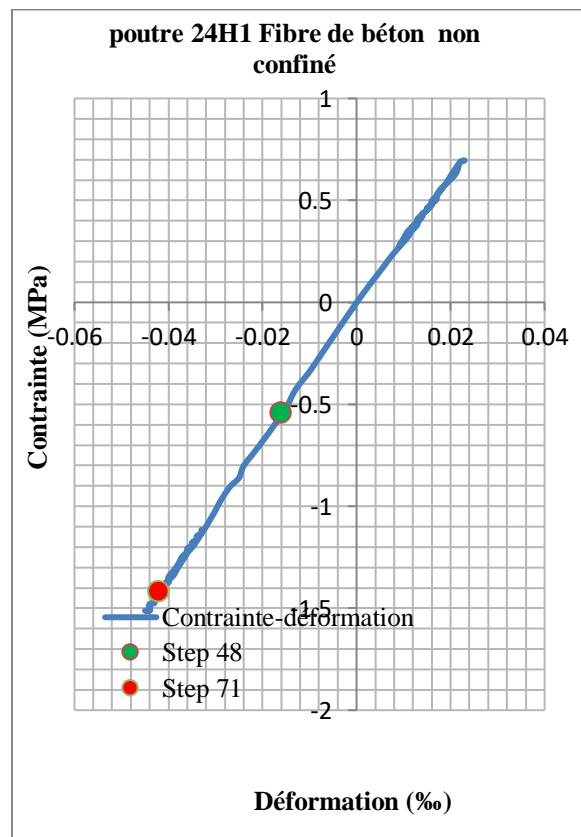


Figure 44:poutre 24H1 béton non confiné

# Annexe A (exemple 1)

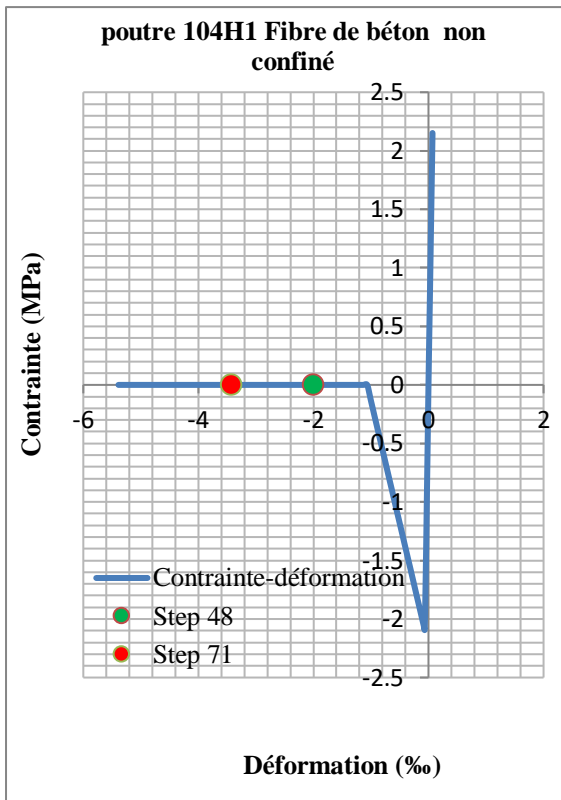


Figure 45:poutre 104H1 béton non confiné

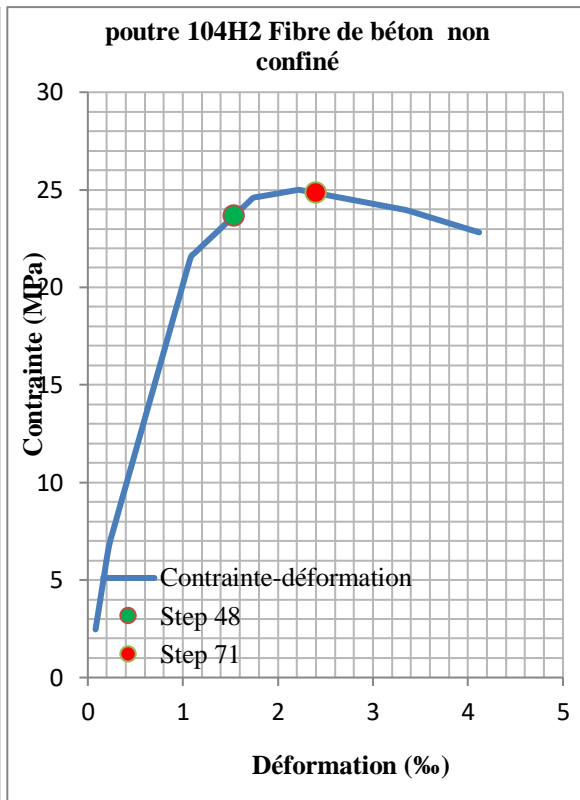


Figure 46:poutre 104H2 béton non confiné

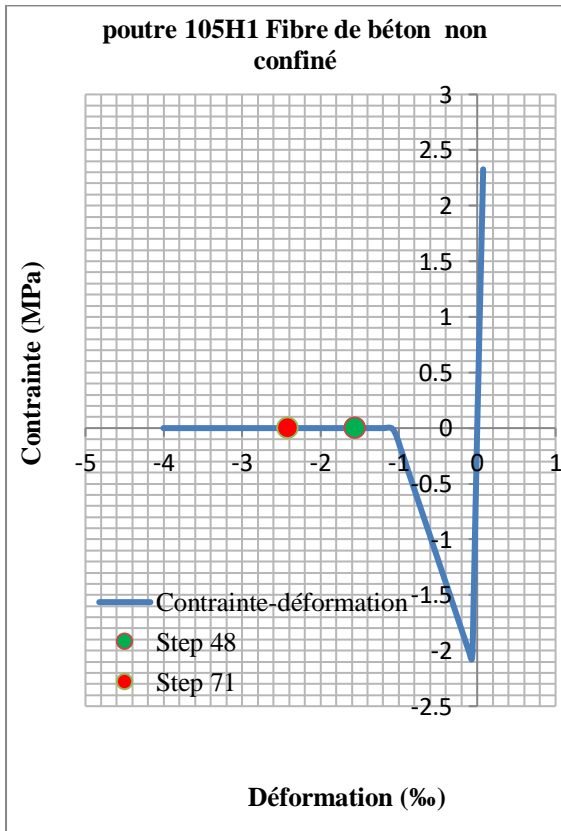


Figure 47:poutre 105H1 béton non confiné

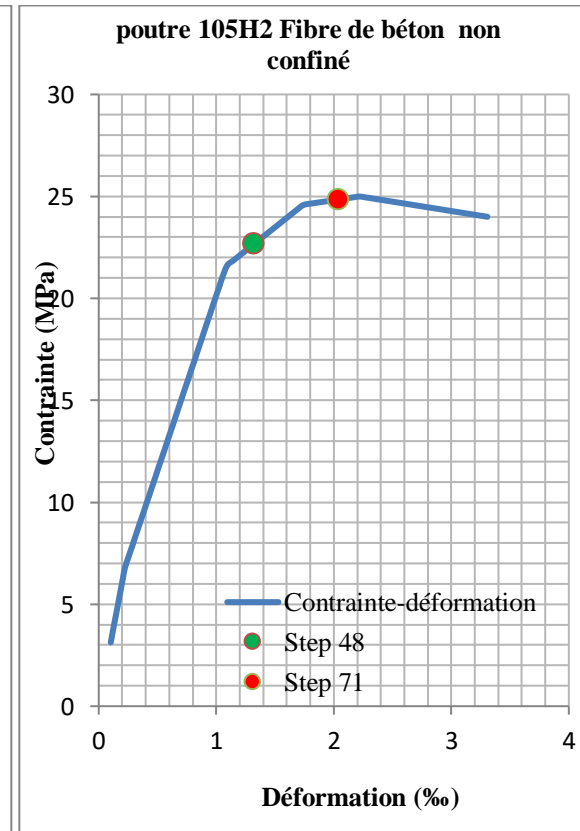


Figure 48:poutre 105H2 béton non confiné

## Annexe A (exemple 1)

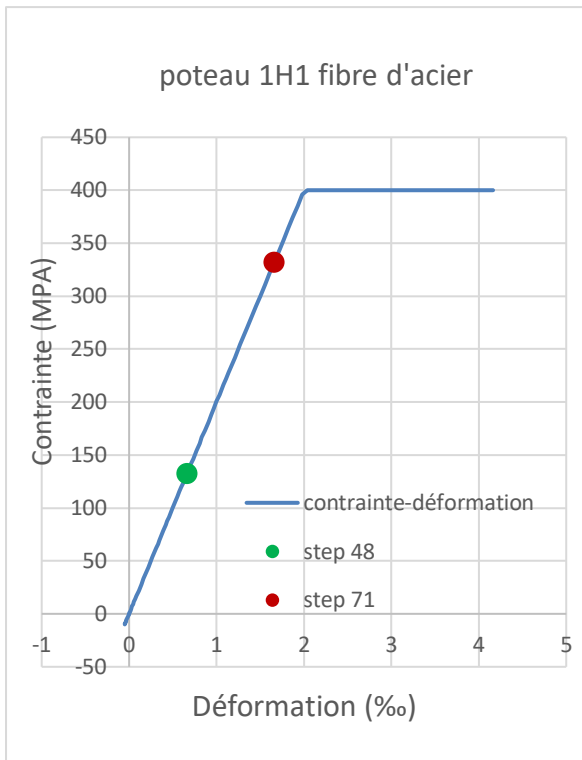


Figure 49:poteau 1H1fibre acier

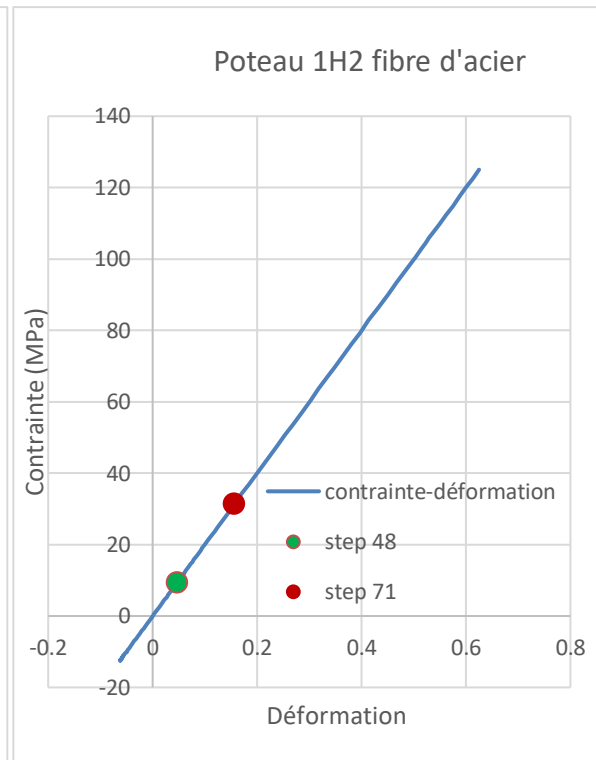


Figure 50:poteau 1H2 fibre acier

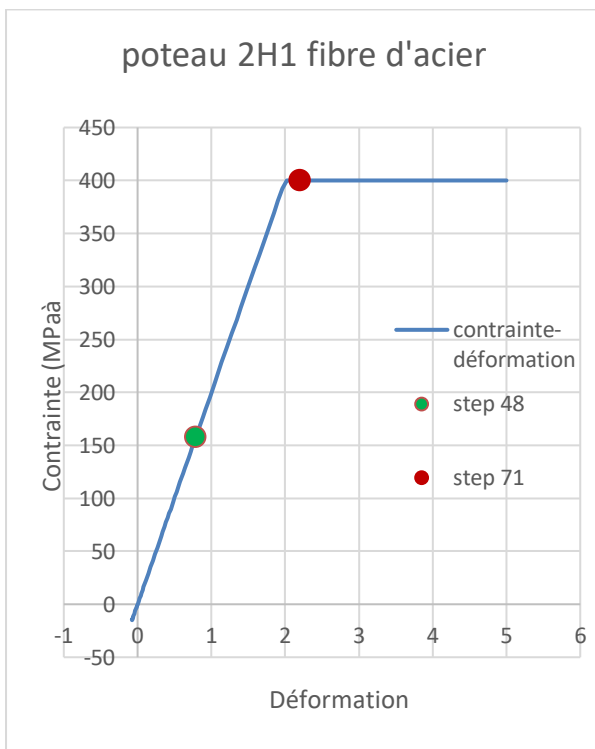


Figure 51:poteau 2H1 fibre acier

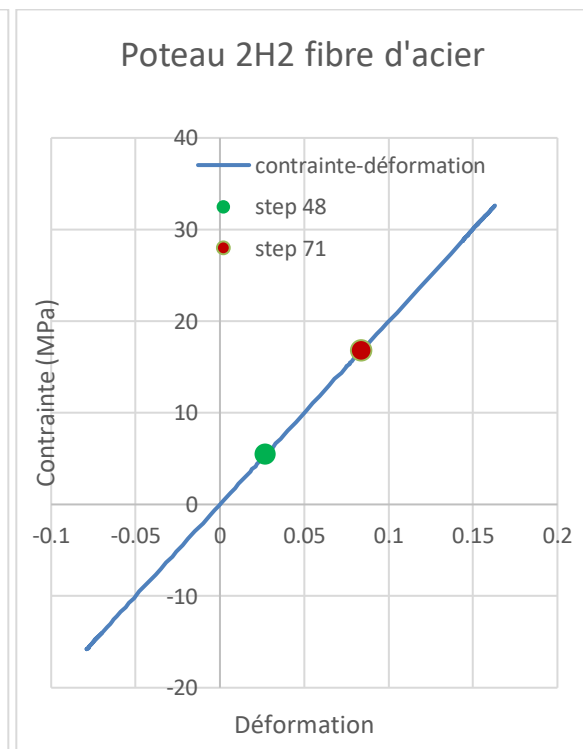


Figure 52:poteau 2H2 fibre acier



## Annexe A (exemple 1)

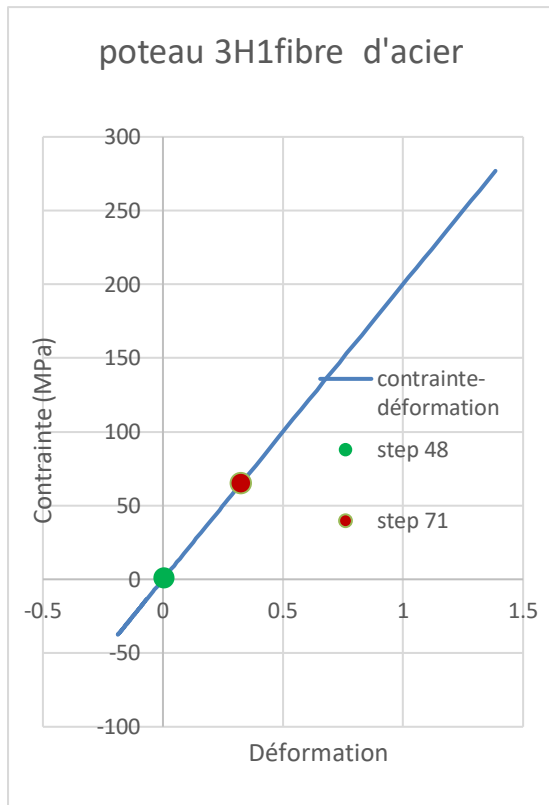


