

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## MEMOIRE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Magister

# UTILISATION DES MATERIAUX LOCAUX DANS LE RENFORCEMENT ET LA STABILITE DES SOLS

Option :

Géotechnique

Par

Melle Missaoui Sabrina

DIRECTEUR DE MEMOIRE : Dr N. CHELGHOUM

M.C Université de Annaba

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : Dr.D. ACHOURA

Université de Annaba

EXAMINATEUR : Dr.A.MENDJEL

Université de Annaba

EXAMINATEUR : Dr.A.HACENE-CHAOUICHE

Université de Annaba

Année 2011

Created with



**nitro**PDF<sup>®</sup> professional

download the free trial online at [nitropdf.com/professional](http://nitropdf.com/professional)

## ملخص

إن العمل المقدم في هذه الأطروحة يسعى لمعرفة السلوك التجريبي لرمل البحر الشط لولاية الطارف واستعمال المواد المحلية لتسليحه و لتعزيز مقاومته .  
تم إجراء الدراسة في جهاز ثلاثي المقاييس لتحديد الاجهادات و التشوهات ودراسة كل خصائص رمل البحر المسلح  
تم درس السلوك الميكانيكي للرمال المستعمل مع تعريضه لاجهادات افقية متفاوتة .وتغيير عدد المواد المسلحة ، والتصرف في مكان وضعها.  
وأظهرت النتائج والتي أجريت على عينات قطرها 38 ملم وارتفاعها 78 ملم ، ان المواد المسلحة التي تم ادخالها تزيد من قوة الذروة، والمقاومة والليونة، ويقلل من تشوهات الأفقية.

## RESUME

L e travail présenté dans ce mémoire traite du comportement expérimental d'un sable de mer qui provient de la plage **Echatt** de **Taref** ,est utilisé des matériaux locaux tell que ( Géotextile) pour le renforcé est amélioré leur résistance au cisaillement .

L'essai de triaxial qu'on a effectué pour déterminer (contraint –déformation),ainsi les caractéristiques de dilatation du sable de mer renforcé par des géotextiles

On a étudié le comportement mécanique de sable utilisé on faisant varier la contrainte de confinement, nombre de géotextile ,et sa disposition.

Les testes ont été effectués sur des échantillons avec 38 mm de diamètre et élancement de 78 mm,les résultats ont démontré que linclusion de géotextile augmente la résistance au pic ,la déformation axial à la ruptur et la ductilité,et il réduit la délatation et la déformation latérale

## ABSTRACT

T he work presented in this thesis deals with the experimental behavior of a sand sea ECHATT that comes from the Tarf, and used local materials that tell (geotextile) For reinforced and improved resistance to shear.

The triaxial test was performed to determine that (stress-strain) and the expansion characteristics of sea sand reinforced with geotextiles

We study the mechanical behavior of sand is used by varying the confining stress, number of geotextile, and disposition.

The tests were conducted on samples with 38 mm diameter and slenderness of 78 mm, the results showed that linclusion geotextile increases the peak strength, axial strain at break and ductility, and reduces the accusation and lateral

# SOMMAIRE

	Titre	Pages
<b>RESUME</b> .....		i
<b>ABSTRACT</b> .....		i
<b>ملخص</b> .....		i
<b>SOMMAIRE</b> .....		ii
<b>LISTE DES TABLEAUX</b> .....		vi
<b>LISTE DES FIGURES</b> .....		x
<b>Chapitre 01.INTRODUCTION</b> .....1		
<b>Chapitre 02.RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE</b>		
1. Historique.....		4
2. Sable.....		14
2.1. Définition.....		14
2.2. Comportement mécanique des sables.....		14
a. Arrangement des particules .....		14
b. Comportement drainé des sables.....		15
c. Influence des paramètres d'état initiale.....		16
• Rôle de l'indice des vides initiaux.....		16
• Rôle du niveau de contrainte isotrope.....		16
• Indice des vides .....		16
• Variation de volume .....		17
3. Définition des sols stabilisés.....		17
3.1. Types de stabilisation.....		18
3.1.1. Stabilisation chimique.....		18
• Les sels.....		18
• Les liants.....		18
3.1.2. Stabilisation thermiques.....		19
3.1.3. Stabilisation mecanique.....		19

•	Compactage.....	19
•	Addition des matériaux.....	19
•	Remédiassions mécanique.....	19
3.2.	Domaine d'application.....	19
3.3.	Avantages de stabilisation du sol.....	20
4.	Définition des sols renforcés.....	20
4.1.	Types de renforcement.....	20
4.1.1.	La technique pneusol.....	21
4.1.2.	Renforcement par grillages ou par treillis métallique.....	22
4.1.3.	Le renforcement par ancrages.....	22
4.1.4.	Le renforcement par géotextiles.....	23
4.1.5.	Le renforcement par géogrilles.....	23
4.2.	Les composants de la terre armée.....	24
4.2.1.	Assise du premier rang.....	24
4.2.2.	Terre de remblai.....	25
4.2.3.	Le parement.....	25
5.	Les armatures.....	25
5.1.	Acier.....	26
5.2.	Géo synthétique.....	26
5.2.1.	Géotextiles.....	27
5.2.2.	Géocomposite.....	27
5.2.3.	Géogrilles.....	27
•	Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement.....	28
•	Principe de fonctionnement de géogrilles.....	28
•	Frottement latérale et résistance en buté.....	29
6.	Cisaillement dans les sols.....	30
6.1.	Les murs de soutènement.....	32
•	Notion de poussés et butés.....	32
•	Poussés active de Rankine (1857).....	32
•	Poussés active de Coulomb(1776).....	34
•	Pression passive de Rankine.....	35
•	Pression passive de Coulomb.....	36
7.	Importance des déformations latérale dans le calcul des structures de soutènement.....	37

7.1. Pour les structures de soutènement en sol non renforcé.....	37
7.2. Pour les structures de soutènement en sol renforcé.....	38

### **Chapitre 03.MATERIAUX ET PROCEDURES D’ESSAI**

1. Introduction.....	40
2. Programme d’essai.....	40
3. Matériaux utilisés.....	40
3.1.Sable.....	40
3.1.1. Analyse granulométrique.....	41
• Appareillage.....	41
• Exécution de l’essai.....	41
• Conduite de l’essai.....	41
• Résultats.....	41
3.1.2. Equivalent de sable.....	43
• Appareillage et produit utilisé .....	43
• Préparation de l’échantillon.....	43
• Exécution de l’essai.....	43
• Mesure et résultats.....	44
3.1.3. Mesure des densités.....	45
3.1.4. Mesure des caractéristiques mécanique.....	45
• Les équipements.....	46
• La préparation.....	47
3.2.Les géotextiles.....	48

### **Chapitre 04. SABLE NON RENFORCE**

1. Effet de la contrainte de confinement.....	49
1.1. Comportement du sable en fonction de l’évolution de la contrainte axiale.....	49
1.2. Comportement du sable en fonction de l’évolution de la contrainte latérale.....	59

## Chapitre 05. SABLE RENFORCE

1. Sable renforcé avec un disque.....	71
1.1. Effet de la contrainte de confinement.....	71
1.1.1. Comportement du sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale...71	
1.1.2. Comportement du sable en fonction de l'évolution de la contrainte latérale..80	
2. Sable renforcé avec deux disques.....	92
2.1.1. Comportement du sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale...92	
2.1.2. Comportement du sable en fonction de l'évolution de la contrainte.....	101
latérale.	
3. Comparaison.....	113
a. A la rupture	
b. A l'état ultime	

## Chapitre 06.CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Conclusions.....	155
Recommandations.....	157
Références.....	158
Annexes .....	162.

# LISTE DES TABLEAUX

Tableaux	Titres	Pages
----------	--------	-------

## Chapitre 02. Recherche bibliographique

Tab 2.1	Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés	21
---------	---	----

## **Chapitre 03. Matériaux et procédures d'essais**

Tab.3.1	Résultat de l'analyse granulométrique	42
Tab.3.2	propriété d'uniformité	42
Tab.3.3	résultat d'équivalent de sable	44
Tab.3.4	propriété de sable Echatt	45
Tab.3.5	résultat de cisaillement à la rupture	47
Tab.3.6	résultat de cisaillement à l'état ultime	48

## **Chapitre 04. Comportement de sable non renforcé**

Tab.4.1	Valeurs du déviateur et la déformation axiale à la rupture	50
Tab.4.2	Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime	52
Tab.4.3	Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation axiale à la rupture	54
Tab.4.4	Valeurs du rapport des contraintes et la déformation axiale à l'état ultime	55
Tab.4.5	Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à la rupture	57
Tab.4.6	Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à l'état ultime	58
Tab.4.7	Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à la rupture	60
Tab.4.8	Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime	60
Tab.4.9	Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation latérale principale à la rupture	61
Tab.4.10	Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime	62
Tab.4.11	Valeurs des déformations volumiques et des déformations Latérales principales à la rupture	63
Tab.4.12	Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales Principales à l'état ultime	64
Tab.4.13	Valeurs du coefficient de poisson et des déformations axiales Principales à la rupture	69
Tab.4.14	Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales Principales à l'état ultime	69

## Chapitre 05. Comportement de sable renforcé

<b>Tab.5.1</b>	Valeurs du déviateur et la déformation axiale à la rupture.....	72
<b>Tab.5.2</b>	Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime.....	72
<b>Tab.5.3</b>	Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation axiale à la rupture.....	76
<b>Tab.5.4</b>	Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime.....	77
	Confinement l'état ultime	
<b>Tab.5.5</b>	Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à la rupture.....	79
<b>Tab.5.6</b>	Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à l'état ultime.....	80
<b>Tab.5.7</b>	Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à la rupture.....	81
<b>Tab.5.8</b>	Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime.....	81
<b>Tab.5.9</b>	Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation latérale à la rupture.....	82
<b>Tab.5.10</b>	Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime.....	83
<b>Tab.5.11</b>	Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales à la rupture.....	84
<b>Tab.5.12</b>	Valeurs des déformations volumiques ultimes et des déformations latérales.....	84
<b>Tab.5.13</b>	Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales à la rupture.....	89
<b>Tab.5.14</b>	Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales principales à l'état ultime.....	90
<b>Tab.5.15</b>	Valeurs du déviateur et la déformation axiale à la rupture.....	93
<b>Tab.5.16</b>	Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime.....	93
<b>Tab.5.17</b>	Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation axiale à la rupture.....	96
<b>Tab.5.18</b>	Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime.....	98
<b>Tab.5.19</b>	Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à la rupture.....	100
<b>Tab.5.20</b>	Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à l'état ultime.....	100
<b>Tab.5.21</b>	Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à la rupture.....	102
<b>Tab.5.22</b>	Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime.....	102
<b>Tab.5.23</b>	Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation latérale à la rupture.....	103
<b>Tab.5.24</b>	Valeurs du rapport de contrainte et la déformation latérale à l'état ultime.....	104
<b>Tab.5.25</b>	Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales à la rupture.....	105
<b>Tab.5.26</b>	Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales à l'état ultime.....	106
<b>Tab.5.27</b>	Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales à la rupture.....	111
<b>Tab.5.28</b>	Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales à l'état ultime.....	111
<b>Tab.5.29</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	113
<b>Tab.5.30</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	114
<b>Tab.5.31</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	115
<b>Tab.5.32</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation.....	115



	axiale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	
<b>Tab.5.33</b>	Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte -déformation axiale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	116
<b>Tab.5.34</b>	Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte-déformation axiale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	117
<b>Tab.5.35</b>	Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte-déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	118
<b>Tab.5.36</b>	Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte-déformation axiale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	118
<b>Tab.5.37</b>	Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique-déformation axiale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	119
<b>Tab.5.38</b>	Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique-déformation axiale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	120
<b>Tab.5.39</b>	Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique-déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	121
<b>Tab.5.40</b>	Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique-déformation Axiale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	121
<b>Tab.5.41</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation latérale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	122
<b>Tab.5.42</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation latérale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	123
<b>Tab.5.43</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	124
<b>Tab.5.44</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation latérale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	125
<b>Tab.5.45</b>	Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte- déformation latérale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	126
<b>Tab.5.46</b>	Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte- déformation latérale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	127
<b>Tab.5.47</b>	Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte- déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	128
<b>Tab.5.48</b>	Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte- déformation latérale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	129
<b>Tab.5.49</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique- déformation latérale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	130
<b>Tab.5.50</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique- déformation latérale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	131
<b>Tab.5.51</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique- déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	132
<b>Tab.5.52</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique - déformation latérale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	133

<b>Tab.5.53</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	134
<b>Tab.5.54</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	135
<b>Tab.5.55</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	136
<b>Tab.5.56</b>	Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	137
<b>Tab.5.57</b>	Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement – déformation latérale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	138
<b>Tab.5.58</b>	Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement – déformation latérale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	139
<b>Tab.5.59</b>	Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement – déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	140
<b>Tab.5.60</b>	Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement – déformation latérale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	141
<b>Tab.5.61</b>	Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson – déformation axiale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	142
<b>Tab.5.62</b>	Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson – déformation axiale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	143
<b>Tab.5.63</b>	Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson – déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	144
<b>Tab.5.64</b>	Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson – déformation axiale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	145
<b>Tab.A ..1</b>	Sable Echatt non renforcé , $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	162
<b>Tab.A .2</b>	Sable Echatt non renforcé , $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	164
<b>Tab.A.3</b>	Sable Echatt non renforcé , $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	166
<b>Tab.A.4</b>	Sable Echatt non renforcé , $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	168
<b>Tab.A.5</b>	Sable Echatt renforcé par 1 disque, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	170
<b>Tab.A .6</b>	Sable Echatt renforcé par 1 disque, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	172
<b>Tab.A.7</b>	Sable Echatt renforcé par 1 disque , $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	174
<b>Tab.A .8</b>	Sable Echatt renforcé par 1 disque , $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	176
<b>Tab.A .9</b>	Sable Echatt renforcé par 2 disques, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	178
<b>Tab.A . 10</b>	Sable Echatt renforcé par 2 disques, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	180
<b>Tab.A .11</b>	Sable Echatt renforcé par 2 disques, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	182
<b>Tab.A .12</b>	Sable Echatt renforcé par 2 disques, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	184
<b>Tab.A .13</b>	Etalonnage d'anneau de mesure N° D11142, capacité 2.75 kN	186

### Chapitre 02. Recherche bibliographique

<b>Fig 2.1.</b>	Variation de l'angle de frottement en fonction de la contrainte latérale(Mashour1980)	4
<b>Fig 2.2.</b>	Courbes "contrainte – déformation d'éprouvettes de sable et de sable armé D'aluminium. ( Mc Gown,1984)	5
<b>Fig 2.3.</b>	Courbe déviateur , déformation volumique – déformation axiale d'un sable renforcé par polymère	6
<b>Fig 2.4.</b>	Courbe déviateur – déformation axiale pour sable renforcé par déférent. types de géocells( $\sigma_3=100\text{kpa}$ )	7
<b>Fig.2.5</b>	Courbe contrainte déviateur –déformation axial à 100mm et 38 mm diamètre d'échantillon.(Haeri 2000)	8
<b>Fig.2.6</b>	Variation de l'angle de frottement en fonction de la contrainte latérale.(Haeri 2000)	8
<b>Fig 2.7.</b>	déformation volumique – déformation axial ,pour un sable non renforcé et sable renforcé par 2 types de géotextile et à 100mm , 38 mm diamètre d'échantillon.(Haeri 2000)	9
<b>Fig 2.8.</b>	Essai triaxial pour sable renforcé par des polymères $\eta=85$ , (a) courbe déviateur- déformation axiale, (b) courbe déformation volumique –déformation axiale	9
<b>Fig 2.9.</b>	Relation contrainte-déformation axiale à déférentes contraintes hydrostatique, Avec déférentes types de renforcements	10
<b>Fig.2.10.</b>	Relation déformation volumique –déformation latérale (MID-ROSS).	11
<b>Fig.2.11.</b>	Relation déformation latérale - déformation axiale (MID-ROSS).	12
<b>Fig 2.12.</b>	Relation rapport de contrainte - déformation latérale (MID-ROSS).	12
<b>Fig.2. 13.</b>	Relation rapport de déformation - déformation axiale (MID-ROSS).	13
<b>Fig.2.14.</b>	déviateur - déformation axiale.	13
<b>Fig 2.15.</b>	Structure de sable (Holtz et Covacs. 1991)	15

<b>Fig 2.16.</b> Technique Pneusol.....	21
<b>Fig 2.17.</b> Renforcement par ancrages.....	22
<b>Fig 2.18.</b> Bande en polymère.....	23
<b>Fig 2.19</b> Exemple de géogridde uniaxial.....	24
<b>Fig 2.20.</b> Principe d'un massif en terre armé.....	24
<b>Fig.2.21.</b> Mécanisme de mise en tension des treillis et géogriddes durant le compactage.....	29
<b>Fig.2.22</b> Exemple simplifiés de mécanique de rupture dans le sol.....	31
<b>Fig.2.23.</b> Mure de soutènement en état actif.Rankine(1857).....	33
<b>Fig.2.24.</b> Poussée active de coulomb(1776).....	34
<b>Fig.2.25.</b> Pression passive de Rankine.....	36
<b>Fig.2.26.</b> Poussée active de coulomb.....	37

### **Chapitre 03.Matériaux et procédures d'essais**

<b>Fig 3.1.</b> Courbe granulométrique du sable d'El Chatt.....	41
<b>Fig 3.2.</b> Sable Echatt.....	43
<b>Fig 3.3.</b> Equipement pour l'essai de l'équivalent du sable.....	45
<b>Fig 3.4.</b> Echantillon après 8% de déformation.....	47
<b>Fig 3.5.</b> Géotextile non tissé.....	48

### **Chapitre 04. Sable non renforcé**

<b>Fig 4. 1</b> Relation Déviateur-Déformation axial pour le sable non renforcé à.....	50
différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.4.2</b> Variation du déviateur à la rupture en fonction de la contrainte .....	51
de confinement	
<b>Fig.4 .3</b> Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction de .....	51
la contrainte de confinement	
<b>Fig 4 .4</b> Variation du déviateur en fonction de la contrainte de confinement .....	53
à l'état ultime	
<b>Fig.4.5</b> Variation de la déformation axiale en fonction de la contrainte .....	53
de confinement à l'état ultime	

<b>Fig 4. 6</b>	Relation rapport de contrainte -Déformation axial pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement	54
<b>Fig.4. 7</b>	Variation du rapport des contraintes à la rupture en fonction de la contrainte de confinement	55
<b>Fig.4.8</b>	Variation du rapport des contraintes en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime	56
<b>Fig.4.9</b>	Relation déformation volumique-Déformation axial pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement	57
<b>Fig.4.10</b>	Variation du déformation volumique à la rupture en fonction de la contrainte de confinement	58
<b>Fig.4.11</b>	Variation de la déformation volumique en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime	59
<b>Fig.4. 12</b>	Relation Déviateur-Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement	60
<b>Fig.4.13</b>	Relation rapport de contrainte -Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement	62
<b>Fig.4.14</b>	Relation déformation volumique-Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement	63
<b>Fig.4.15</b>	Relation angle de frottement interne - Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement	64
<b>Fig 4 .16</b>	Variation de l'angle de frottement interne au pic en fonction de la contrainte de confinement	65
<b>Fig 4 .17</b>	Variation de l'angle de frottement interne ultime en fonction de la contrainte de confinement	66
<b>Fig.4. 18</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axial sable non renforcé à différentes contraintes de confinement	67
<b>Fig.4 .19</b>	Variation de la déformation latérale à la rupture en fonction de la contrainte de confinement	68
<b>Fig 4 .20</b>	Variation du en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime	68

<b>Fig.4.21</b>	Relation coefficient de poisson - Déformation axial pour le sable.....	70
	non renforcé à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.4.22</b>	variation de la déformation latérale et axiale en fonction de .....	70
	la contrainte hydrostatique pour le sable non renforcé	

## Chapitre 05. Sable renforcé

<b>Fig.5.1</b>	Relation déviateur - Déformation axial pour sable renforcé par .....	72
	1 disque à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.2</b>	Variation du déviateur à la rupture en fonction de la contrainte de confinement .....	73
<b>Fig.5.3</b>	Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction de la contrainte .....	74
	de confinement	
<b>Fig.5.4</b>	Variation du déviateur en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime.....	75
<b>Fig.5.5</b>	Variation de la déformation axiale en fonction de la contrainte .....	75
	de confinement à l'état ultime	
<b>Fig.5.6</b>	Relation rapport de contrainte -Déformation axial pour sable .....	76
	renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.7</b>	Variation du rapport des contraintes à la rupture en fonction de la .....	77
	Contrainte de confinement	
<b>Fig.5.8</b>	Variation du rapport des contraintes en fonction de la contrainte .....	78
	de confinement l'état ultime	
<b>Fig.5.9</b>	Relation déformation volumique-Déformation axial pour .....	78
	sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.10</b>	Variation du déformation volumique à la rupture en fonction .....	79
	de la contrainte de confinement	
<b>Fig.5.11</b>	Variation du déformation volumique en fonction de la contrainte .....	80
	de confinement à l'état ultime	
<b>Fig.5.12</b>	Relation Déviateur-Déformation latéral pour sable renforcé .....	81
	Par 1 disque à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.13</b>	Relation rapport de contrainte -Déformation latéral pour .....	82
	sable renforcé par 1 disque différent contraint de confinement	