Figure 53:poteau 3H1 fibre acier

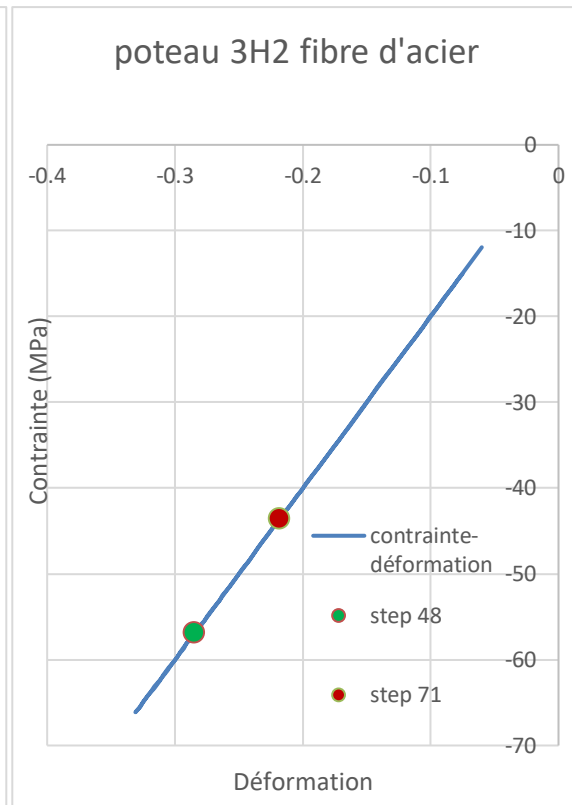


Figure 54:poteau 3H2 fibre acier

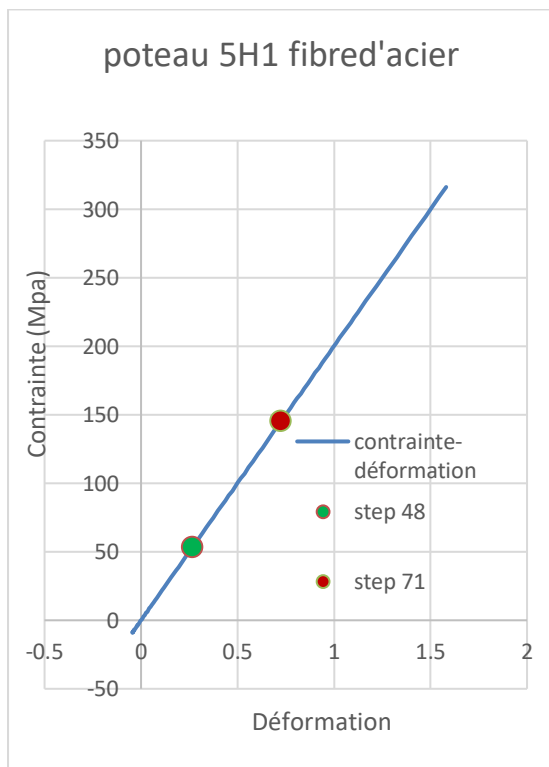


Figure 55:poteau 5H1 fibre acier

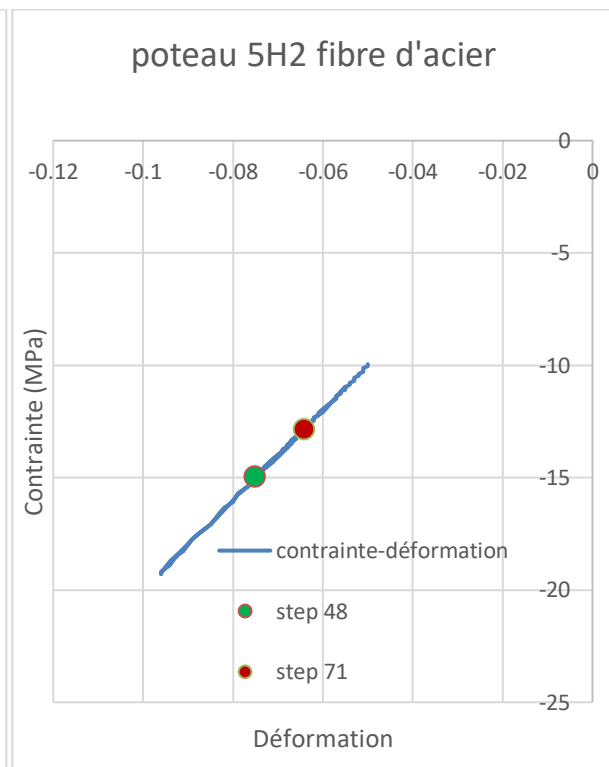


Figure 56:poteau 5H2 fibre acier

# Annexe A (exemple 1)

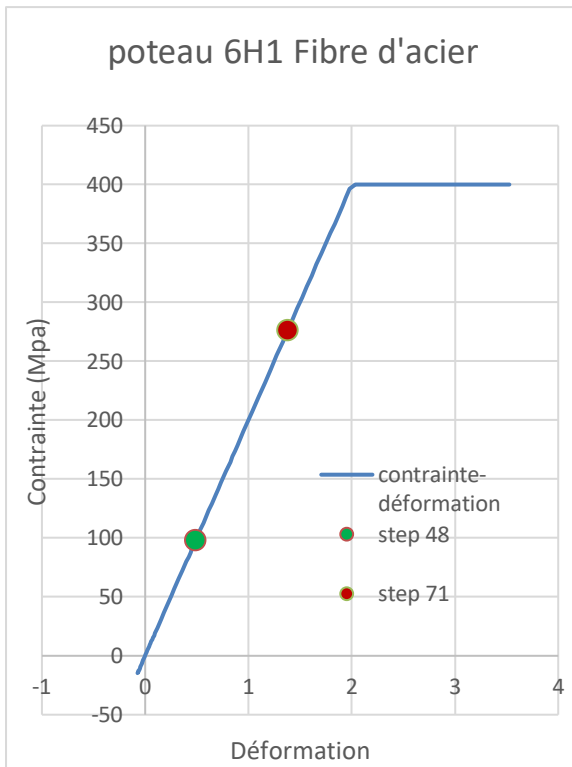


Figure 57:poteau 6H1 fibre acier

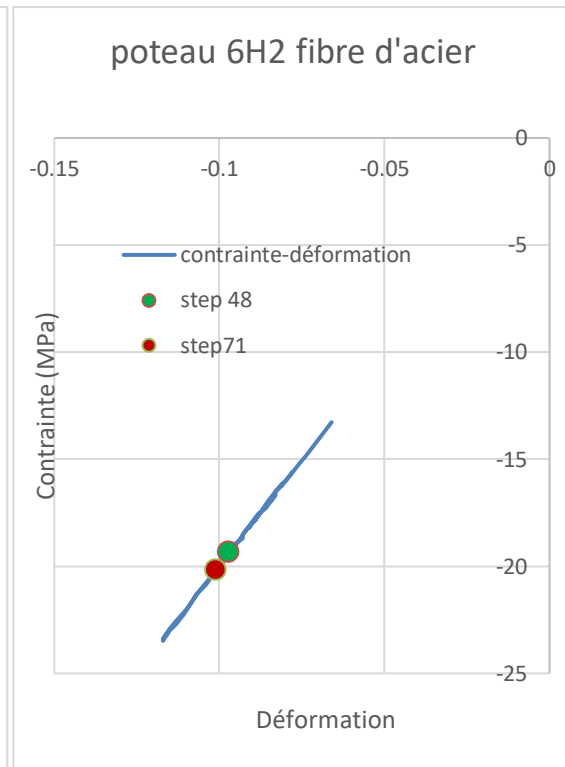


Figure 58:poteau 6H2 fibre acier

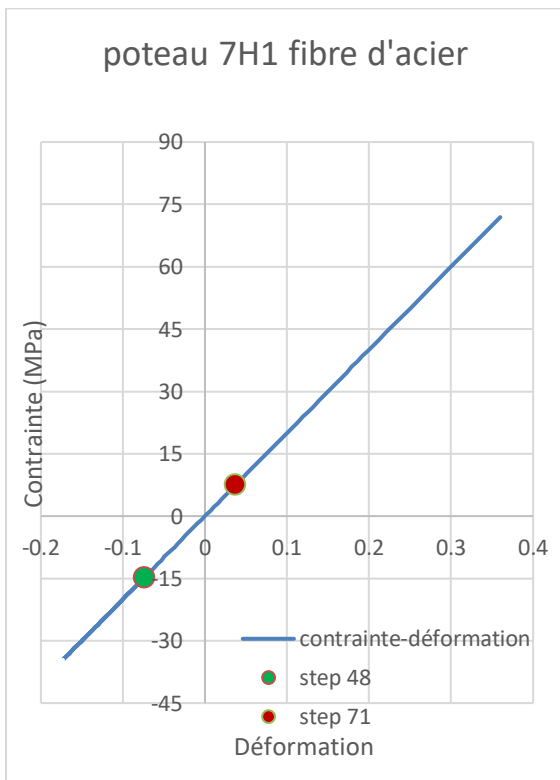


Figure 59:poteau 7H1 fibre acier

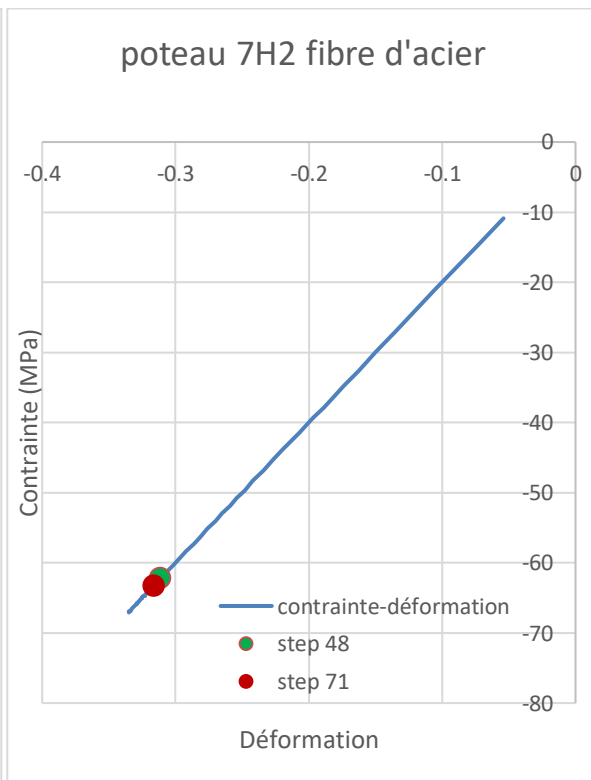


Figure 60:poteau 7H2 fibre acier

## Annexe B (exemple 1)

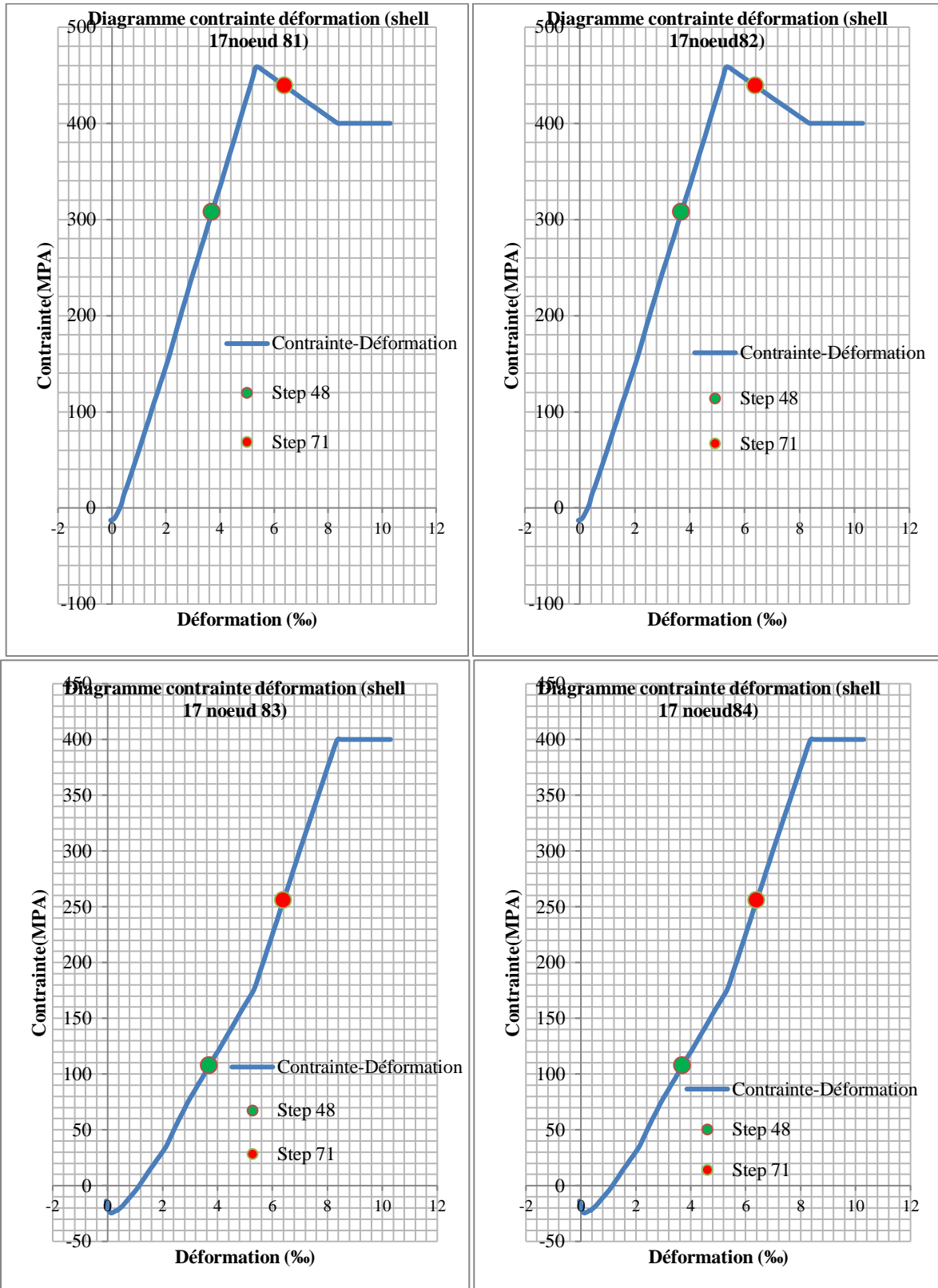


Figure 61:élément 17 de la couche d'acier noeud (81-82-83-84)

## Annexe B (exemple 1)

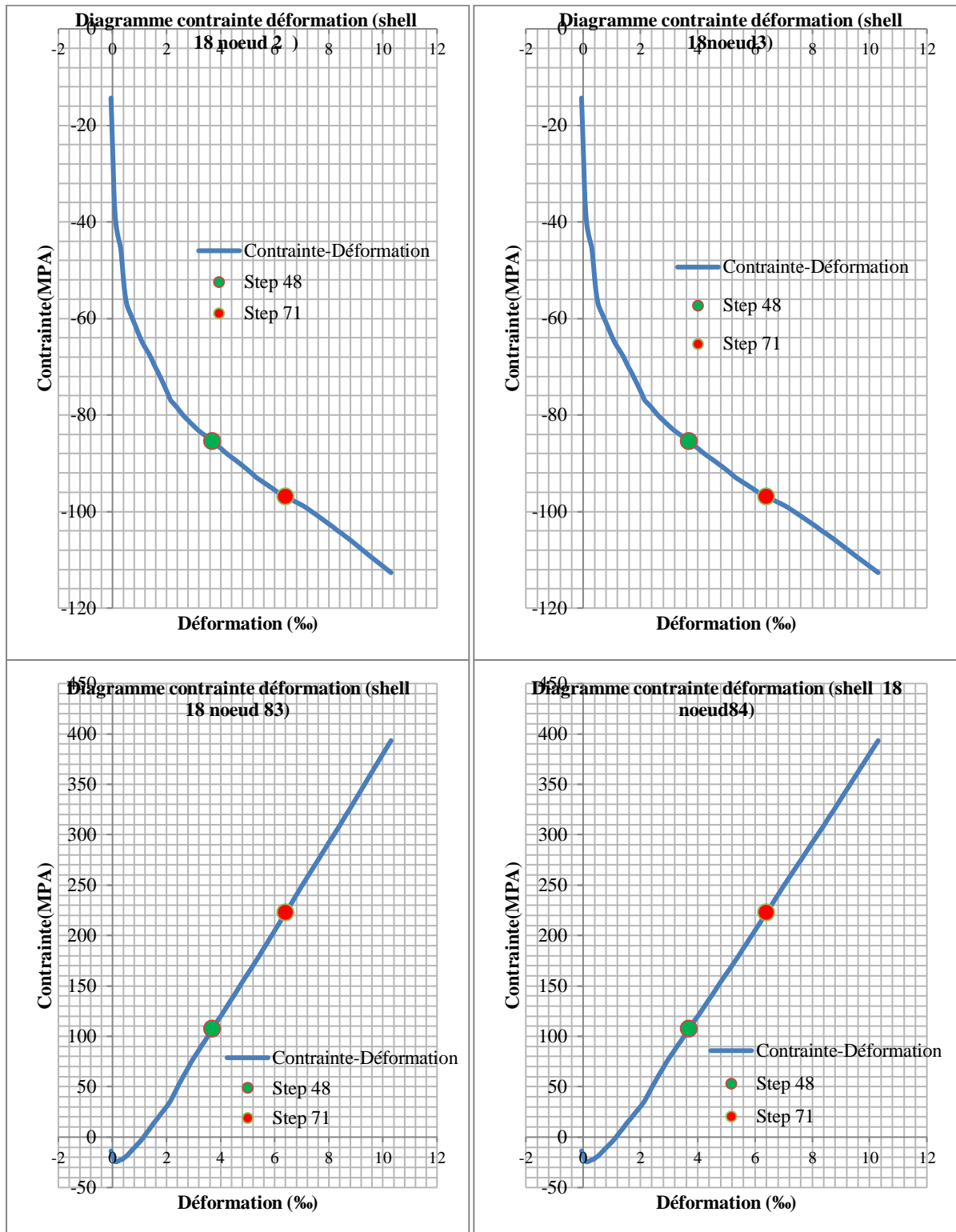


Figure 62:élément 18 de la couche d'acier noeud (2-3-83-84)

## Annexe B (exemple 1)

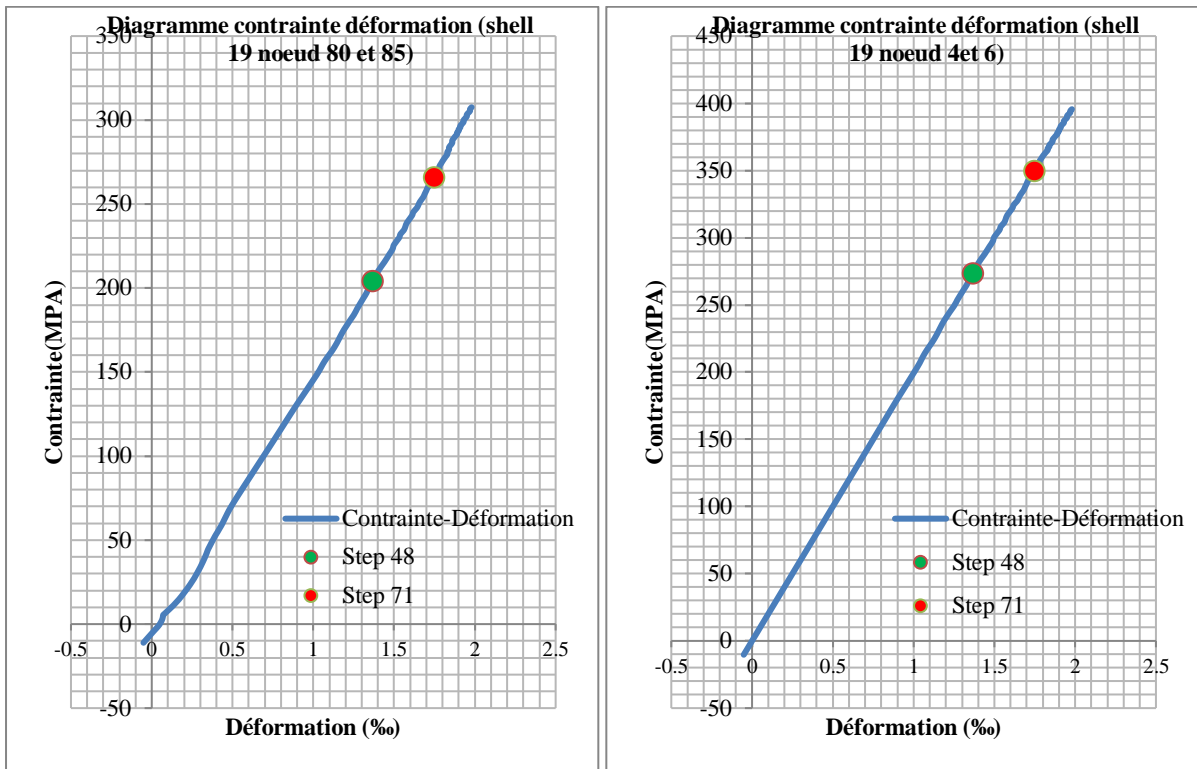


Figure 63:élément 19 de la couche d'acier nœud (4-6-80-85)

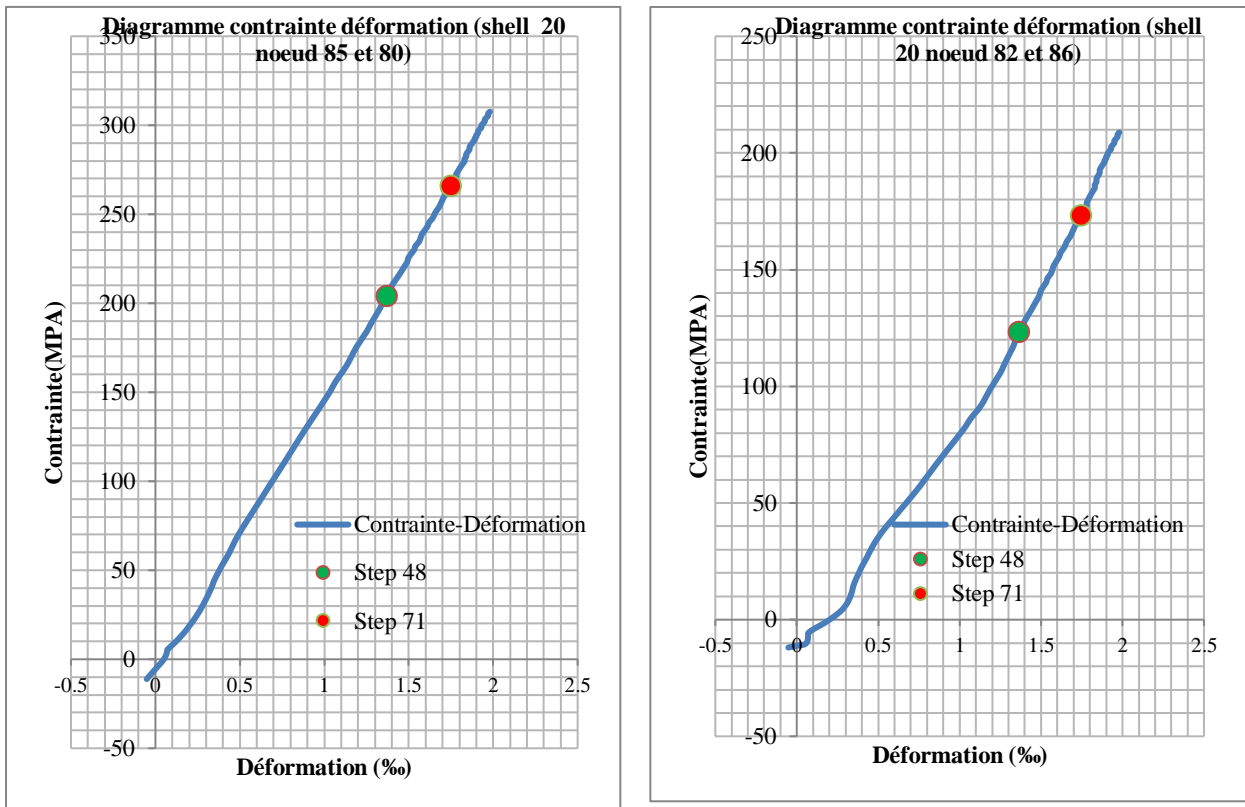


Figure 64:élément 20 de la couche d'acier nœud (82-86-80-85)

## Annexe B (exemple 1)

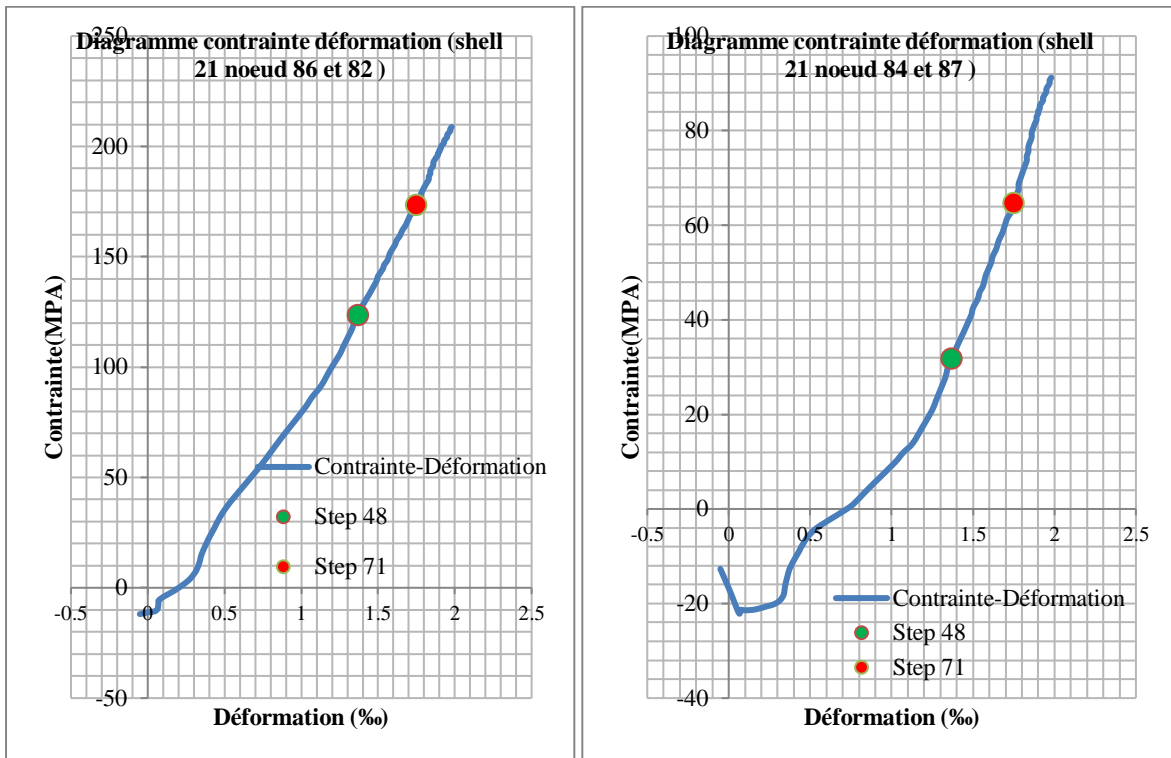


Figure 65:élément 21 de la couche d'acier nœud (82-86-84-87)

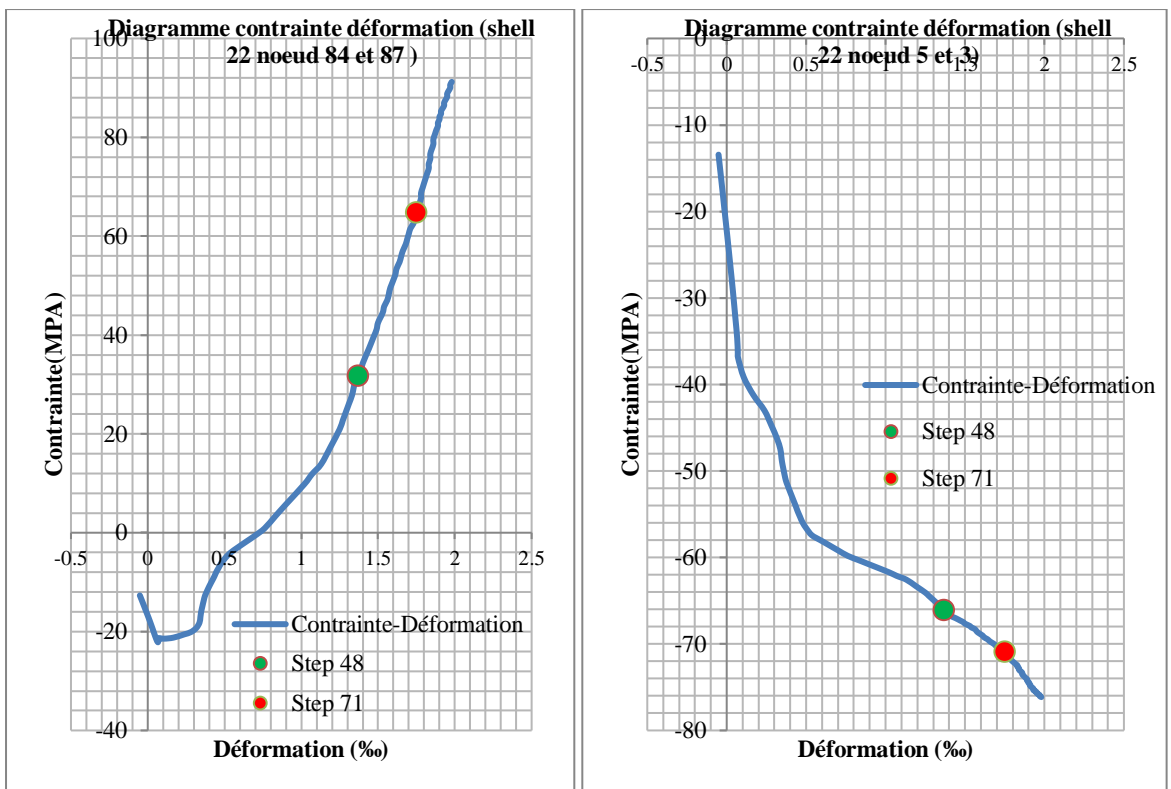


Figure 66 : élément 22 de la couche d'acier nœud (3-5-84-87)

## Annexe B (exemple 1)

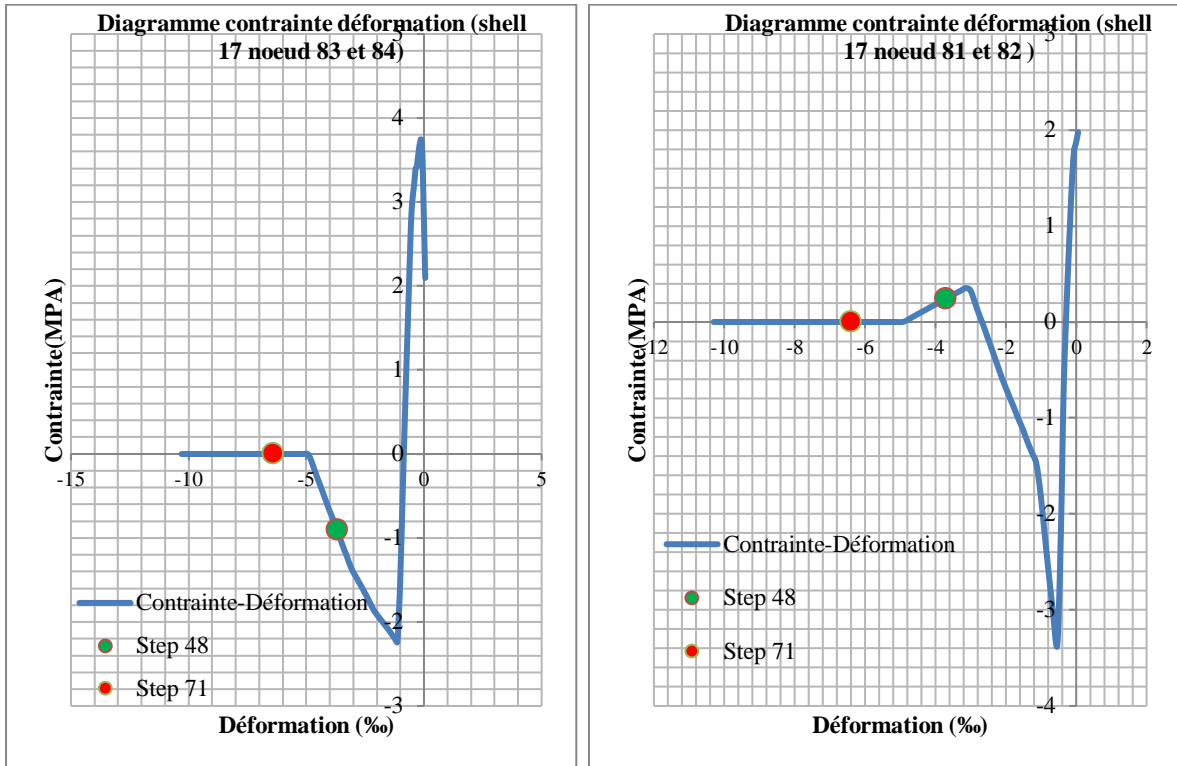


Figure 67 : élément 17 de la couche de béton noeud (81-82-83-84)

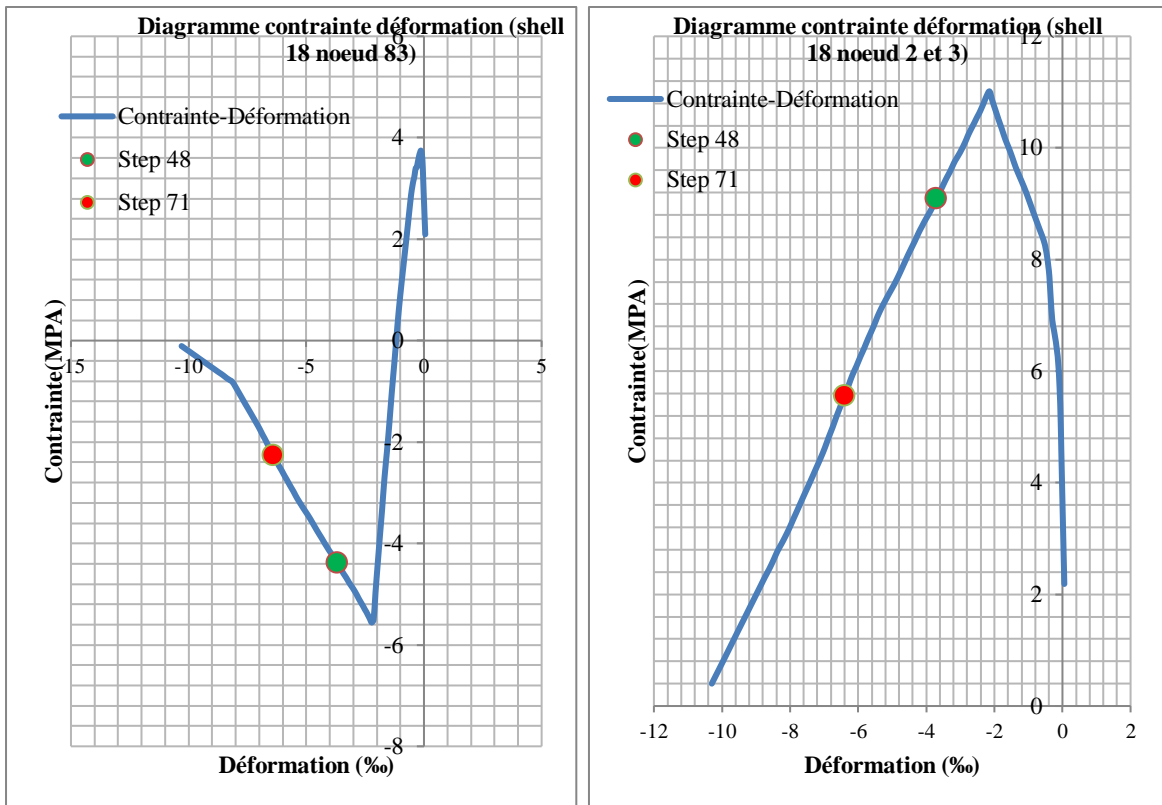


Figure 68: élément 18 de la couche de béton noeud (2-3-83-84)