<b>Fig.5.14</b>	Relation déformation volumique-Déformation latéral pour.....	83
	sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.15</b>	Relation angle de frottement interne - Déformation latéral pour .....	85
	sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.16</b>	Variation de l'angle de frottement interne au pic en fonction .....	86
	de la contrainte de confinement	
<b>Fig.5.17</b>	Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la .....	86
	contrainte de confinement à l'état ultime	
<b>Fig.5.18</b>	Variation Déformation latéral - Déformation axial pour le .....	87
	sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.19</b>	Variation de la déformation latéral à la rupture en fonction .....	88
	de la contrainte de confinement	
<b>Fig.5.20</b>	Variation de la déformation latérale en fonction de la contrainte .....	89
	de confinement à l'état ultime	
<b>Fig.5.21</b>	Relation coefficient de poisson -Déformation latéral pour .....	90
	sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.22</b>	variation de la déformation latérale et axiale en fonction de .....	91
	contrainte hydrostatique pour sable renforcé par 1 disque	
<b>Fig.5.23</b>	Relation déviateur-Déformation axial pour sable renforcé par.....	92
	2 disques à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.24</b>	Variation du déviateur à la rupture en fonction de la contrainte de confinement .....	94
<b>Fig.5.25</b>	Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction de la .....	94
	contrainte de confinement	
<b>Fig.5.26</b>	Variation du déviateur en fonction de la contrainte .....	95
	de confinement à l'état ultime	
<b>Fig.5.27</b>	Variation de la déformation axiale ultime en fonction de la .....	96
	contrainte de confinement	
<b>Fig.5.28</b>	Relation rapport de contrainte-Déformation axial pour sable.....	97
	renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.29</b>	Variation du rapport des contraintes à la rupture en fonction .....	97
	de la contrainte de confinement	
<b>Fig.5.30</b>	Variation du rapport des contraintes en fonction de la contrainte .....	98

	de confinement à l'état ultime	
<b>Fig.5.31</b>	Relation déformation volumique - Déformation axial pour	99
	sable renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.32</b>	Variation du déformation volumique à la rupture en fonction	100
	de la contrainte de confinement	
<b>Fig.5.33</b>	Variation de la déformation volumique en fonction de la contrainte	101
	de confinement à l'état ultime	
<b>Fig.5.34</b>	Relation Déviateur-Déformation latéral pour sable renforcé par	102
	2 disques à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.35</b>	Relation rapport de contrainte -Déformation latéral pour	104
	sable renforcé par 2 disques différents contraints de confinement	
<b>Fig.5.36</b>	Relation déformation volumique-Déformation latéral pour	105
	sable renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.37</b>	Relation angle de frottement interne - Déformation latéral pour	107
	sable renforcé à 2 disques différents contraints de confinement	
<b>Fig.5.38</b>	Variation de l'angle de frottement interne au pic en fonction	107
	de la contrainte de confinement	
<b>Fig.5.39</b>	Variation de l'angle de frottement interne en fonction de	108
	la contrainte de confinement à l'état ultime	
<b>Fig.5.40</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axial pour	109
	sable renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.41</b>	Variation de la déformation latérale à la rupture en fonction	110
	de la contrainte de confinement	
<b>Fig.5.42</b>	Variation de la déformation latérale en fonction de la contrainte	110
	de confinement à l'état ultime	
<b>Fig.5.43</b>	Relation rapport de contrainte -Déformation latéral pour	112
	sable renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement	
<b>Fig.5.44</b>	variation de la déformation latérale et axiale en fonction de	112
	la contrainte hydrostatique pour le sable renforcé par 2 disques	
<b>Fig.5.45.</b>	Influence de nombre de disque sur le déviateur, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	113



<b>Fig.5.46.</b> Influence de nombre de disque sur le déviateur, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	114
<b>Fig.5.47.</b> Influence de nombre de disque sur le déviateur, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	114
<b>Fig.5.48.</b> Influence de nombre de disque sur le déviateur, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	115
<b>Fig.5.49.</b> Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	116
<b>Fig.5.50.</b> Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	117
<b>Fig.5.51.</b> Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	117
<b>Fig.5.52.</b> Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	118
<b>Fig.5.53.</b> Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	119
<b>Fig.5.54.</b> Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	120
<b>Fig.5.55.</b> Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	120
<b>Fig.5.56.</b> Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	121
<b>Fig.5.57.</b> Influence de nombre de disque sur déviateur - déformation latérale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	122
<b>Fig.5.58.</b> Influence de nombre de disque sur déviateur - déformation latérale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ ....	123
<b>Fig.5.59.</b> Influence de nombre de disque sur déviateur - déformation latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ ....	124
<b>Fig.5.60.</b> Influence de nombre de disque sur déviateur – déformation.....	125
Latérale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.61.</b> Influence de nombre de disque sur rapport de contrainte -déformation.....	126
latérale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.62.</b> Influence de nombre de disque sur rapport de contrainte -déformation .....	127
latérale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.63.</b> Influence de nombre de disque sur rapport de contrainte -déformation.....	128
latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.64.</b> Influence de nombre de disque sur rapport de contrainte -déformation .....	129
latérale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.65.</b> Influence de nombre de disque sur déformation volumique -déformation .....	130
latérale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.66.</b> Influence de nombre de disque sur déformation volumique -déformation.....	131
latérale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.67.</b> Influence de nombre de disque sur déformation volumique -déformation .....	132
latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.68.</b> Influence de nombre de disque sur déformation volumique -déformation .....	133
latérale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.69.</b> Influence de nombre de disque sur déformation latérale – déformation .....	134
axiale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.70.</b> Influence de nombre de disque sur déformation latérale – déformation .....	135

axiale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.71.</b> Influence de nombre de disque sur déformation latérale – déformation	136
axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.72.</b> Influence de nombre de disque sur déformation latérale – déformation	137
axiale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.73.</b> Influence de nombre de disque sur angle de frottement -déformation	138
latérale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.74.</b> Influence de nombre de disque sur angle de frottement -déformation	139
latérale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.75.</b> Influence de nombre de disque sur angle de frottement -déformation	140
latérale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.76.</b> Influence de nombre de disque sur angle de frottement -déformation	141
latérale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.77.</b> Influence de nombre de disque sur coefficient de poisson –déformation	142
axiale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.78.</b> Influence de nombre de disque sur coefficient de poisson -déformation	143
axiale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.79.</b> Influence de nombre de disque sur coefficient de poisson -déformation	144
axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.80.</b> Influence de nombre de disque sur coefficient de poisson –déformation	145
axiale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$	
<b>Fig.5.81</b> L'influence de nombre de disque sur la contrainte déviateur	146
<b>Fig.5.82</b> L'influence de nombre de disque sur la déformation axial $\epsilon_1(\%)$ à la rupture	147
<b>Fig.5.83</b> L'influence de nombre de disque sur le rapport des contraintes $\sigma_1/\sigma_3$ à la rupture	147
<b>Fig.5.84</b> L'influence de nombre de disque sur la déformation volumique à la rupture	148
<b>Fig.5.85</b> L'influence de nombre de disque sur l'angle de frottement au pic	148
<b>Fig.5.86</b> L'influence de nombre de disque sur la déformation latérale à la rupture	149
<b>Fig.5.87</b> L'influence de nombre de disque sur le coefficient de poisson à la rupture	149
<b>Fig.5.88</b> L'influence de nombre de disque sur la contrainte déviateur à l'état ultime	150
<b>Fig.5.89</b> L'influence de nombre de disque sur la déformation axiale à l'état ultime	151
<b>Fig.5.90</b> L'influence de nombre de disque sur le rapport des contraintes à l'état ultime	151
<b>Fig.5.91</b> L'influence de nombre de disque sur la déformation volumique à l'état ultime	152
<b>Fig.5.92</b> L'influence de nombre de disque sur l'angle de frottement à l'état ultime	153
<b>Fig.5.93</b> L'influence de nombre de disque sur la déformation latérale à l'état ultime	153

**Fig.5.94** L'influence de nombre de disque sur le coefficient de poisson à l'état ultime.....154

### Annex

**Fig.A.1** Relation déviateur - Déformation axial à  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$  .....187

**Fig.A.2** déviateur - Déformation axial à  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....187

**Fig.A.3** Relation déviateur - Déformation axial à  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....188

**Fig.A.4** Relation déviateur - Déformation axial à  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....188

**Fig.A.5** Variation rapport de contrainte – Déformation axial,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....189

**Fig.A.6** Variation rapport de contrainte – Déformation axial,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....189

**Fig.A.7** Variation rapport de contrainte – Déformation axial,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....190

**Fig.A.8** Variation rapport de contrainte – Déformation axial,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....190

**Fig.A.9** Relation déformation volumique- Déformation axial à  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$  .....191

**Fig.A.10** Relation déformation volumique- Déformation axial à  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....191

**Fig.A.11** Relation déformation volumique- Déformation axial à  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....192

**Fig.A.12** Relation déformation volumique- Déformation axial à  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....192

**Fig.A.13** Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....193

**Fig.A.14** Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....193

**Fig.A.15** Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....194

**Fig.A.16** Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....194

**Fig.A.17** Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....195

**Fig.A.18** Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....195

**Fig.A.19** Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....196

**Fig.A.20** Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....196

**Fig.A.21** Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....197

**Fig.A.22** Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....197

**Fig.A.23** Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....198

**Fig.A.24** Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....198

**Fig.A.25** Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....199

**Fig.A.26** Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....199

Created with

<b>Fig.A.27</b>	Variation Angle de frottement– Déformation latéral, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	200
<b>Fig.A.28</b>	Variation Angle de frottement– Déformation latéral, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	200
<b>Fig.A.29</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axiale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	201
<b>Fig.A.30</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axiale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	202
<b>Fig.A.31</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	203
<b>Fig.A.32</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axiale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	204
<b>Fig.A.33</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axiale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	205
<b>Fig.A.34</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axiale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	205
<b>Fig.A.35</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	206
<b>Fig.A.36</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axiale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	206
<b>Fig.A.37</b>	Relation déviateur - Déformation axiale à $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	207
<b>Fig.A.38</b>	Relation déviateur - Déformation axiale à $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	207
<b>Fig.A.39</b>	Relation déviateur - Déformation axiale à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	208
<b>Fig.A.40</b>	Relation déviateur - Déformation axiale à $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	208
<b>Fig.A.41</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation axiale, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	209
<b>Fig.A.42</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation axiale, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	209
<b>Fig.A.43</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation axiale, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	210
<b>Fig.A.44</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation axiale, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	210
<b>Fig.A.45</b>	Relation déformation volumique -Déformation axiale à $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	211
<b>Fig.A.46</b>	Relation déformation volumique -Déformation axiale à $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	211
<b>Fig.A.47</b>	Relation déformation volumique -Déformation axiale à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	212
<b>Fig.A.48</b>	Relation déformation volumique -Déformation axiale à $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	212
<b>Fig.A.49</b>	Variation Déviateur – Déformation latéral, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	213
<b>Fig.A.50</b>	Variation Déviateur – Déformation latéral, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	213
<b>Fig.A.51</b>	Variation Déviateur – Déformation latéral, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	214
<b>Fig.A.52</b>	Variation Déviateur – Déformation latéral, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	214
<b>Fig.A.53</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	215
<b>Fig.A.54</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	215
<b>Fig.A.55</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	216
<b>Fig.A.56</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	216