## Annexe B (exemple 1)

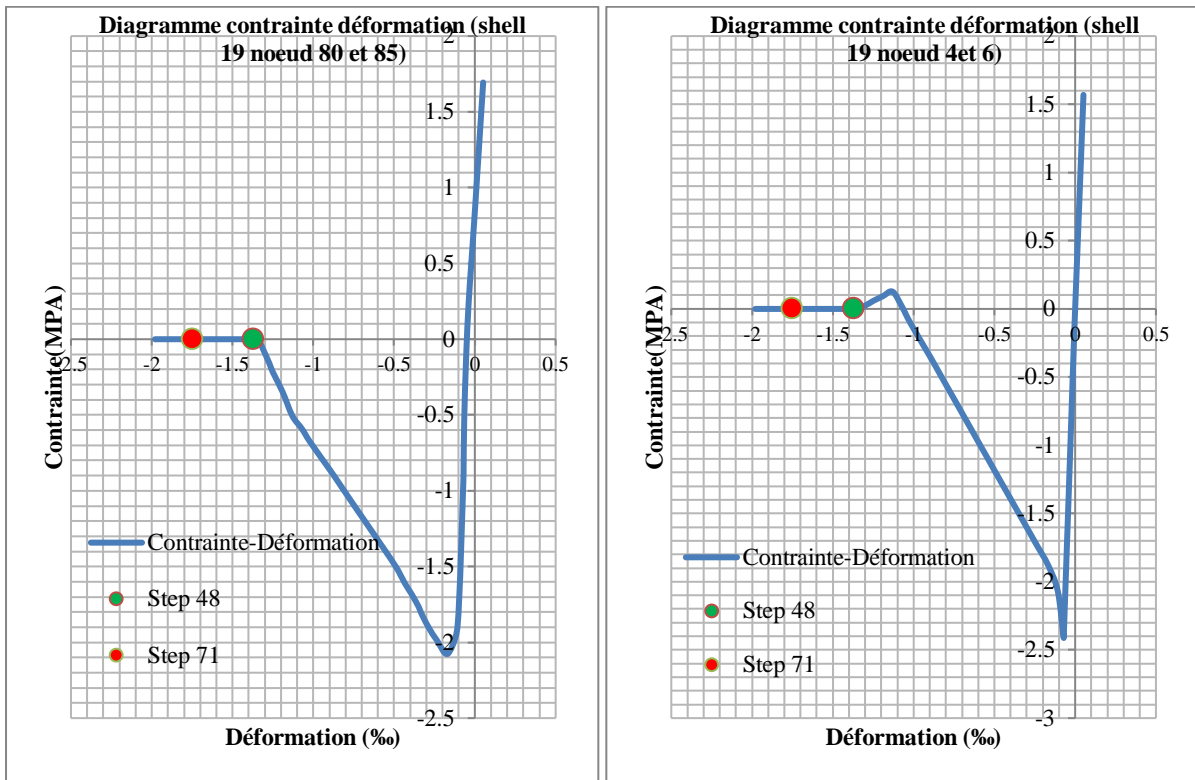


Figure 69: élément 19 de la couche de béton nœud (4-6-80-85)

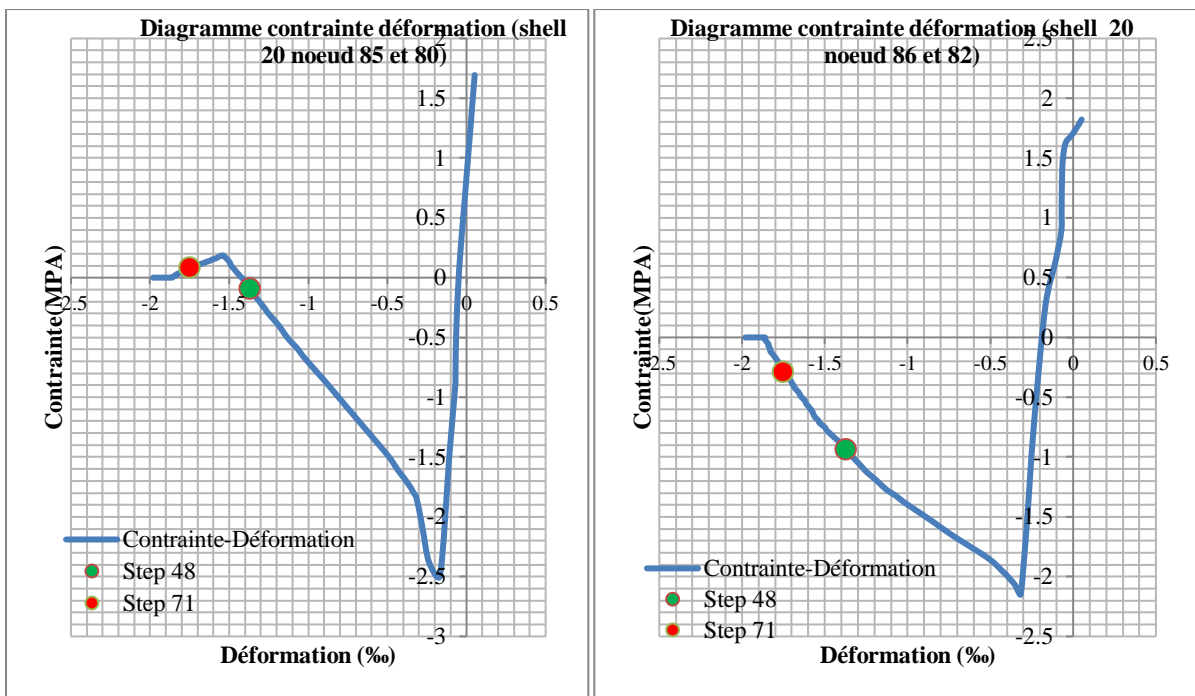


Figure 70: élément 20 de la couche de béton nœud (85-80-86-82)



## Annexe B (exemple 1)

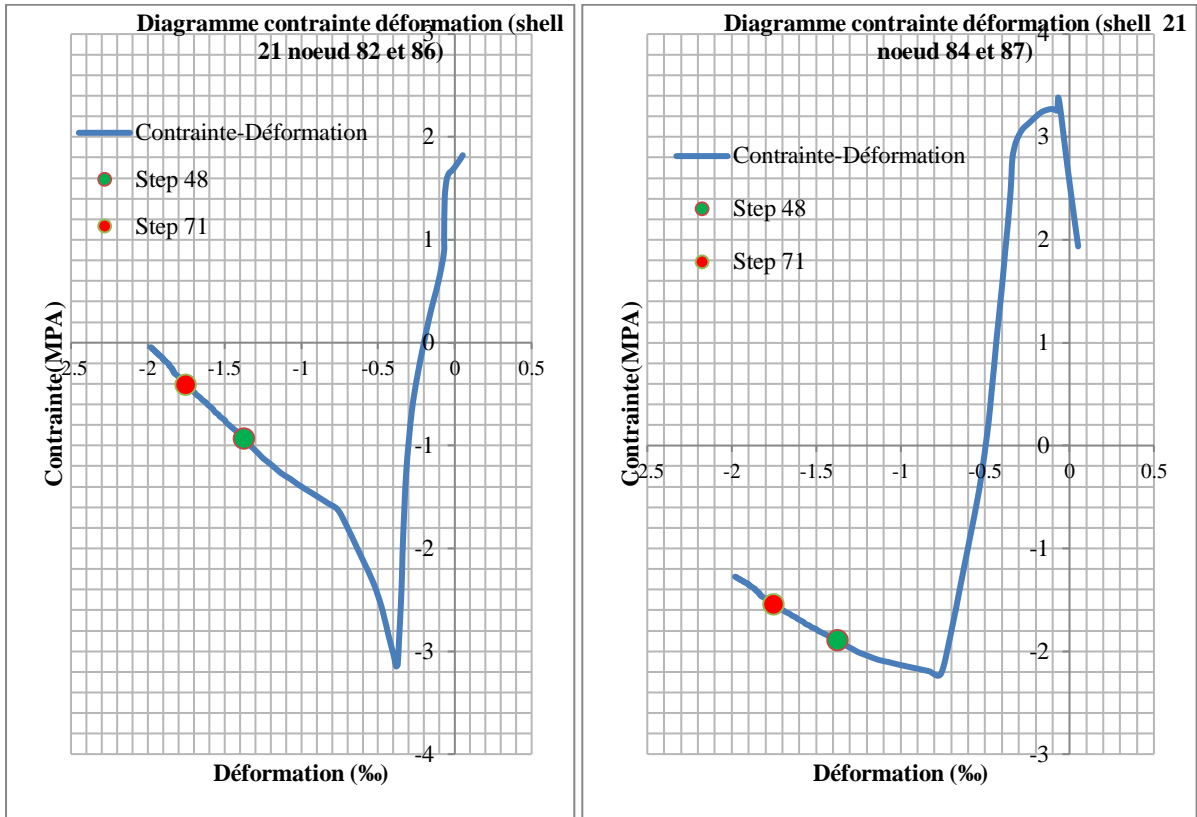


Figure 71: élément 21 de la couche de béton noeud (82-86-84-87)

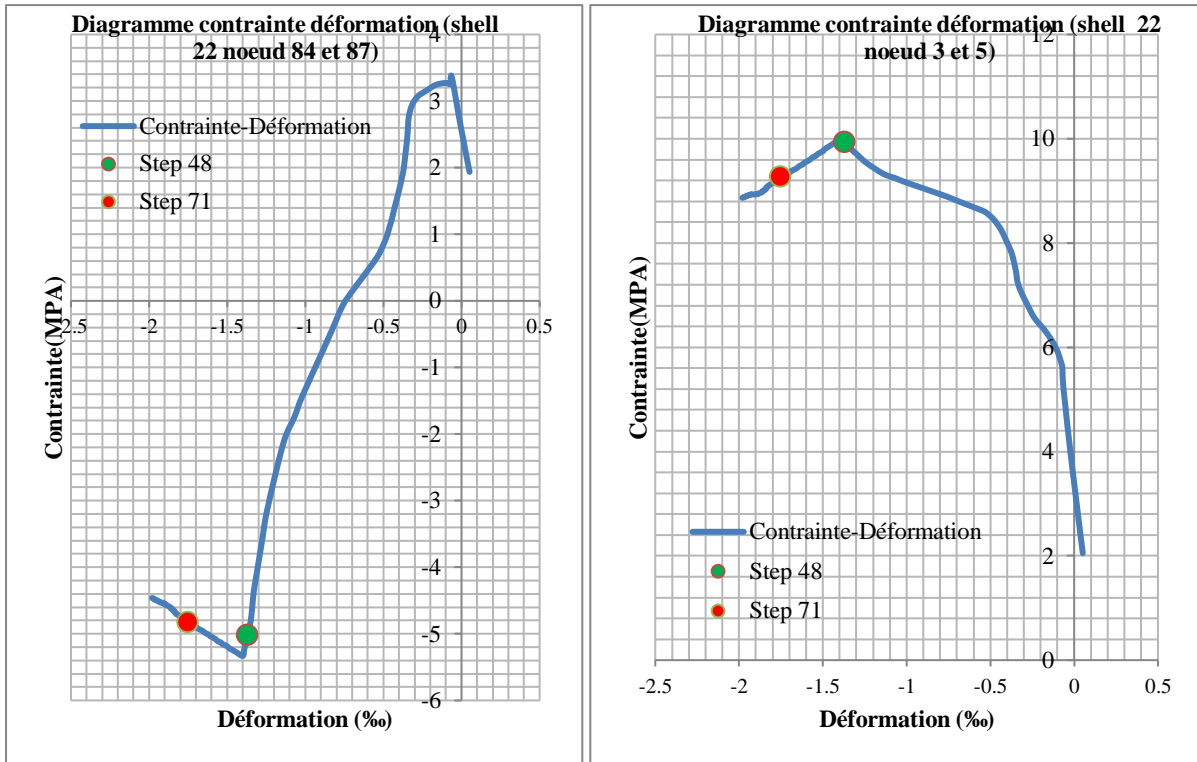


Figure 72: élément 22 de la couche de béton noeud (84-87-3-5)

## Annexe C (exemple 2)

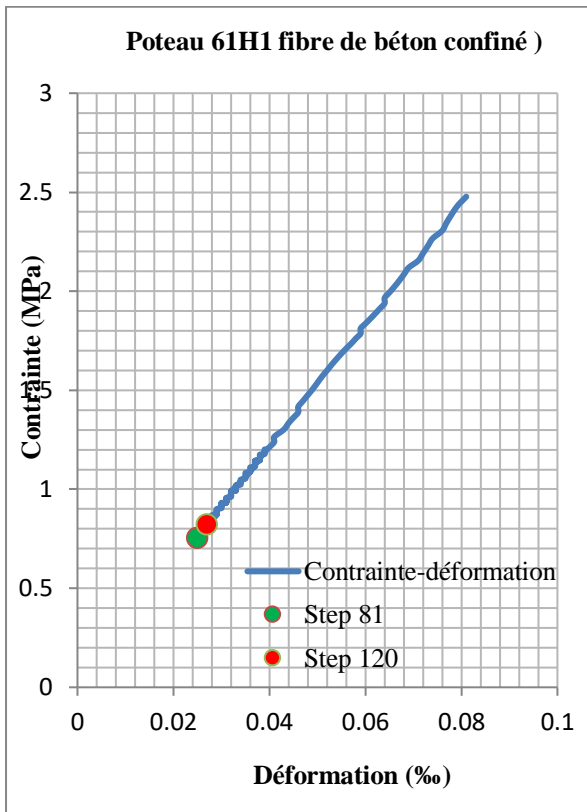


Figure 73 : poteau 61H1 béton confiné

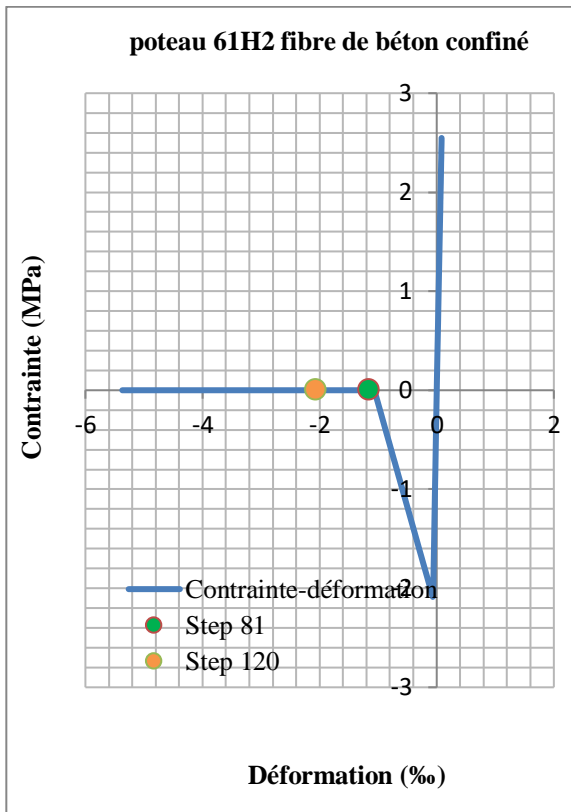


Figure 74: poteau 61H2 béton confiné

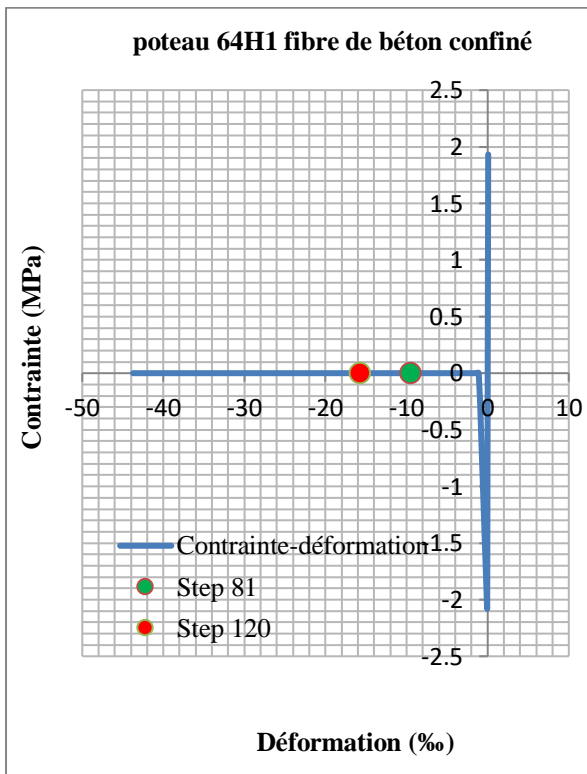


Figure 75: poteau 64H1béton confiné

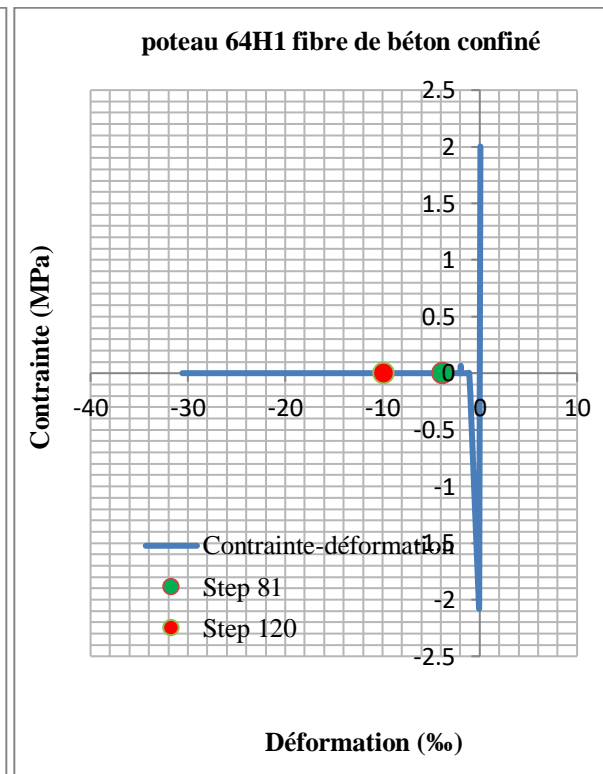


Figure 76 : poteau 64H2béton confiné

## Annexe C (exemple 2)

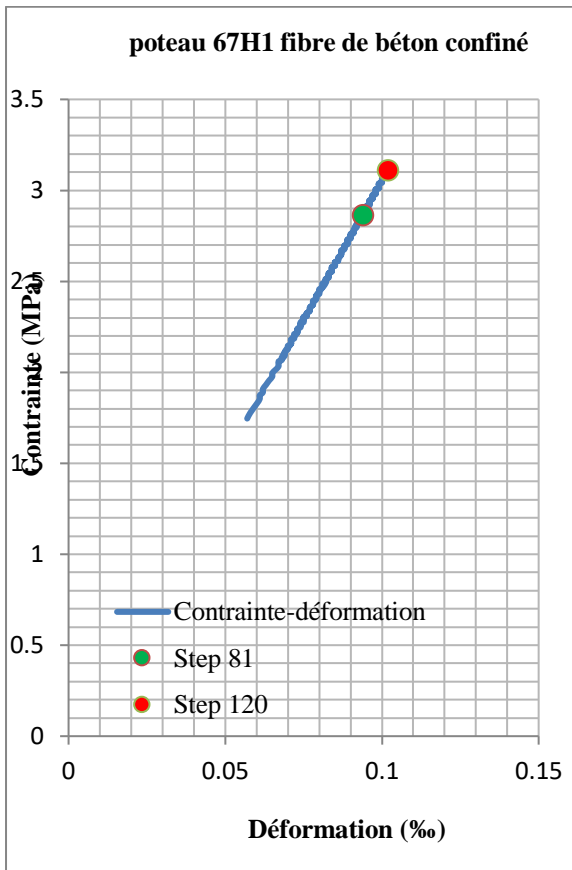


Figure 77 : poteau 67H1béton confiné

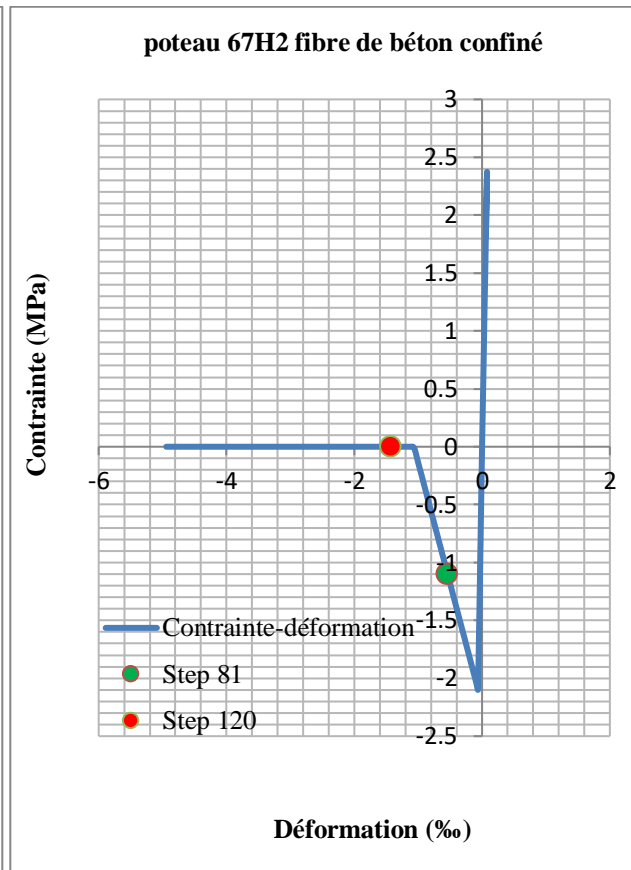


Figure 78 : poteau 67H2béton confiné

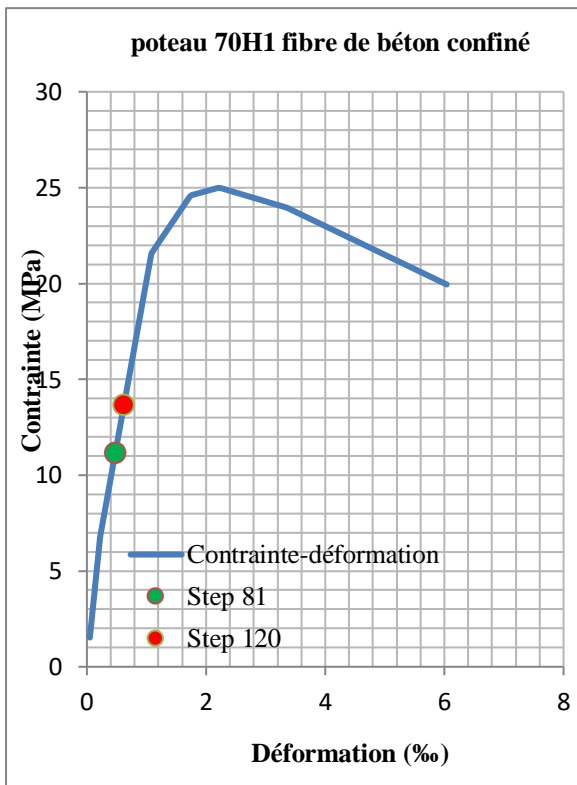


Figure 79 : poteau 70H1béton confiné

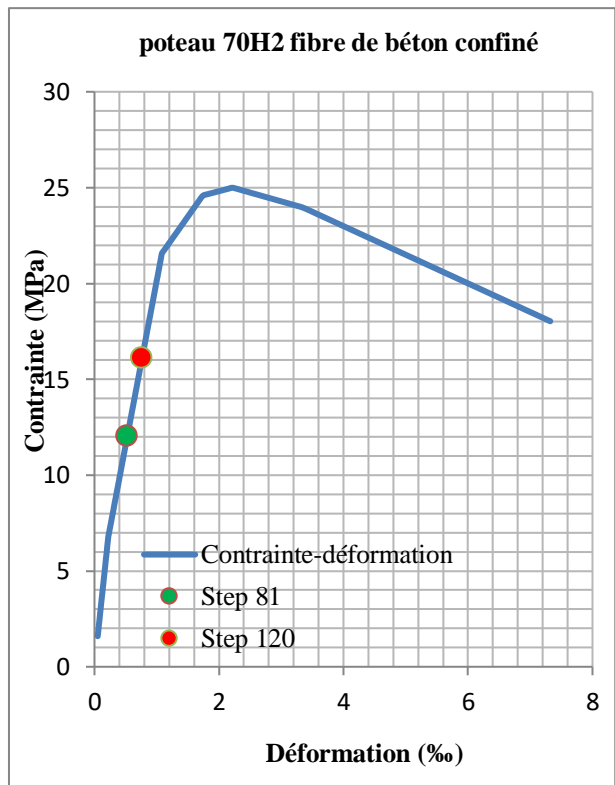


Figure 80 : poteau 70H2béton confiné

## Annexe C (exemple 2)

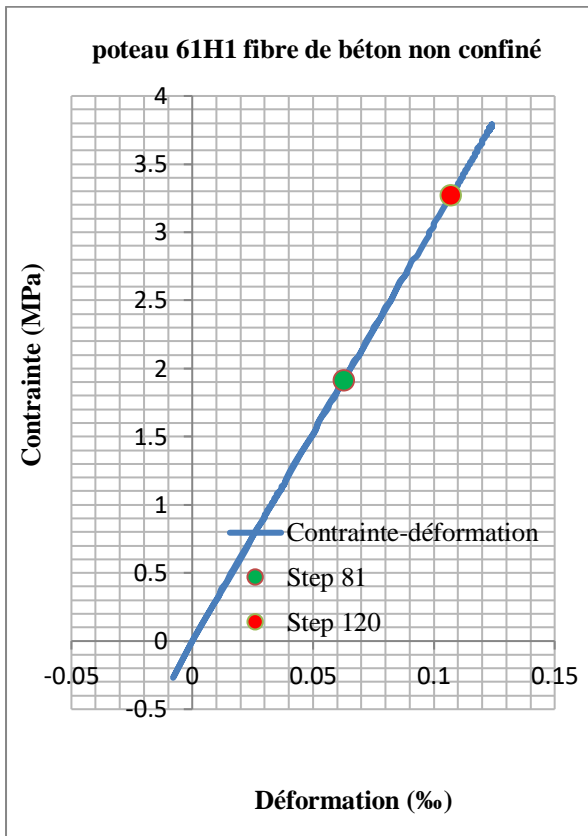


Figure 81 : poteau 61H1 béton non confiné

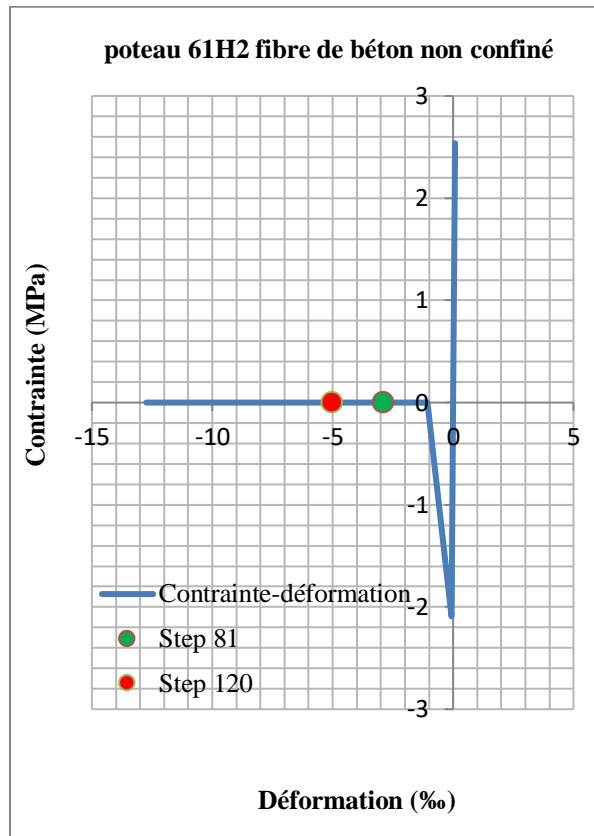


Figure 82: poteau 61H2 béton non confiné

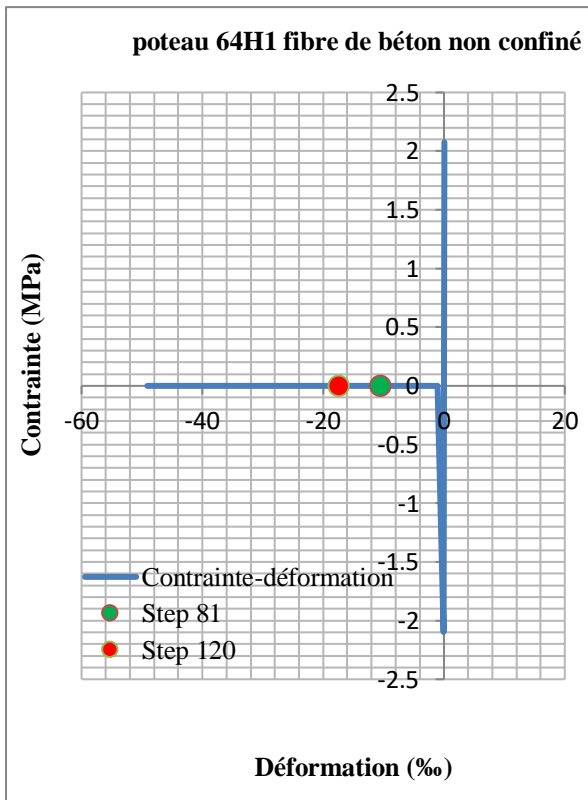