<b>Fig.A.57</b>	Variation Déformation volumique– Déformation latéral, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	217
<b>Fig.A.58</b>	Variation Déformation volumique– Déformation latéral, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	217
<b>Fig.A.59</b>	Variation Déformation volumique– Déformation latéral, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	218
<b>Fig.A.60</b>	Variation Déformation volumique– Déformation latéral, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	218
<b>Fig.A.61</b>	Variation Angle de frottement– Déformation latéral, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	119
<b>Fig.A.62</b>	Variation Angle de frottement– Déformation latéral, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	119
<b>Fig.A.63</b>	Variation Angle de frottement– Déformation latéral, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	220
<b>Fig.A.64</b>	Variation Angle de frottement– Déformation latéral, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	220
<b>Fig.A.65</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axial, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	221
<b>Fig.A.66</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axial, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	222
<b>Fig.A.67</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axial, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	223
<b>Fig.A.68</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axial, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	224
<b>Fig.A.69</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axial, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	225
<b>Fig.A.70</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axial, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	225
<b>Fig.A.71</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axial, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	226
<b>Fig.A.72</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axial, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	226
<b>Fig.A.73</b>	Relation déviateur - Déformation axial à $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	227
<b>Fig.A.74</b>	Relation déviateur - Déformation axial à $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	227
<b>Fig.A.75</b>	Relation déviateur - Déformation axial à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	228
<b>Fig.A.76</b>	Relation déviateur - Déformation axial à $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	228
<b>Fig.A.77</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation axial, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	229
<b>Fig.A.78</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation axial, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	229
<b>Fig.A.79</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation axial, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	230
<b>Fig.A.80</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation axial, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	230
<b>Fig.A. 81</b>	Relation déformation volumique- Déformation axial à $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	231
<b>Fig.A.82</b>	Relation déformation volumique- Déformation axial à $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	231
<b>Fig.A.83</b>	Relation déformation volumique- Déformation axial à $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	232
<b>Fig.A.84</b>	Relation déformation volumique- Déformation axial à $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	232
<b>Fig.A.85</b>	Variation Déviateur– Déformation latéral, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	233

<b>Fig.A.86</b>	Variation Déviateur– Déformation latéral, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	233
<b>Fig.A.87</b>	Variation Déviateur– Déformation latéral, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	234
<b>Fig.A.88</b>	Variation Déviateur– Déformation latéral, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	234
<b>Fig.A.89</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	235
<b>Fig.A.90</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	235
<b>Fig.A.91</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	236
<b>Fig.A.92</b>	Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	236
<b>Fig.A.93</b>	Variation Déformation volumique– Déformation latéral, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	237
<b>Fig.A.94</b>	Variation Déformation volumique– Déformation latéral, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	237
<b>Fig.A.95</b>	Variation Déformation volumique– Déformation latéral, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	238
<b>Fig.A.96</b>	Variation Déformation volumique– Déformation latéral, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	238
<b>Fig.A.97</b>	Variation Angle de frottement– Déformation latéral, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	239
<b>Fig.A.98</b>	Variation Angle de frottement– Déformation latéral, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	239
<b>Fig.A.99</b>	Variation Angle de frottement– Déformation latéral, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	240
<b>Fig.A. 100</b>	Variation Angle de frottement– Déformation latéral, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	240
<b>Fig.A.101</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axial, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	241
<b>Fig.A. 102</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axial, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	242
<b>Fig.A. 103</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axial, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	243
<b>Fig.A.104</b>	Variation Déformation latéral – Déformation axial, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	244
<b>Fig.A. 105</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axial, $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$ .....	245
<b>Fig.A. 106</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axial, $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$ .....	245
<b>Fig.A. 107</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axial, $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$ .....	246
<b>Fig.A.108</b>	Variation rapport de déformation – Déformation axial, $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$ .....	247
<b>Fig.A.109</b>	Etalonnage d’anneau de mesure N° D11142, capacité 2.75 kN.....	248

## **INTRODUCTION**

### **I-1 INTRODUCTION GENERALE**

Le sol est un matériau de construction largement utilisé en construction depuis que l'homme a eu l'idée de construire et laisser tomber la vie dans les cavernes. Ce matériau est le plus disponible et le moins cher parmi tous les matériaux disponibles à nos jours. Néanmoins, son utilisation nécessite plusieurs précautions pour éviter toute catastrophe éventuelle.

Plusieurs techniques pour améliorer ces propriétés physiques et mécaniques ont été utilisées. Les sols ont commencé par être stabilisés par des procédés physiques, chimique et physico-chimique. Dans la stabilisation physique, le compactage est un exemple courant. Il permet de réduire les vides dans la masse des sols et augmenter la résistance de ce dernier. Le préchargement des remblais est un autre exemple. Cette technique permet d'améliorer les caractéristiques de consolidation des argiles et par conséquent réduire les tassements pour les futures constructions. La stabilisation chimique est une autre technique où des ajouts chimiques tels que la chaux, le ciment, les cendres volantes et autres permettent d'améliorer les propriétés des sols. L'utilisation des fibres végétales et synthétiques en combinaison avec des ajouts chimiques dans les sols tels que les argiles et les sables apportent une meilleure résistance et réduisent les tassements. Cette forme de stabilisation est classée comme étant une stabilisation physico-chimique. Avec le temps, dans la construction des ouvrages linéaires tels que les routes, les aéroports, les quais etc.. où la quantité de sol à utiliser est très importante, la technique de stabilisation des sols revient extrêmement cher. Le recours à d'autres procédés pour améliorer les caractéristiques des sols s'avèrent alors nécessaire.

L'homme a alors commencé à utiliser des inclusions. Leur utilisation n'est pas toutefois nouvelle. Elle remonte à long temps. Les irakiens ont utilisé des nappes végétales tressées pour renforcer leurs sols. Les romains quant à eux ont utilisé des branches d'arbre et des madriers pour construire des quais sur la Tamise en Grande Bretagne. Les chinois ont utilisé les branches de

bambou pour renforcer une partie de la Murail de chine.

La forme la plus moderne pour renforcer les sols a été introduite par Vidal en 1966. Cet ingénieur français a fait usage de bandes métalliques. Il fût le premier qui a mis en place un procédé de construction connu actuellement par l'appellation Terre Armée son brevet porte actuellement son nom. Ces inclusions rigides présentent malheureusement un inconvénient majeur qui n'est autre que la corrosion. Un phénomène difficile à contrôler dans les masses de sol. La technique des renforcements des sols s'est alors développer pour inclure les résidus de pétrole appelés couramment les polymères. Les géotextiles à base de polymères ont alors commencé à être utilisés après les travaux réalisés par McGown et Andrews en 1977. Depuis plusieurs auteurs ont entrepris des travaux pour mieux comprendre le comportement des nouvelles matrices des sols obtenus.

L'utilisation de ce nouveau procédé s'est élargie pour englober la réalisation des renforcements des fondations des structures importantes, la stabilisation des talus et des digues et la construction des appuis des ponts telles les culées des ponts et le ouvrages de soutènements. Les calculs de ces derniers par les méthodes d'équilibre limite se basent sur les théories de Mohr Coulomb et Rankine. Les mêmes hypothèses de calcul sont utilisées dans la majorité des méthodes d'analyse de stabilité.

Le présent travail de recherche rentre dans cet objectif ou un sol sableux de la région d'El Chatt est utilisé pour évaluer ces caractéristiques physiques et mécaniques en laboratoire. L'étude est conduite pour le sable non renforcé puis pour le même sable renforcé par des disques en géotextiles afin d'évaluer l'amélioration de ses propriétés et vérifier les différentes hypothèses de calcul utilisées dans la stabilité interne des structure de soutènement en sol renforcé et non renforcés.



## I-2 OBJET DE LA RECHERCHE

Ce présent sujet a pour objectif d'étudier le comportement mécanique d'un sol pulvérulent de la région d' El –Taref, non renforcé et renforcé par des disques en géotextiles produits localement , dans une cellule triaxiale et vérifier la véracité des hypothèses de calcul utilisées dans les méthodes d'équilibre limite pour le calcul de la stabilité des murs de soutènement.

Les travaux de recherche ont été présentés sous forme de 4 chapitres dont *l'introduction* et la *conclusion*.

Dans *le chapitre 2* expose une revue bibliographique concernant le cisaillement des sols pulvérulents, les techniques de stabilisation et de renforcement ensemble avec les différentes types de matériaux utilisés ainsi que les méthodes de calculs classiques de stabilité des murs de soutènement.

*le chapitre 3* présente les différentes caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les modes opératoires concernant les essais effectués.

*le chapitre 4* expose les résultats des essais triaxiaux effectués sur les différentes éprouvettes de sol non renforcé sous quatre contraintes hydrostatiques.

Le comportement du sol renforcé avec une et deux inclusions en géotextiles pour les mêmes confinements sont exposés au *le chapitre 5*

*le chapitre 6* présente les conclusions obtenus de cette étude ainsi que les recommandations proposés

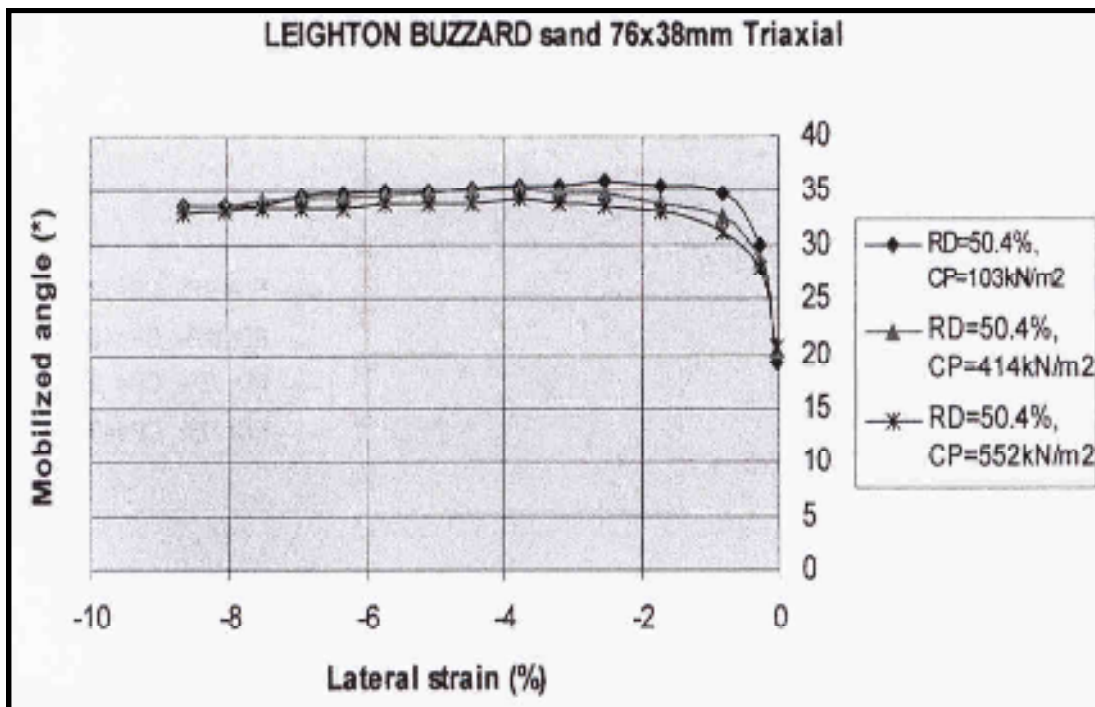
### **RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

#### **1-HISTORIQUE**

Depuis le début des années 1970, plusieurs chercheurs ont étudié les caractéristiques de résistance du sol renforcé à l'appareille triaxial, cisaillement direct, à partir de 1977 d'importants travaux expérimentaux ont été réalisés sur le sable renforcé par des géotextiles.