Figure 83: poteau 64H1 béton non confiné

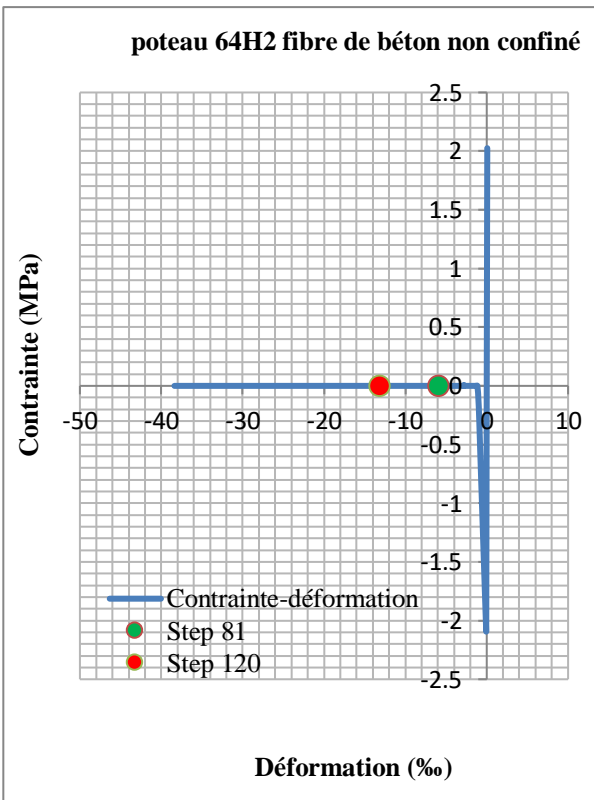


Figure 84: poteau 64H2 béton non confiné

## Annexe C (exemple 2)

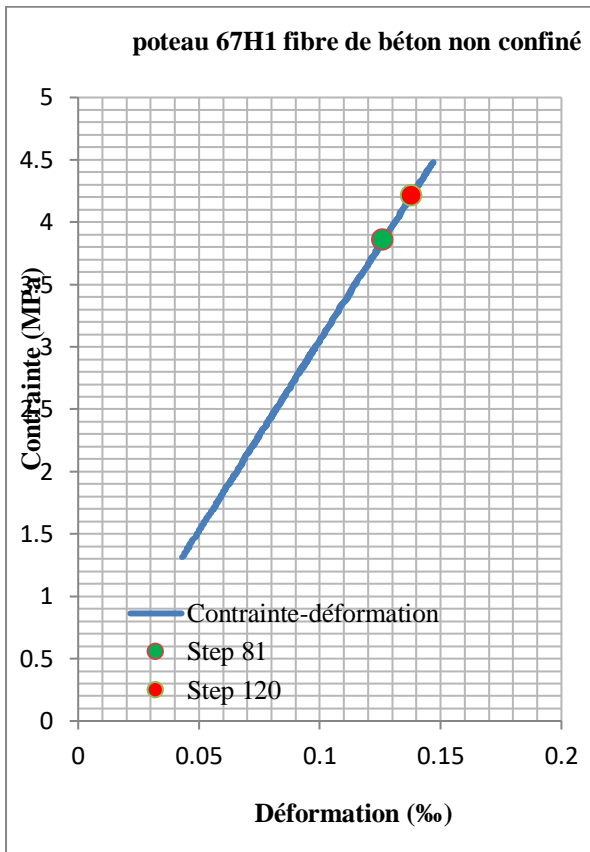


Figure 85: poteau 67H1 béton non confiné

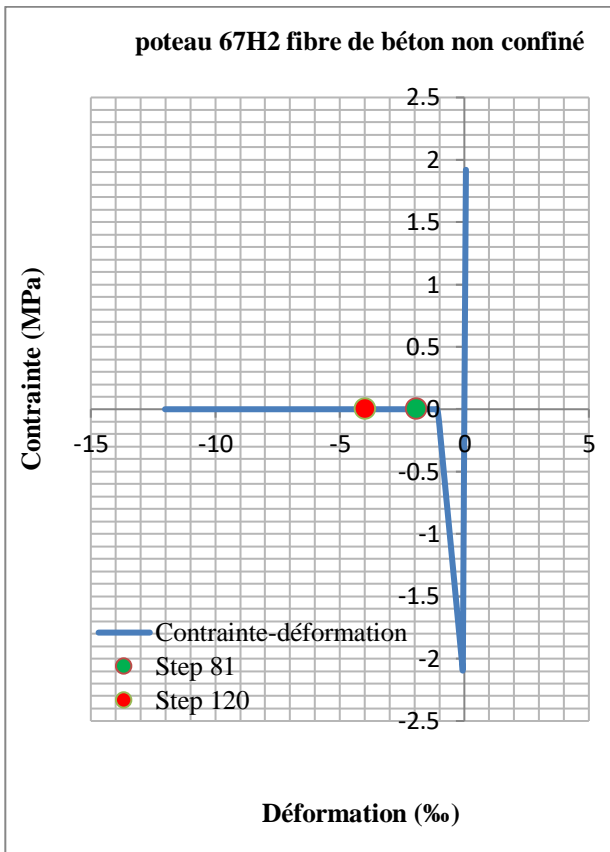


Figure 86: poteau 67H2 béton non confiné

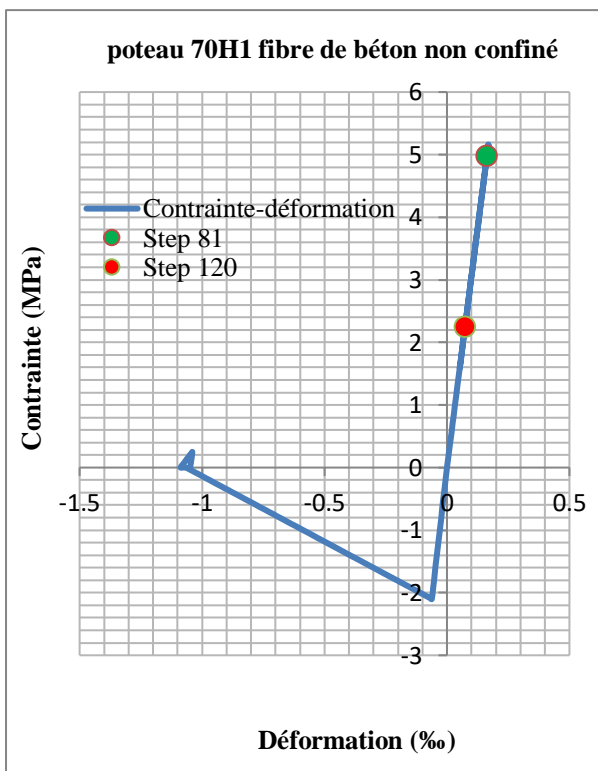


Figure 87: poteau 70H1 béton non confiné

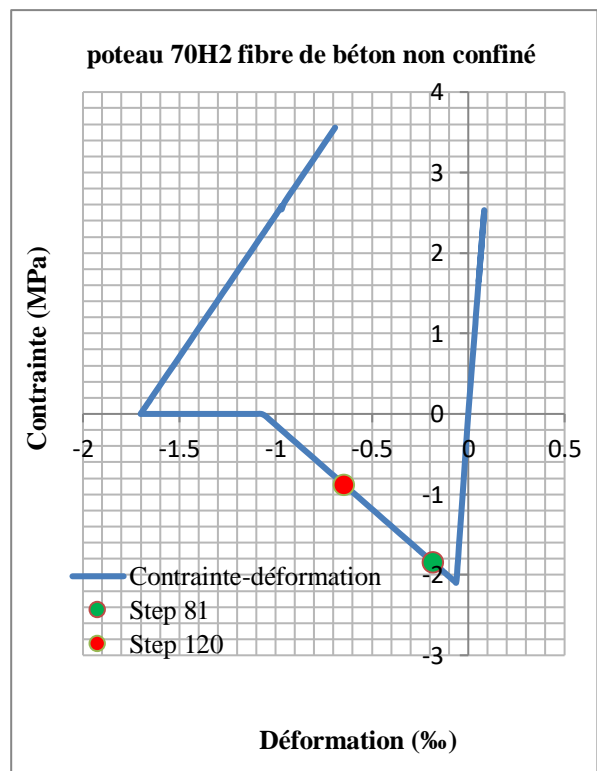


Figure 88: poteau 70H2 béton non confiné

## Annexe C (exemple 2)

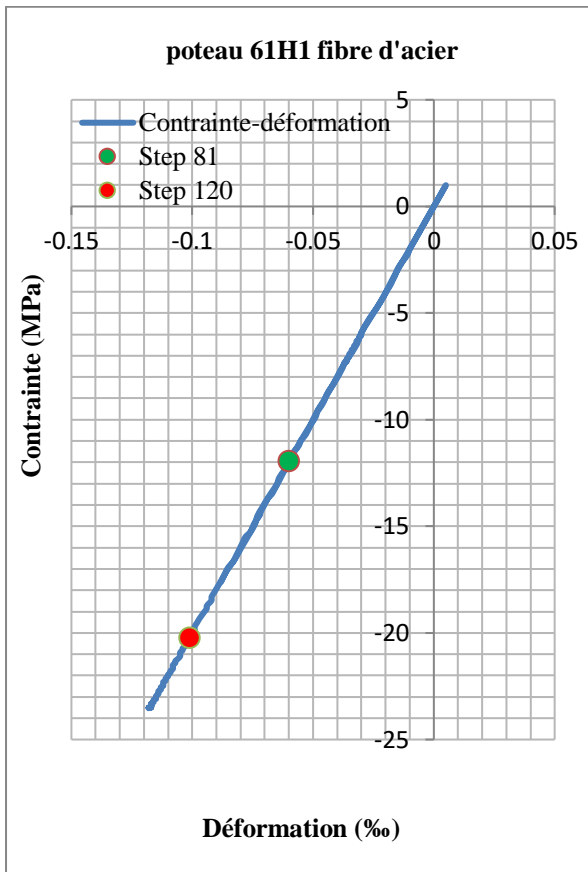


Figure 89 : poteau 61H1 fibre d'acier

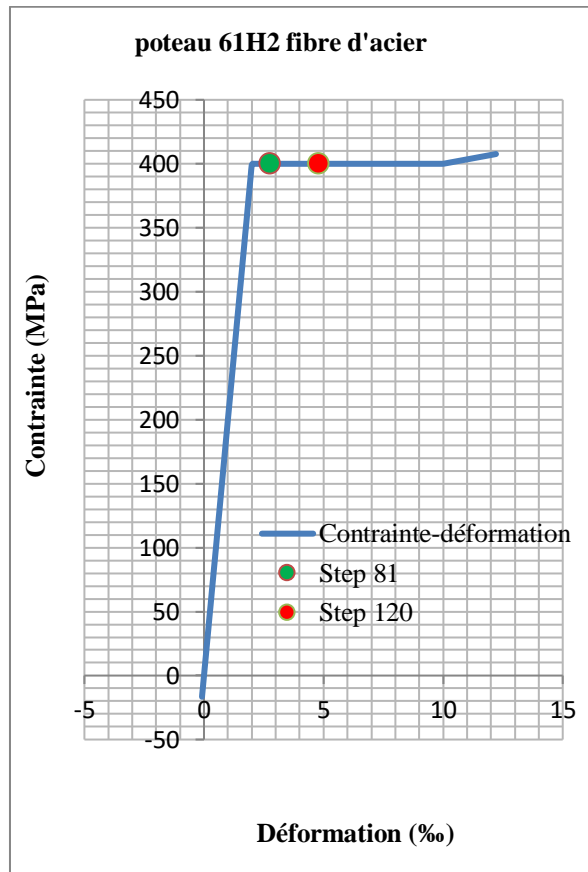


Figure 90: poteau 61H1 fibre d'acier

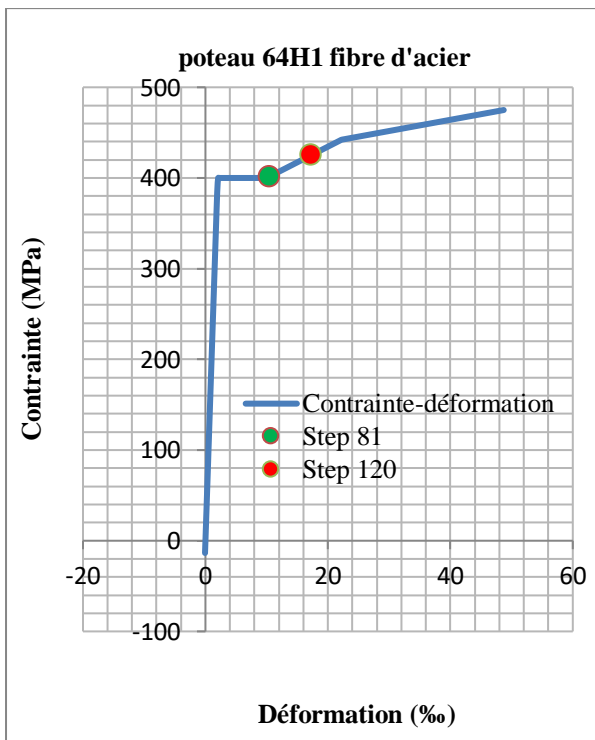


Figure 91: poteau 64H1 fibre d'acier

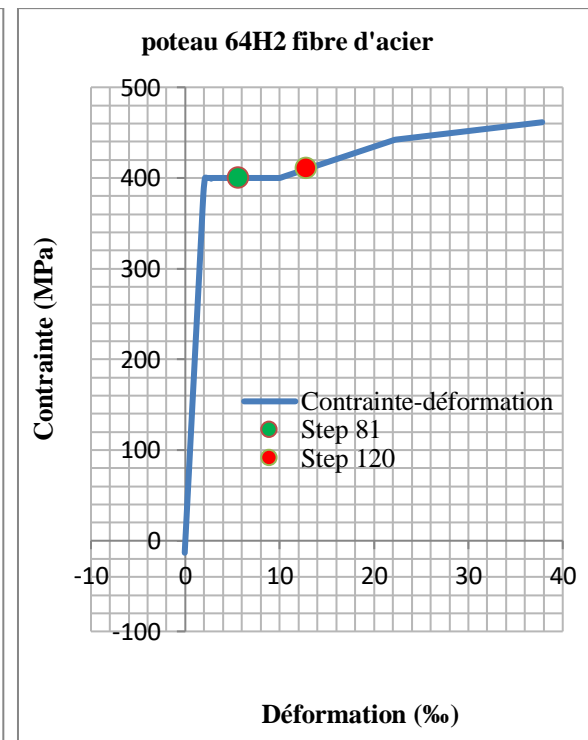


Figure 92: poteau 64H2 fibres d'acier

## Annexe C (exemple 2)

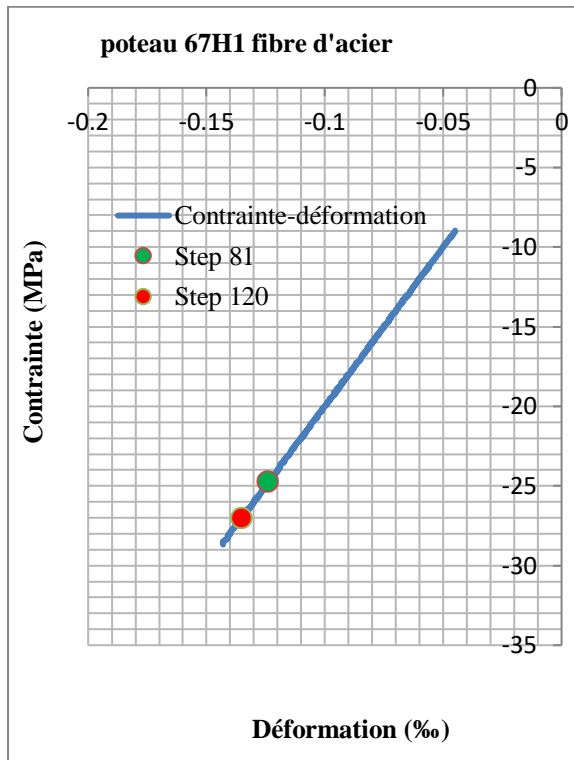