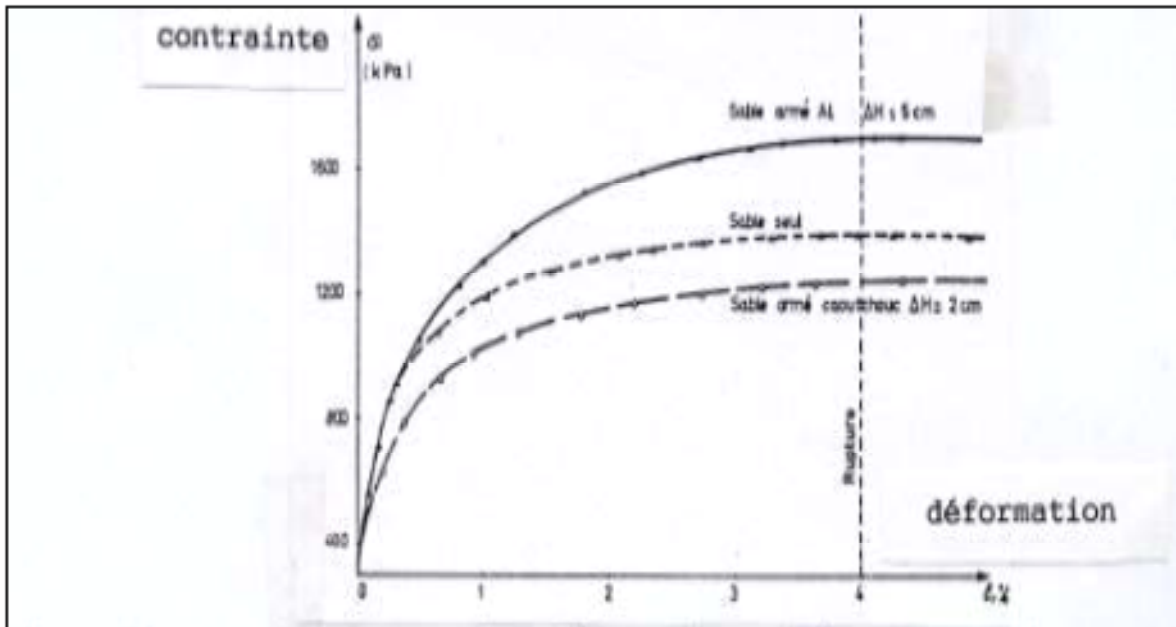
Broms(1977) illustre la réduction de la déformation latérale des terres du sable renforcé par des disques de géotextile placés horizontalement dans l'échantillon à l'essai triaxial, une augmentation de la résistance au pic avec une diminution de la déformation axiale a été observé.

Mashour (1980) a effectué une série de testes sur des sable à différentes contraintes de confinement, il a étudié la variation de l'angle de frottement interne en fonction de la déformation latérale. Fig.2.1



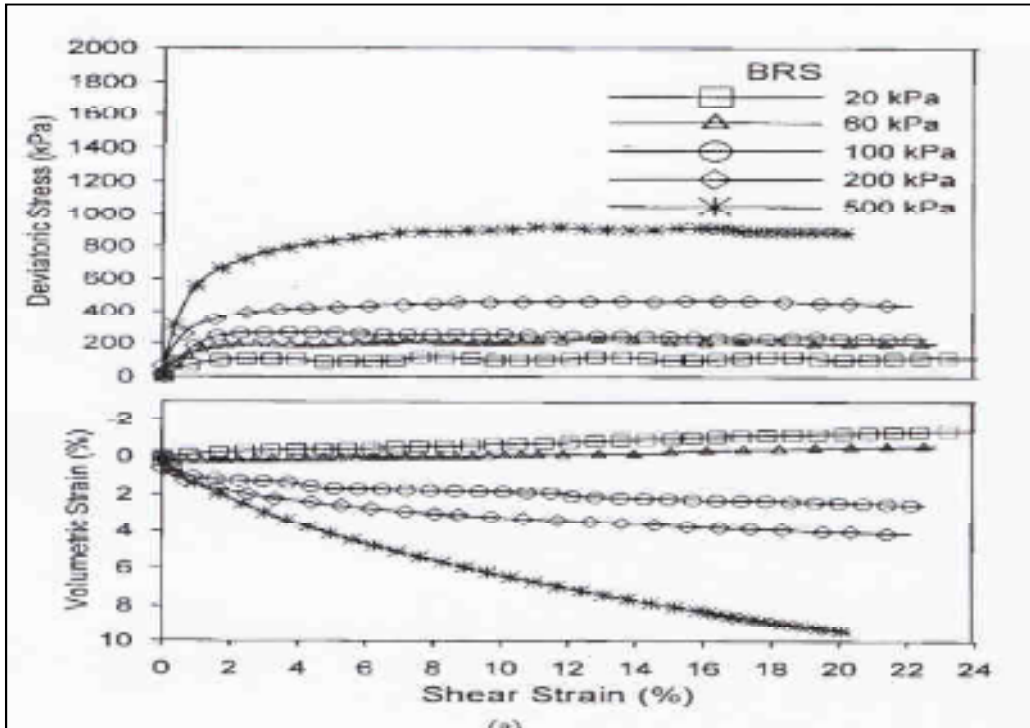
**Fig.2.1. Variation de l'angle de frottement en fonction de la contrainte latérale(Mashour1980)**

McGown (1984) a effectué une série de tests sur des sable sec renforcé par des feuilles d'aluminium, et un géotextile non-tissé, il a été conclu qu'il existe des différences importants entre le comportement du géotextile et l'aluminium. Fig.2.2



**Fig .2.2. Courbes "contrainte – déformation d'éprouvettes de sable et de sable armé D'aluminium. ( Mc Gown,1984)**

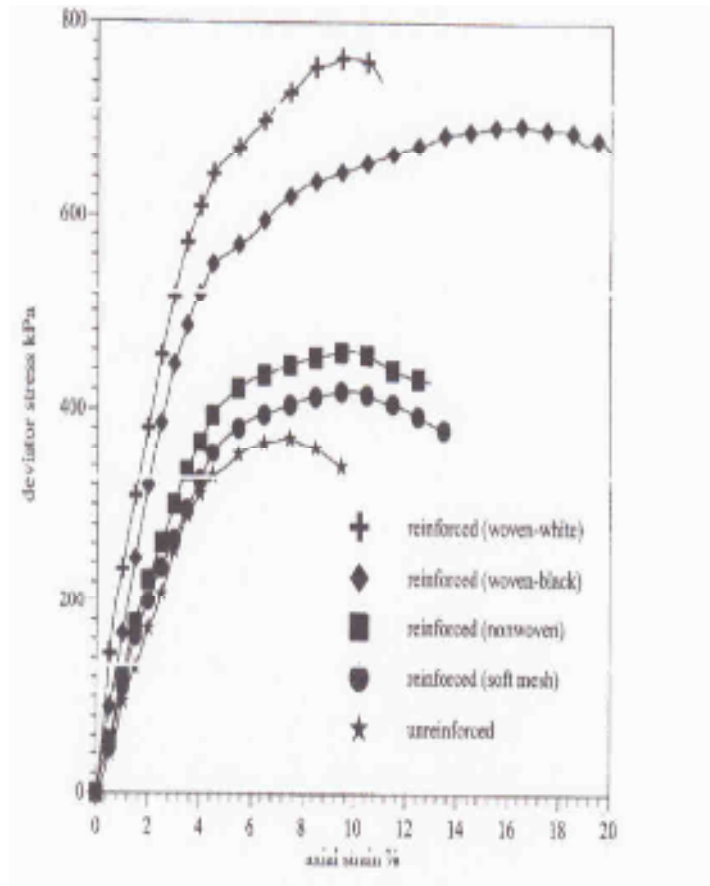
Gray et Al Refeai (1986) a effectué des tests d'essai triaxial sur des sables renforcés par 5 types de géotextile, les résultats des testes ont démontré que le renforcement accru la résistance au pic, la déformation axial à la rupture, aussi il a effectué des tests d'essai triaxial sur des sables renforcés par des polymère . Fig.2.3



**Fig.2.3 Courbe déviateur , déformation volumique – déformation axiale d’un sable renforcé par polymère**

Athanasopoulos (1993) a étudié l’effet de la taille des particules sur le comportement mécanique du sable renforcé par des géotextiles dans l’essai de cisaillement direct.

Krishnaswamy Isaac(1995) a présenté les résultats des essais triaxiaux sur des échantillons de petit taille (38mm),et grand taille (100mm) pour évalué le potentiel de liquéfaction de sable renforcé par des géotextiles tissé et non tissé, il a montré que la technique de la terre armé peut être une solution pour diminuer le phénomène de liquéfaction, ainsi l’effet de la taille d’échantillon sur la résistance à la rupture. Aussi il a étudié le comportement des sable renforcé par différents types of géocelles à différents contraintes de confinement. Fig.2.4



**Fig.2.4. Courbe déviateur – déformation axiale pour sable renforcé par différents types de géocells ( $\sigma_3=100\text{kPa}$ )**

Ashmawy et Bourdeau (1998) réalisent des essais triaxiaux sur du sable saturé renforcé par 2 types de géotextile. Les résultats montrent que la présence de géotextile entraîne une augmentation importante de la résistance au cisaillement, et la diminution de la déformation latérale.

Haeri (2000) a effectué une série d'essais triaxiaux sur des échantillons de (38mm), (100mm) d'un sable de mer, renforcés par différents types de géotextile. Il a étudié son comportement au cisaillement, sa déformation volumique en fonction de la déformation axiale, ainsi que sa variation de l'angle de frottement interne en fonction de la déformation latérale. Il a conclu que la taille d'échantillon ainsi que le type et l'arrangement de géotextile influent sur la résistance au cisaillement et la déformation du sable, et que l'angle de frottement n'est pas constant mais il varie en fonction de la déformation latérale. **Fig.2.5, Fig.2.6, Fig.2.7**

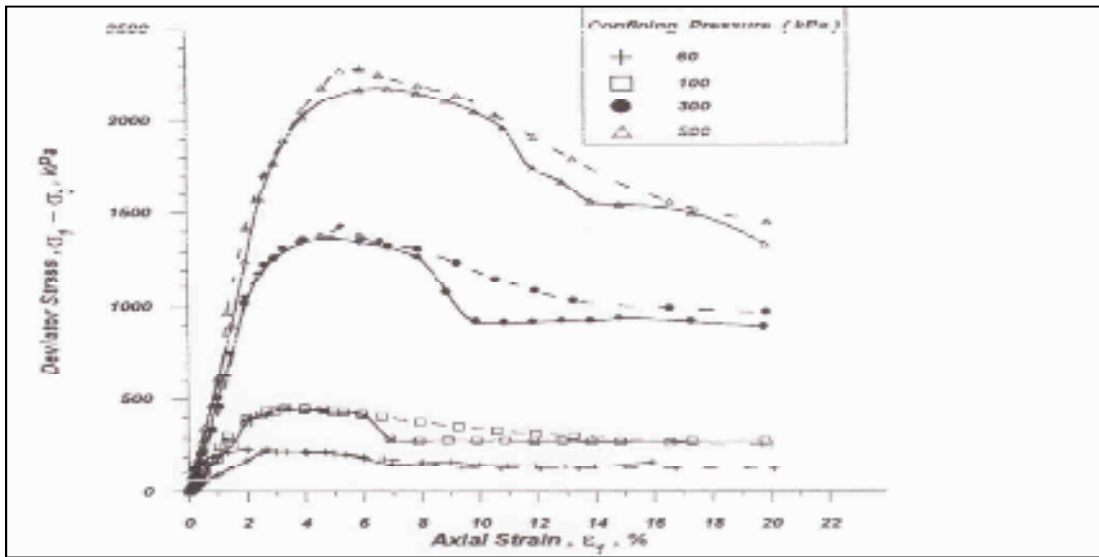


Fig.2.5 Courbe contrainte déviateur –déformation axiale à 100mm et 38 mm diamètre d'échantillon.(Haeri 2000)

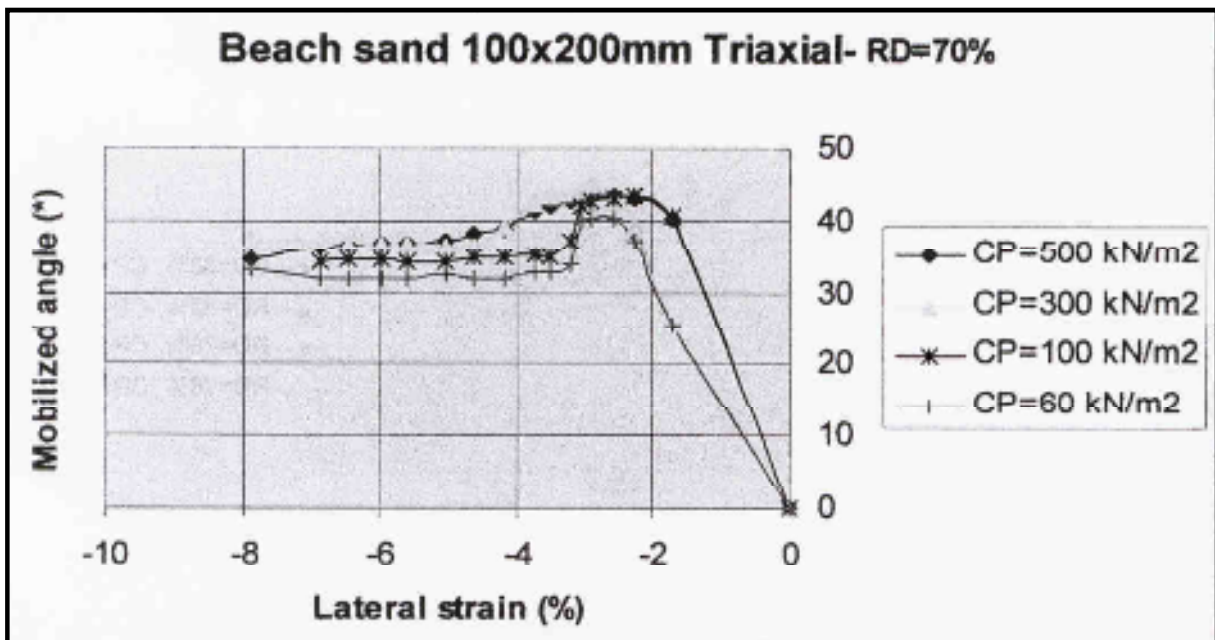
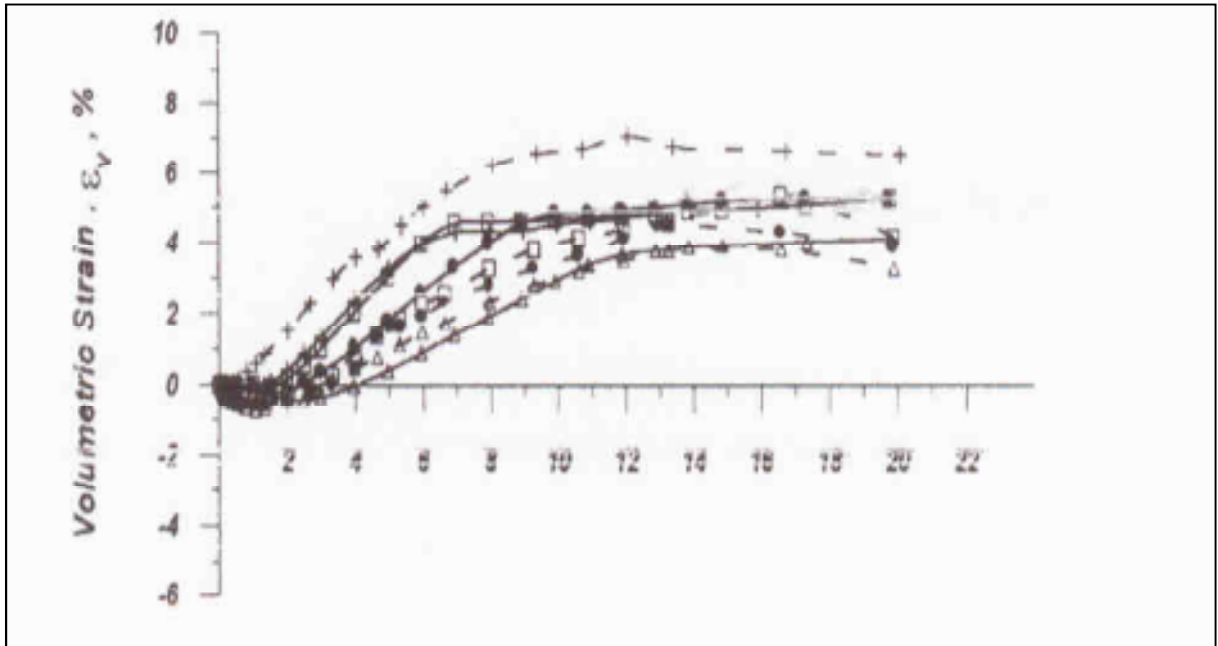
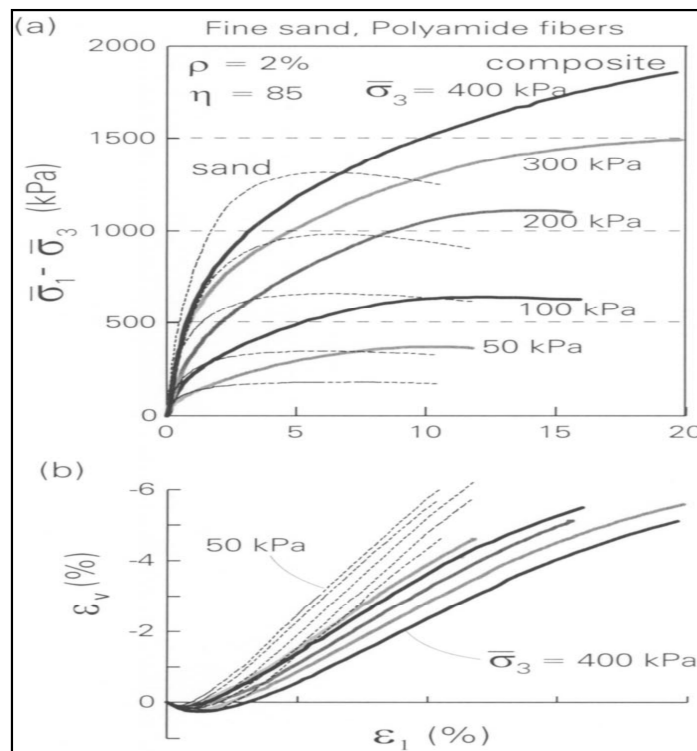


Fig.2.6 Variation de l'angle de frottement en fonction de la contrainte latérale .  
(Haeri 2000)



**Fig .2.7 déformation volumique – déformation axiale ,pour un sable non ,renforcé et sable renforcé par 2 types de géotextile et à 100mm , 38 mm diamètre d'échantillon. (Haeri 2000)**

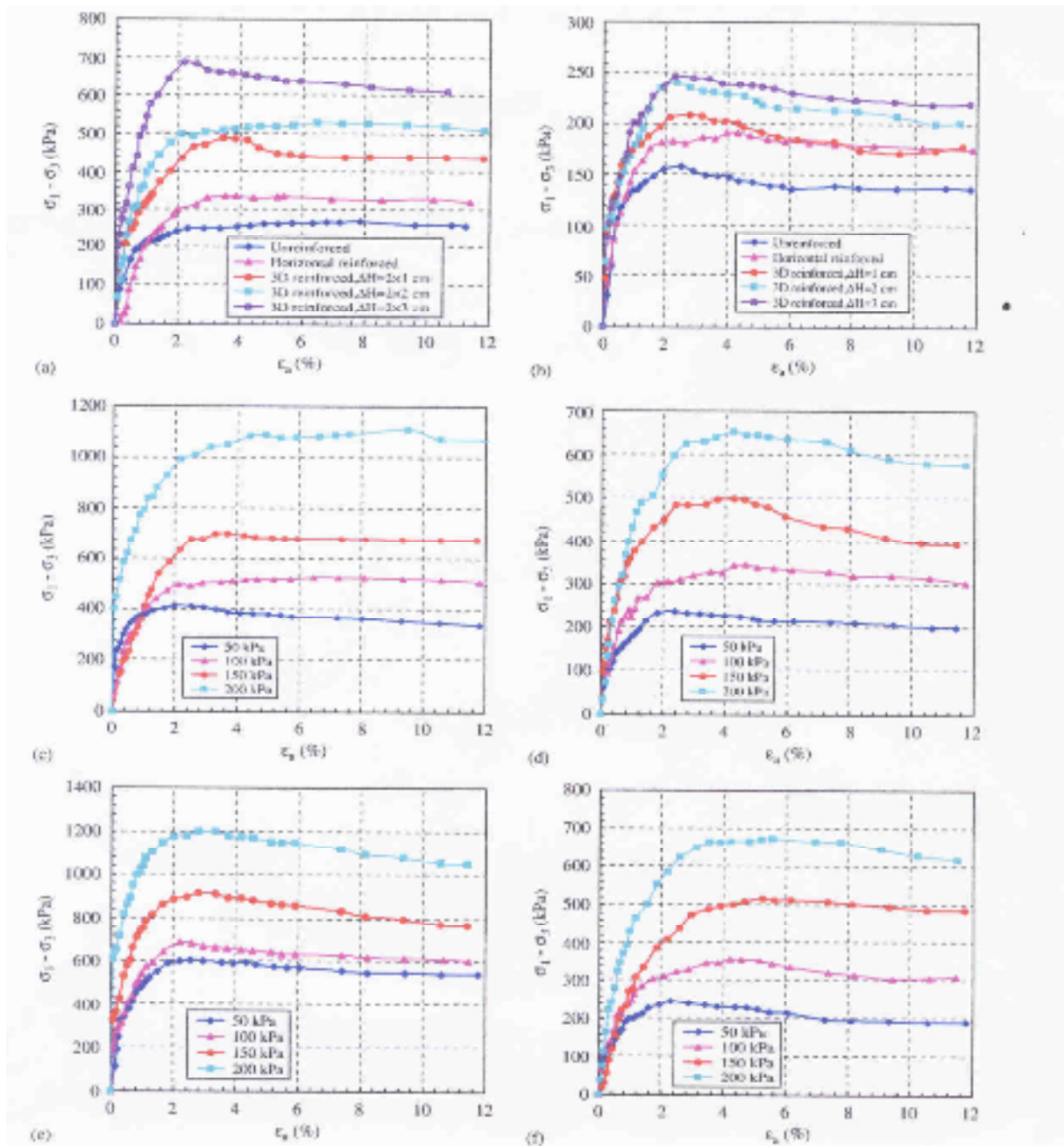
Radoslaw.L,(2003) réalise une série d'essai sur des sables renforcé par des polymère,il à étudié sa résistance au cisaillement ainsi sa déformation volumétique.Fig.2.8