Figure 93: poteau 67H1 fibres d'acier

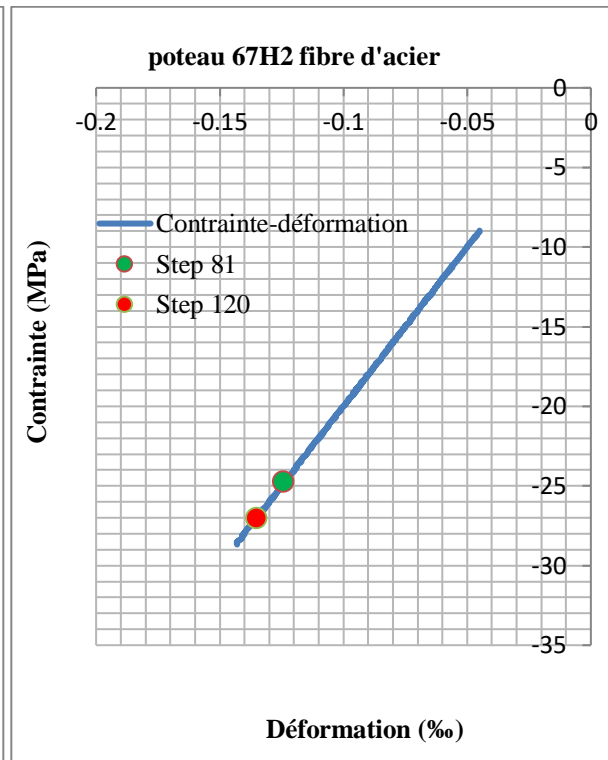


Figure 94: poteau 67H2 fibres d'acier

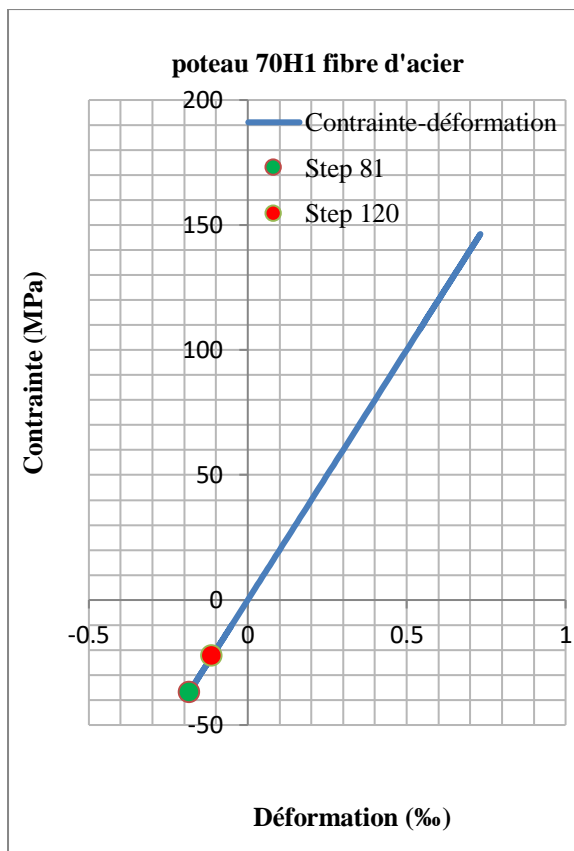


Figure 95: poteau 70H1 fibres d'acier

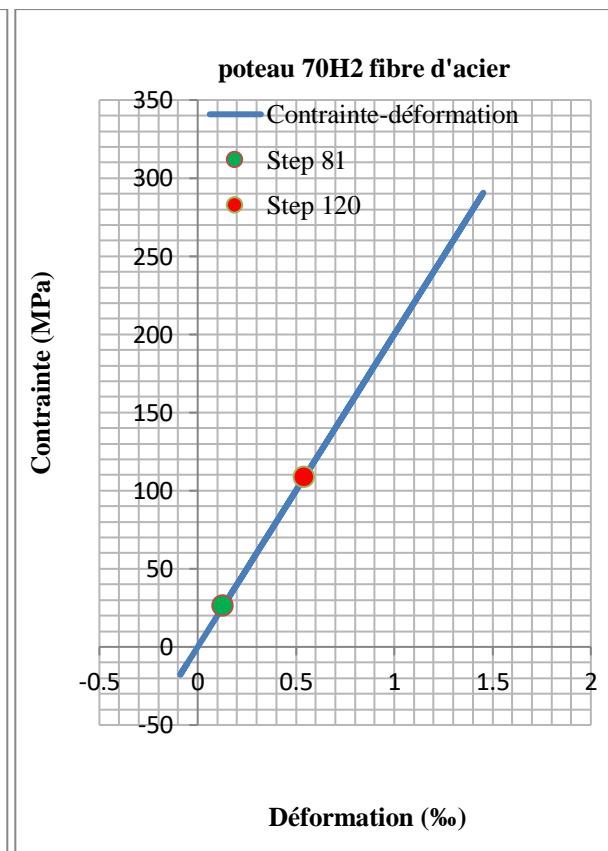


Figure 96: poteau 70H2 fibres d'acier

## Annexe D (exemple 2)

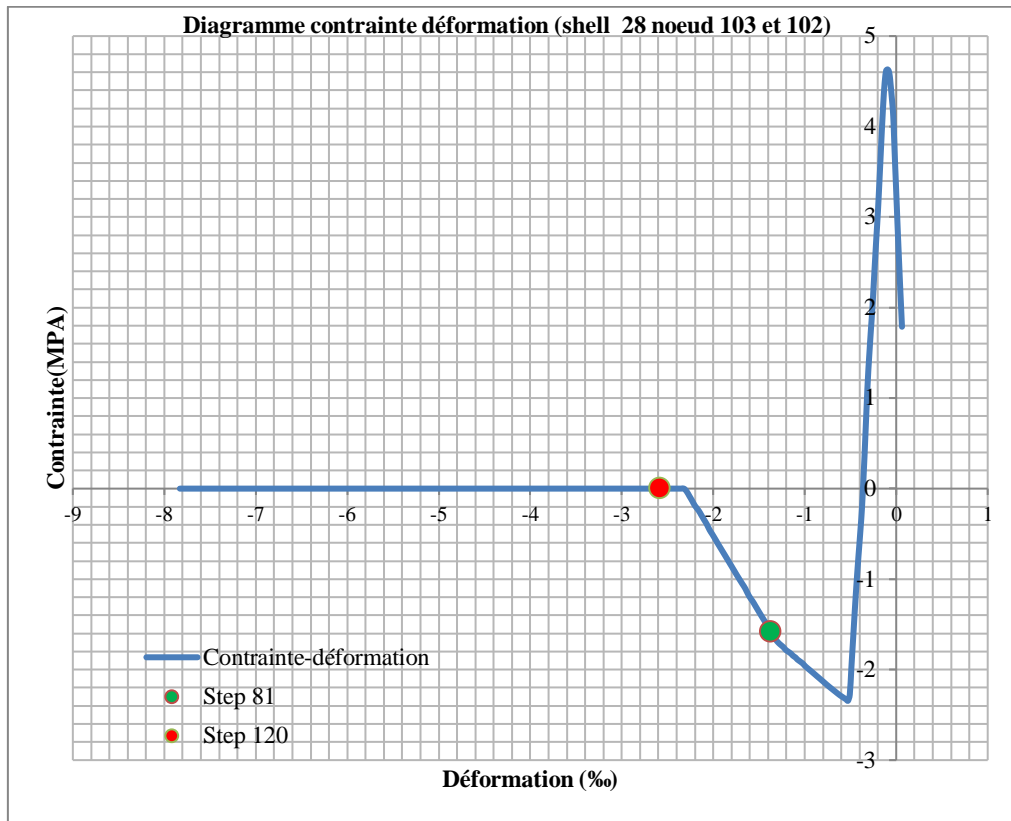


Figure 97:élément 28 de la couche de béton noeud (102-103)

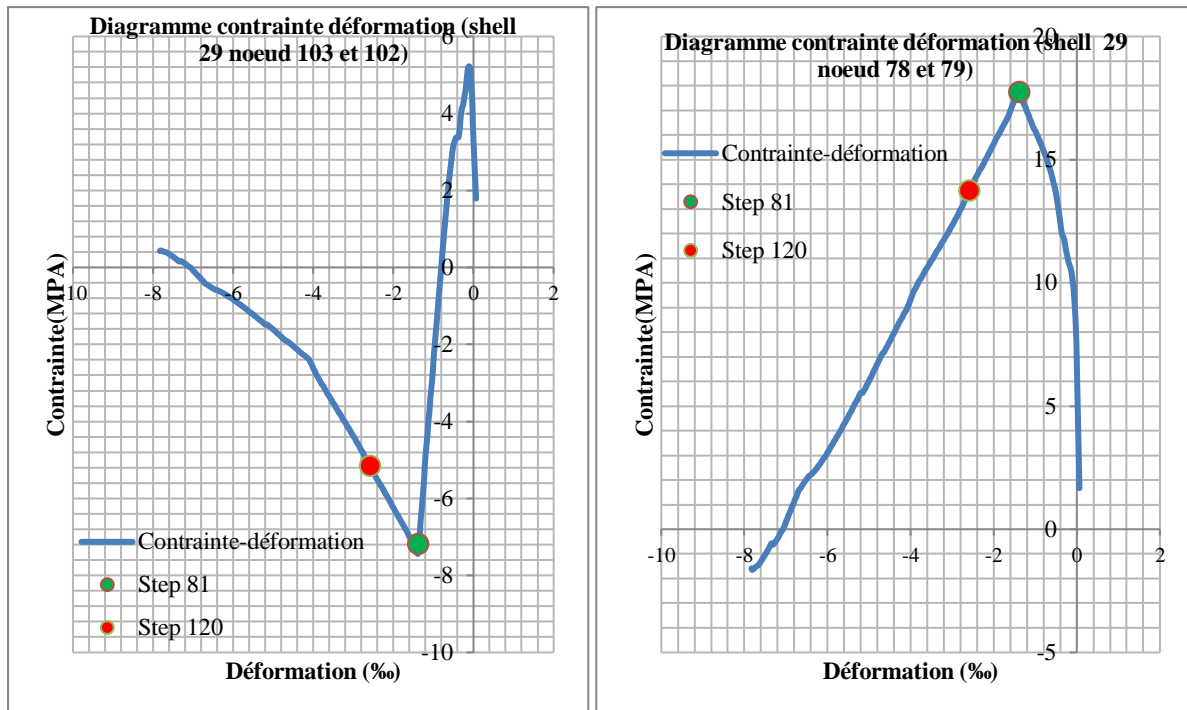


Figure 98 : élément 29 de la couche de béton noeud (103-102-78-79)



## Annexe D (exemple 2)

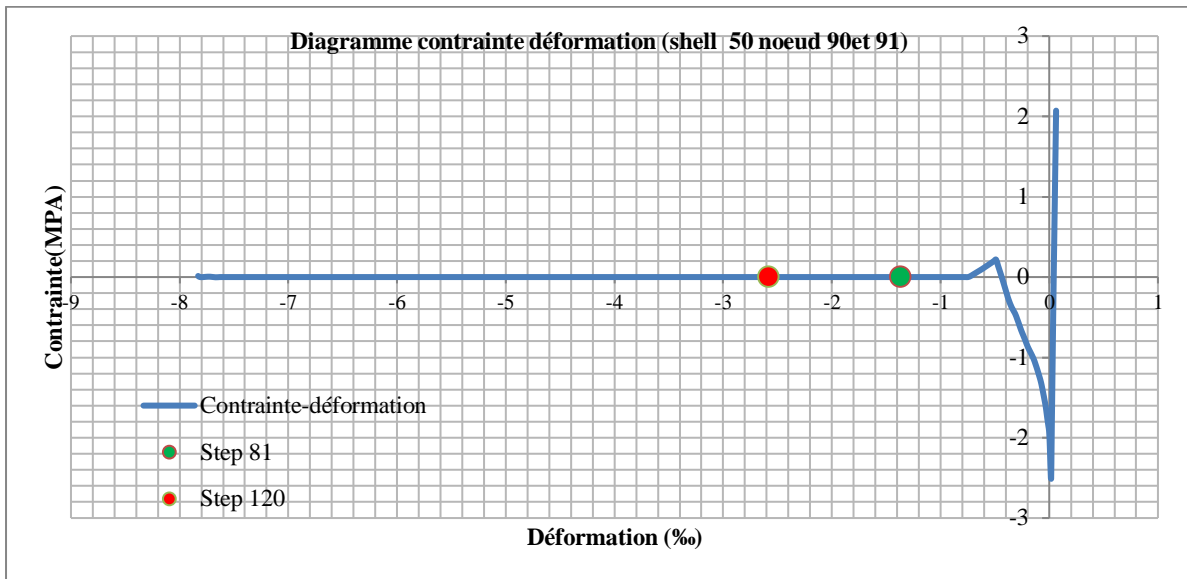


Figure 99: élément 50 de la couche de béton noeud (90-91)

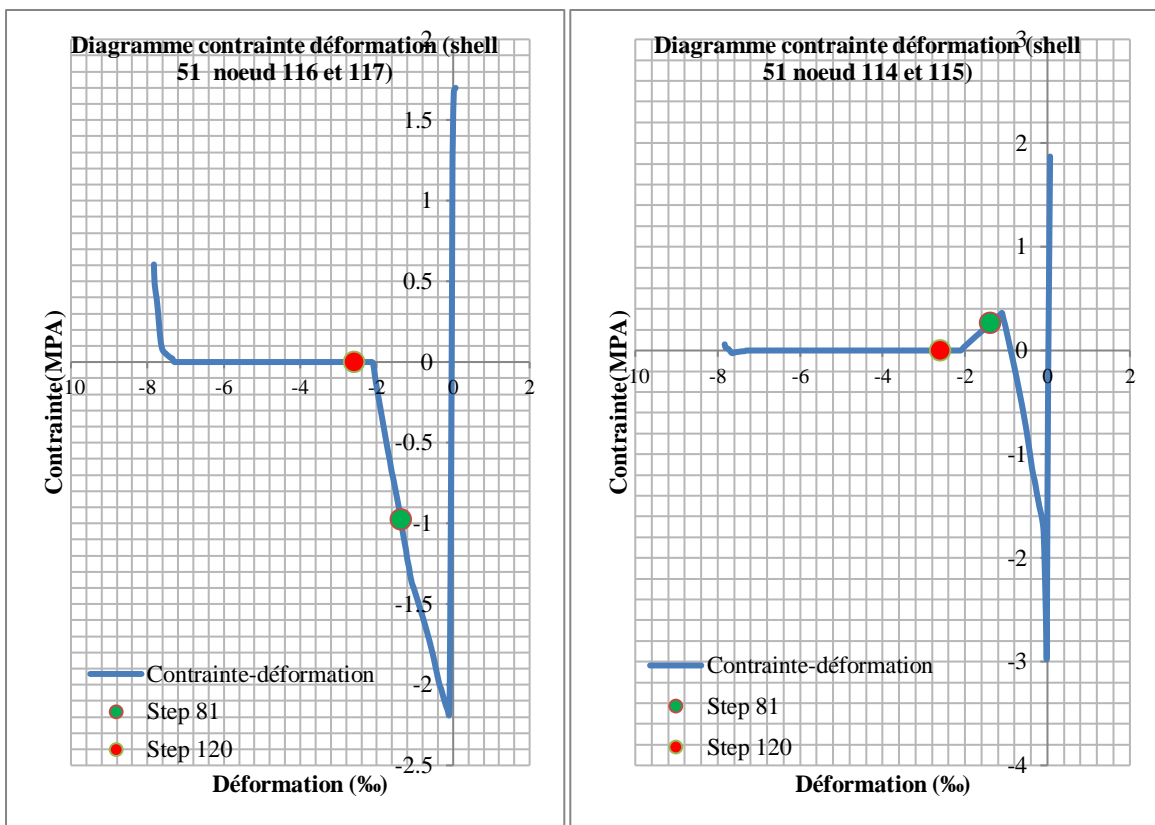


Figure 100: élément 51 de la couche de béton noeud (116-117-114-115)

## Annexe D (exemple 2)

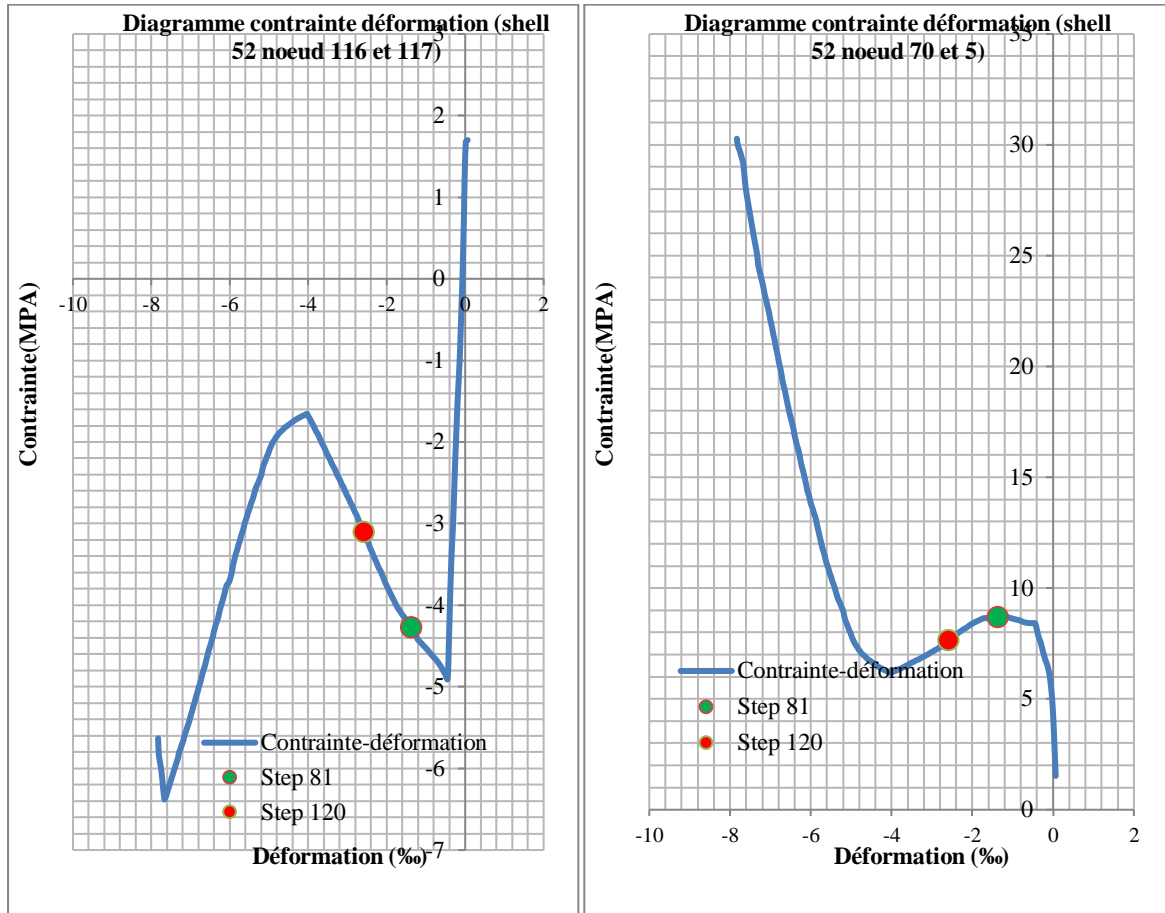


Figure 101: élément 52 de la couche de béton noeud (116-117-70-5)