**Fig.2.8. Essai triaxial pour sable renforcé par des polymères  $\eta=85$ ,(a) courbe déviateur-déformation axiale,(b) courbe déformation volumique –déformation axiale**

Lizuka (2004), Park and Tan (2005) ont étudié le comportement du sol renforcé au cisaillement, les études sont basées sur le mécanisme de renforcement, l'augmentation de la contrainte de confinement, et l'influence de types de matériel de renforcement sur la résistance au cisaillement, la déformation axiale.

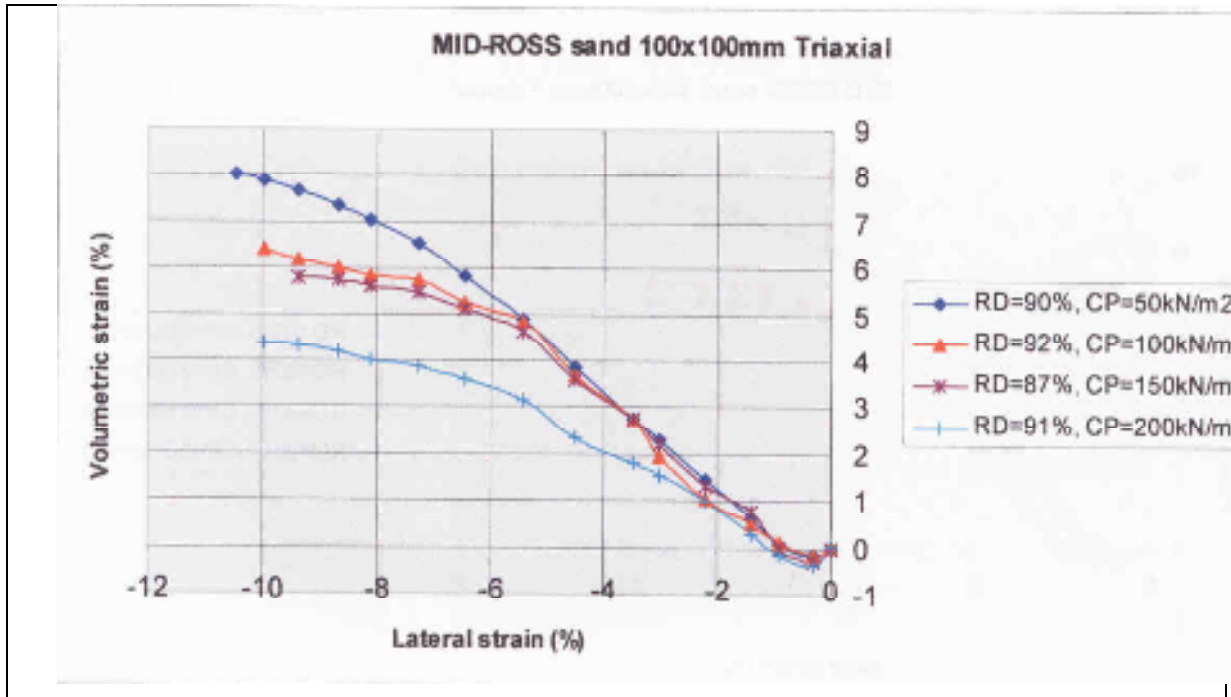
M.X.Zhang, A.A.Javadi (2006) réalise une série d'essais sur des sables renforcés par différents types de renforcement à différentes contraintes de confinements Fig.2.9



**Fig.2.9. Relation contrainte-déformation axiale à différentes contraintes hydrostatique, Avec différents types de renforcements**



Chelghoum,N (2006) étudier l'effet de la contrainte de confinement et la déformation latérale sur sable non renforcé.les figures **Fig.2.10**, **Fig.2.11**, **Fig.2.12** **Fig.2.13** présente la variation de la déformation latérale et le coefficient de poisson en fonction de la déformation axiale, et la variation de déviateur ,rapport de contrainte, déformation volumique en fonction de la déformation latérale



**Fig.2.10. Relation déformation volumique –déformation latérale (MID-ROSS)**

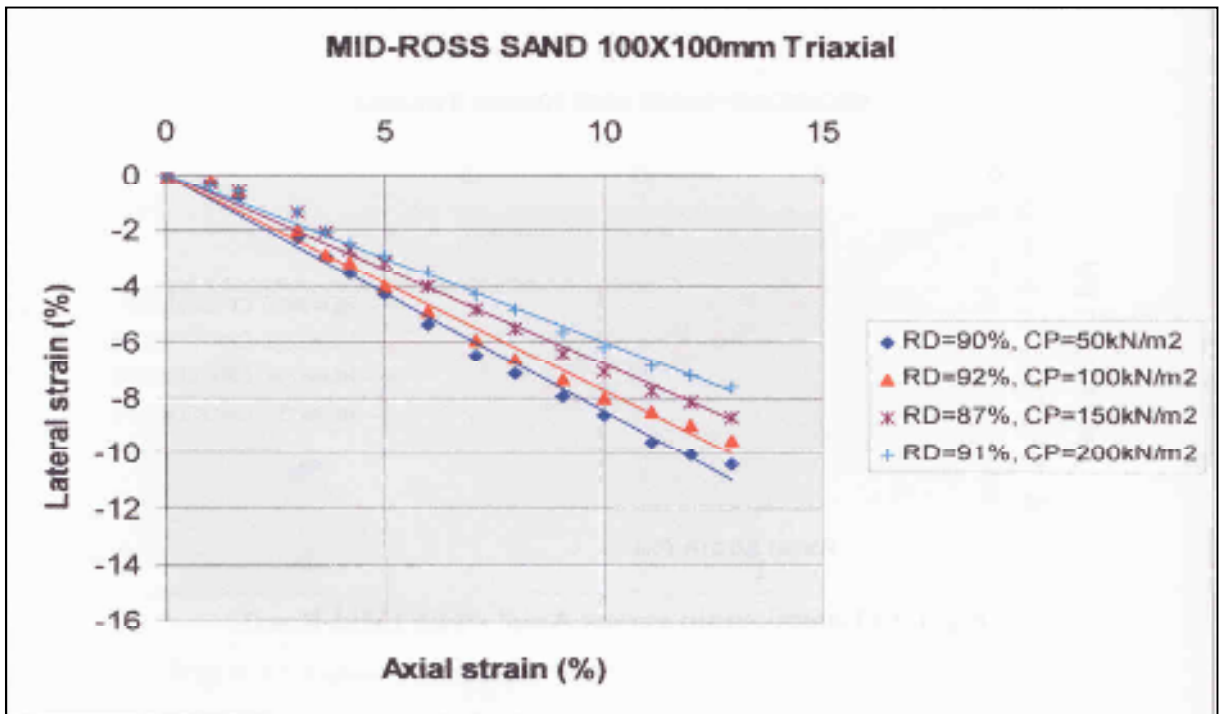


Fig.2.11. Relation déformation latérale - déformation axiale (MID-ROSS)