## Annexe D (exemple 2)

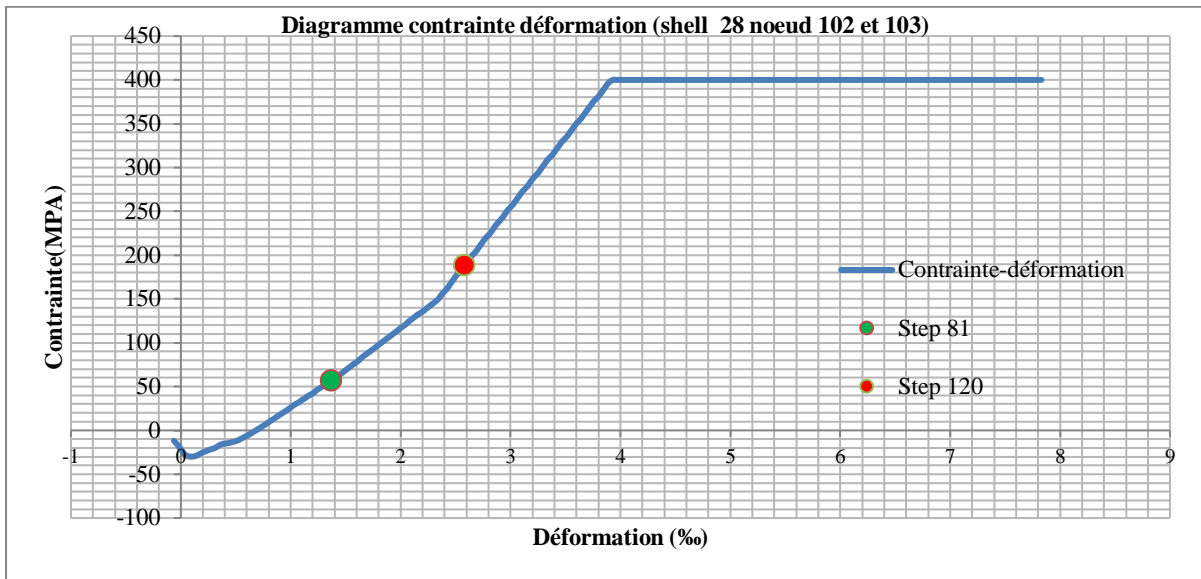


Figure 102:élément 28 de la couche d'acier nœud (102-103)

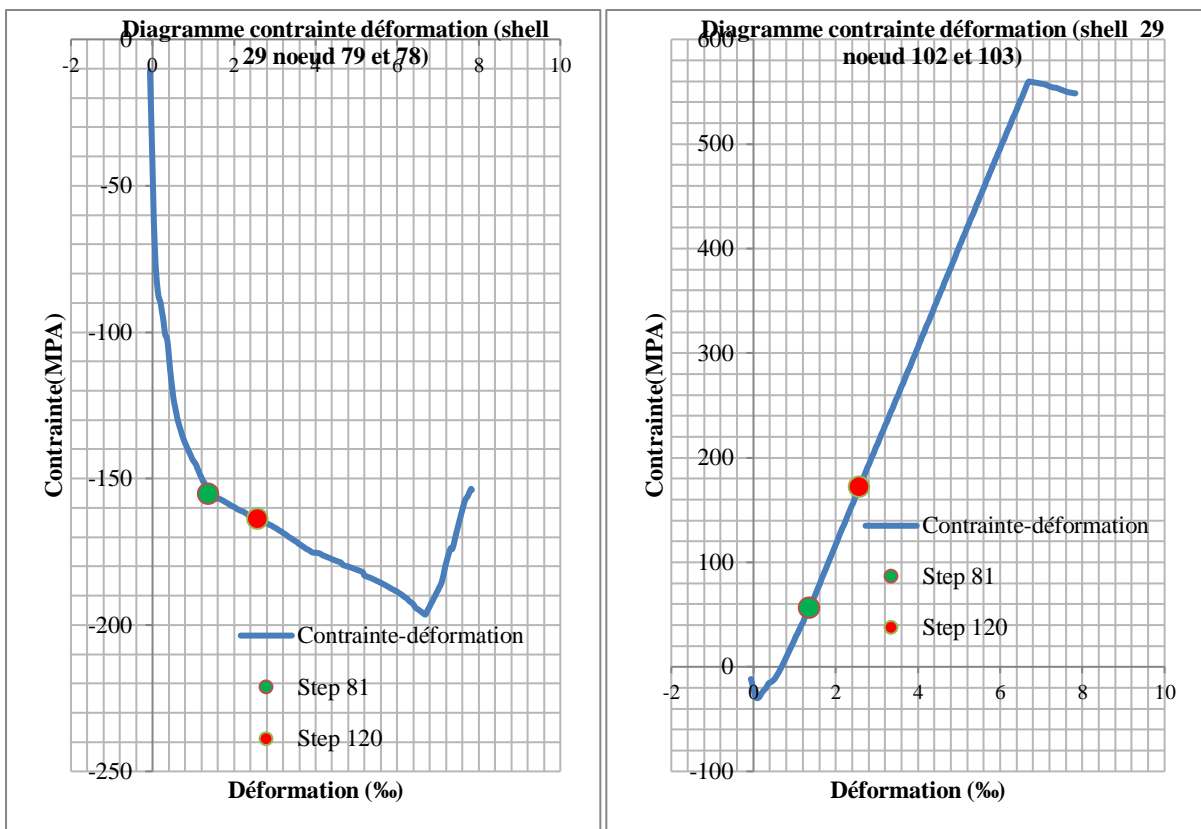


Figure 103:élément 29 de la couche d'acier nœud (102-103-78-79)

## Annexe D (exemple 2)

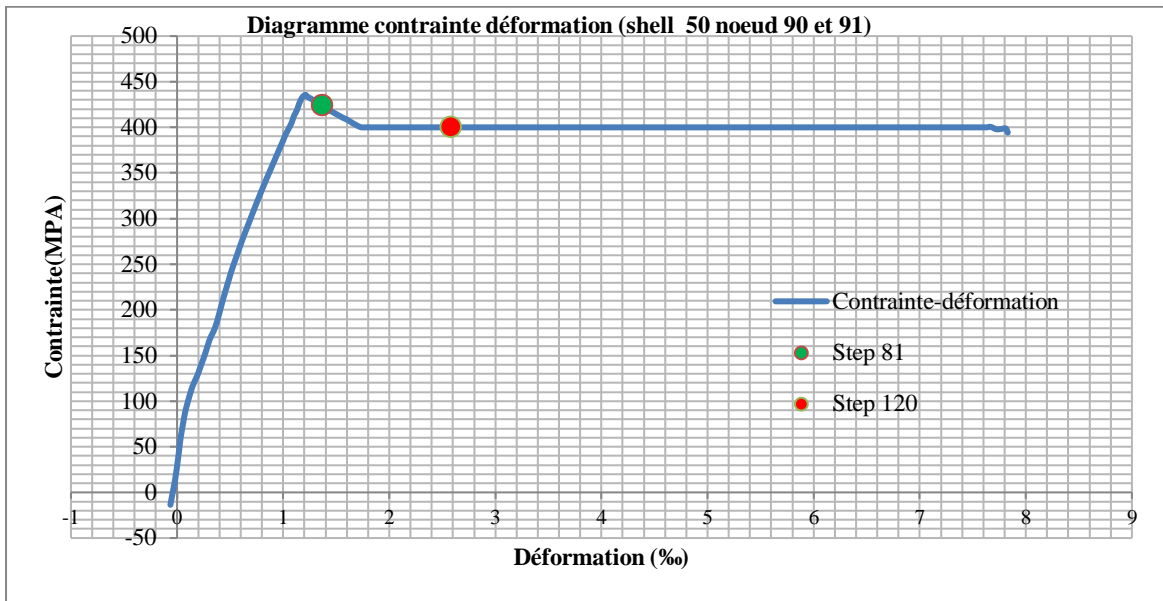


Figure 104:élément 50 de la couche d'acier nœud (90-91)

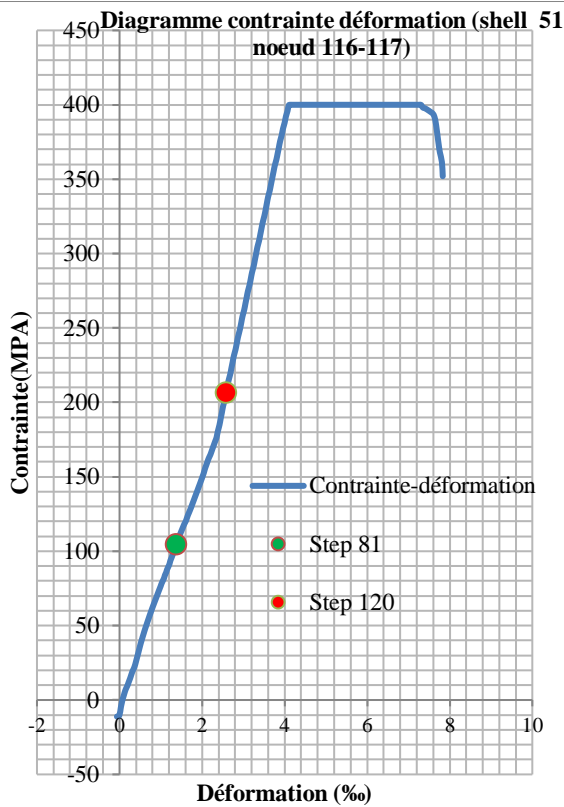
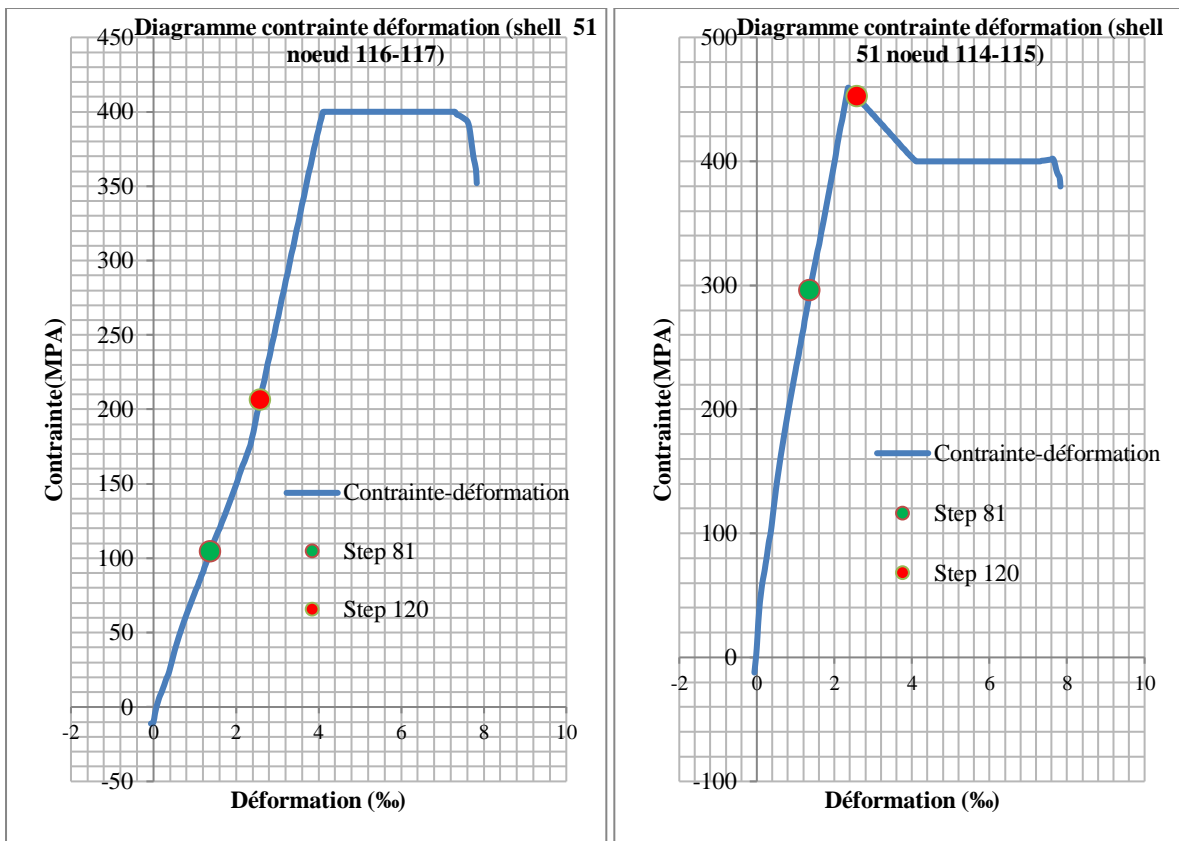


Figure 105:élément 51 de la couche d'acier nœud (114-115-116-117)

## Annexe D (exemple 2)

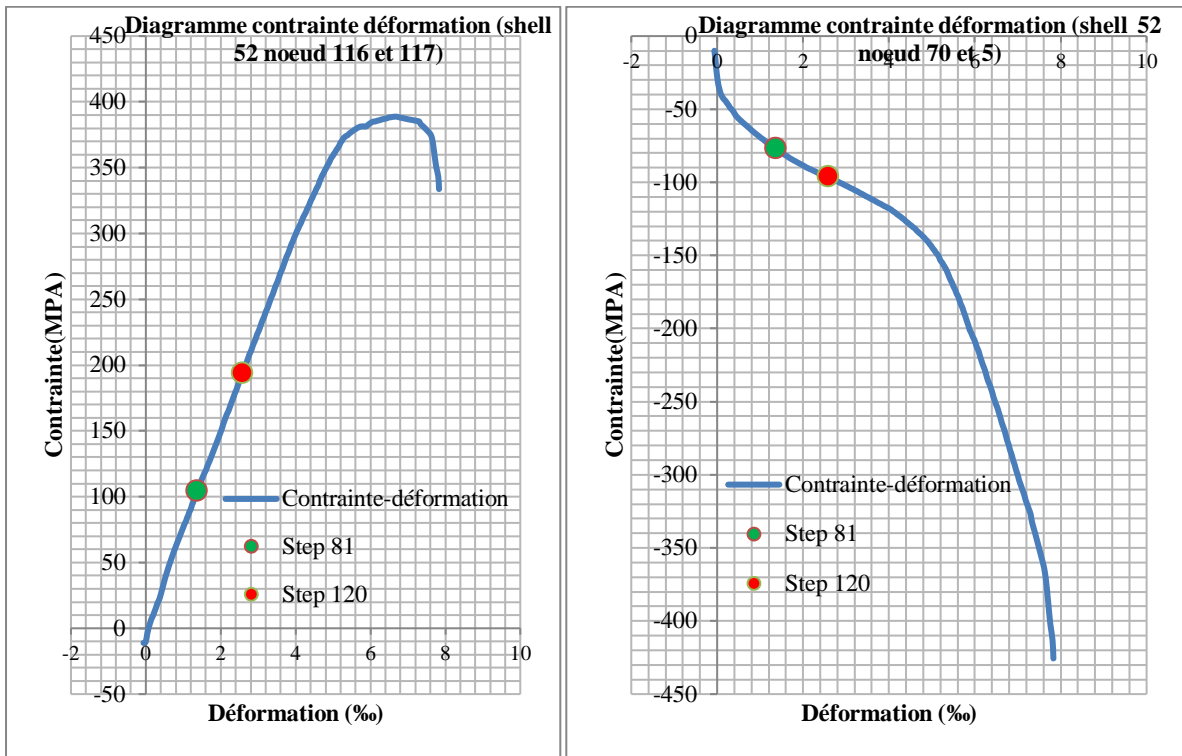


Figure 106:élément 52 de la couche d'acier nœud (5-70-116-117)

---

## Résumé

---

L'un des objectifs actuels dans le domaine de la recherche est l'amélioration du comportement non linéaire des structures en béton armé lors des séismes majeur. L'insuffisance des méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modale spectrale), pousse à l'utilisation de méthodes plus robuste et plus fiable pour l'évaluation des structures mixtes soumises au chargement sismique, dans ce projet la méthode push over est adoptée. Lors de cette étude, deux techniques de modélisation sont adoptées : la modélisation multifibre pour la représentation des éléments poutres et la modélisation multicouche pour les voiles. Afin de juger la performance sismique des constructions à contreventement mixte, une étude des niveaux de déformations des fibres et des couches (dans les portiques et les voiles respectivement) est réalisée en analysant deux structures à contreventement mixte. Le point de performance de chaque structure est déterminé en tenant compte du niveau d'accélération ( $ADQ_{xg}$ ) dicté par le RPA99 v2003. Les résultats de l'analyse non linéaire sont obtenus au point de performance et à 150% du déplacement cible, en tenant compte de l'effet cyclique de l'excitation sismique.

**Mots clés :** Analyse pushover, contreventement mixte, multifibre, multicouches, courbe de capacité, point de performance.

## Abstract

---

One of the current objectives in the field of research is to improve the nonlinear behavior of reinforced concrete structures during major earthquakes. The insufficiency of the simplified methods (equivalent static method, spectral modal analysis), pushes to the use of more robust and more reliable methods for the evaluation of the mixed structures subjected to the seismic loading, in this project the push-over method is adopted. In this study, two modeling techniques are adopted: multi-fiber modeling for the representation of beam elements and multi-layer modeling for sails. In order to judge the seismic performance of mixed bracing constructions, a study of the deformation levels of fibers and layers (in gables and sails respectively) is performed by analyzing two structures with mixed bracing. The performance point of each structure is determined by taking into account the acceleration level ( $ADQ_{xg}$ ) dictated by the RPA99 v2003. The results of the nonlinear analysis are obtained at the point of performance and at 150% the target displacement, taking into account the cyclic effect of the seismic excitation.

**Key words:** Pushover analysis, mixed bracing, multifibre, multilayer, capacity curve, performance point

---