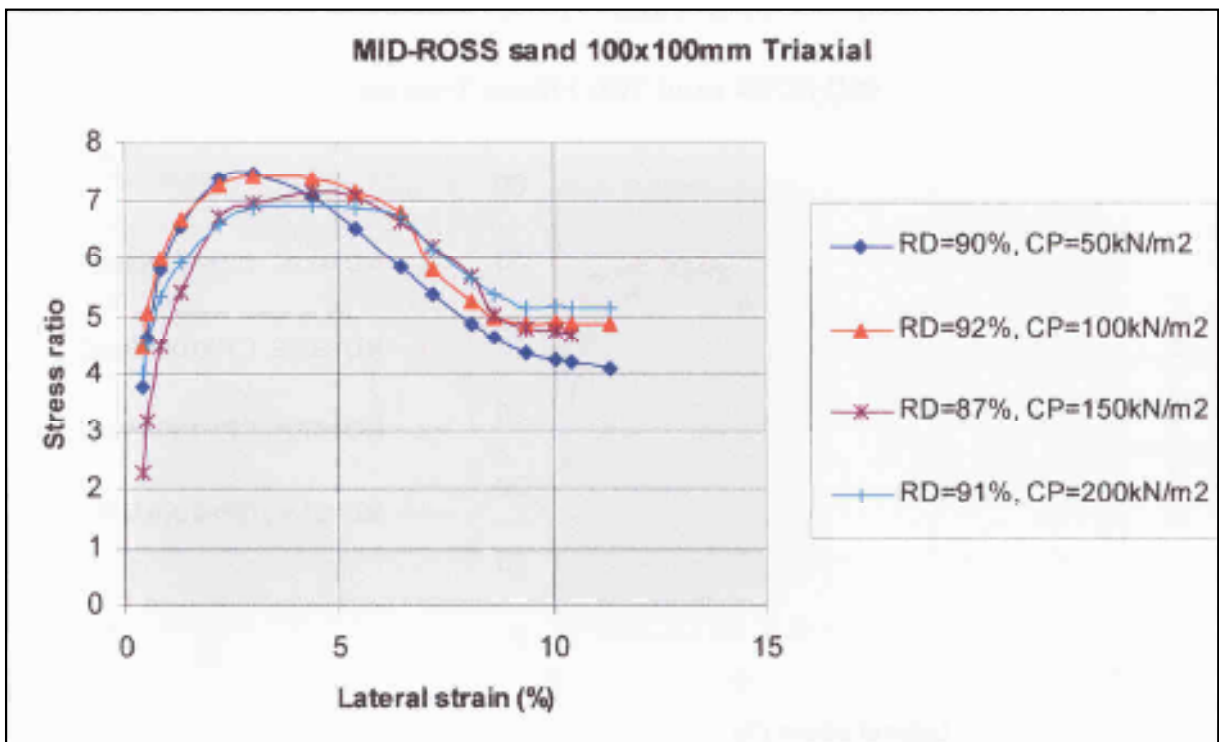
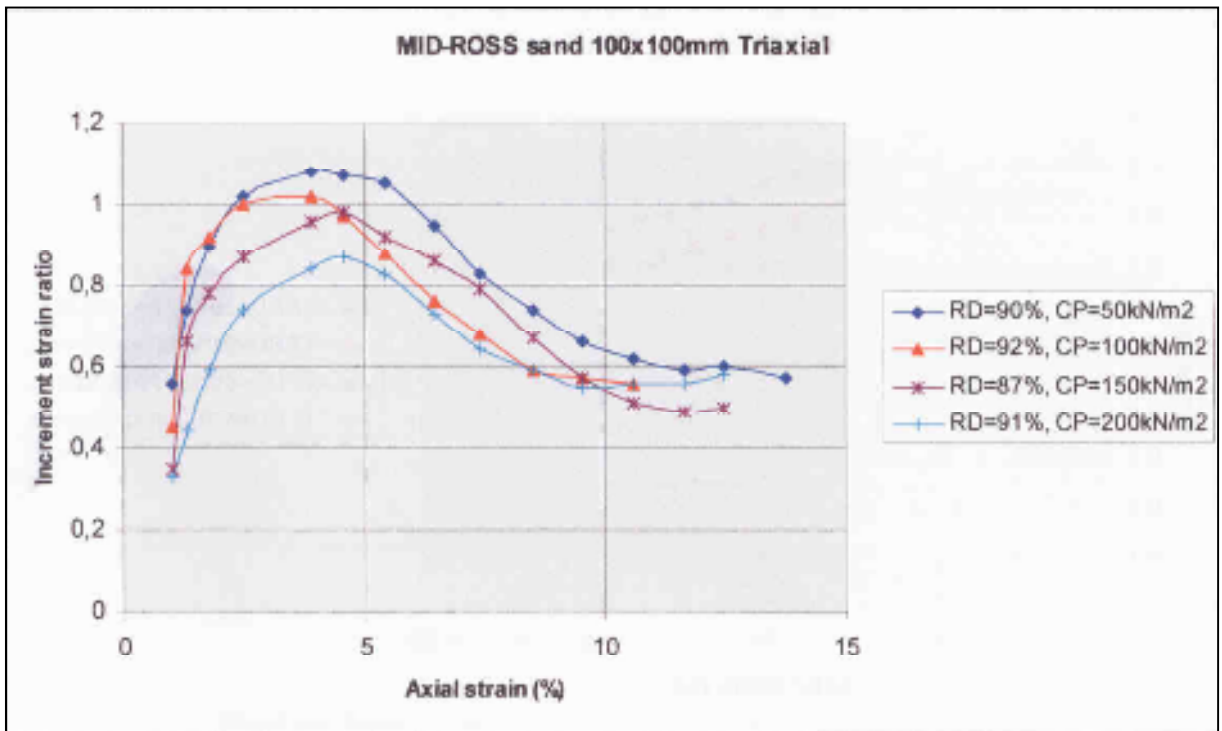
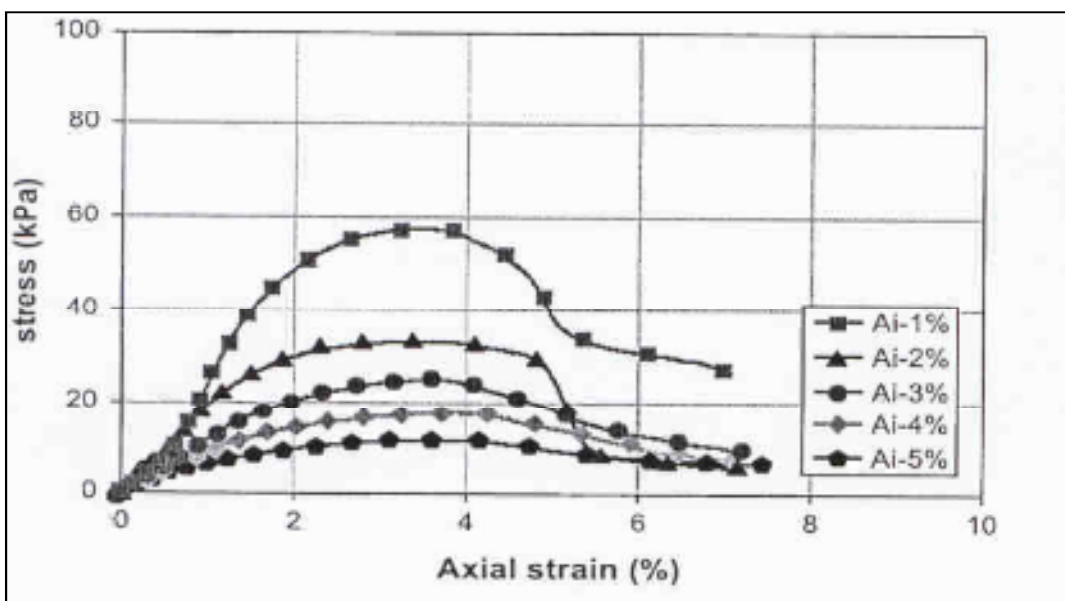


Fig.2. 12.Relation rapport de contrainte - déformation latérale (MID-ROSS)



**Fig.2. 13.Relation rapport de déformation - déformation axiale (MID-ROSS)**

Y.T. Kim a,\* , H.J. Kim a, G.H. Lee (2008) réalise une série d'essai sur des sols renforcé par différents types de renforcement, il à étudié sa résistance au cisaillement en fonction de la déformation latérale. Fig.2.14



**Fig.2.14. relation déviateur - déformation axiale**

## 2- SABLE

### 2-1 – DEFINITION

Est un phénomène naturel matériau granulaire composé de fines particules de roche et de minéraux particules. La composition de sable est très variable, selon les sources rock et des conditions locales, mais les communes constituant le plus de sable dans les eaux intérieures des cadres continentaux et non-tropicales des milieux côtiers est de silice ( silicium dioxyde de carbone, ou  $\text{SiO}_2$ ), généralement sous la forme de quartz .

Comme le terme est utilisé par les géologues , les particules de sable dans la gamme de diamètre de 0.0625mm a de 2 millimètres

### 2-2-COMPORTEMENT MECANIQUE DES SABLES

Le comportement des matériaux granulaires pendant le cisaillement dépend principalement des facteurs ci- dessous qui interviennent dans sa résistance au frottement, agissant ainsi sur son angle de frottement interne :

- Nombre et distribution des contactes inter granulaires ;
- La densité de l'ensemble des particules ;
- Le niveau ambiant ou la contrainte effective moyenne ;
- Forme et grosseur des particules.

Ce type de sol à un coefficient de perméabilité élevée, ce qui se traduit par l'écoulement très rapide de l'eau lors d'application des charges. De ce qui précède on constate que le comportement des sables, de même que sa résistance au cisaillement dépend du squelette solide.

#### a/ ARRENGEMENT DES PARTICULES :

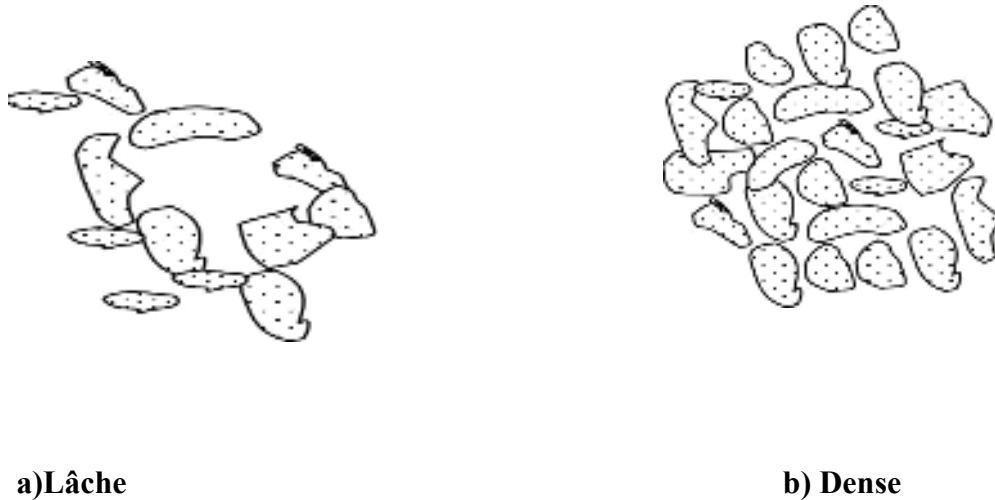
La structure des sols pulvérulents, en particulier les sables se forme en dépôt sous l'effet de deux facteurs, l'air et l'eau. L'arrangement géométrique des particules donne une large gamme de l'indice des vides, la **figure .2.15**

présente deux états différents d'une structure de sable.

L'indice des vides maximum ( $e_{\max}$ ) présente l'état le plus lâche d'un sol, par contre l'indice

des vides minimum ( $e_{min}$ ) présente l'état le plus dense.

Au sujet de la *structure* des sols granulaires il est à noter que l'indice de densité relative n'est pas suffisant pour caractériser les propriétés géotechniques d'un sol. Il peut arriver que deux sables aient des indices des vides semblables, mais qu'ils aient un comportement sous sollicitation tout à fait différent (*Holtz et Covacs. 1991*)



**Figure.2.15. Structure de sable (*Holtz et Covacs. 1991*)**

## **b/ COMPORTEMENT DRAINE DES SABLES**

La détermination des paramètres de mécanique des sols et en particulier les sables peuvent être réunis en deux domaines :

1. Domaine des petites déformations réalisé à l'aide des essais oedométriques ou triaxial

Pour l'objectif de déterminer ou d'étudier la compressibilité des matériaux, la déformation ainsi obtenue par diminution de l'indice des vides.

2. Domaine des grandes déformations et de la rupture, c'est ce qui est le cas de cette recherche, dans ce cas la rupture plastique peut être atteinte et les déformations ne sont plus limitées.

## c/ Influence des paramètres d'état initial

### 1 - Rôle de l'indice des vides initial

Il est indispensable de savoir qu'il est indifférent de caractériser la compacité d'un matériau donné par son indice des vides ( $e$ ) ou par sa masse volumique sèche.

L'indice des vides initial joue un rôle important car il influence directement la résistance au cisaillement, cette dernière qui diminue continuellement lorsque la déformation augmente dans le cas d'un sable dense,

### 2 - Rôle du niveau de contrainte isotrope

Lorsqu'on réalise des essais sur les sables à même indice des vides initial sous pressions cellulaires isotropes ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ) on observe différents comportements. Un sable dense pour des petites valeurs de  $\sigma_3$  et un comportement du type sable lâche pour des grandes valeurs de  $\sigma_3$

En générale on observe que la résistance au cisaillement augmente avec l'accroissement de la pression isotrope  $\sigma_3$

La courbe intrinsèque dite souvent (Droite de Mohr – coulomb) définit un angle de frottement à la rupture ainsi diminue quand la contrainte isotrope  $\sigma_3$  augmente. Ceci peut être expliqué par le fait qu'une forte pression latérale  $\sigma_3$  provoque d'avantage l'écrasement des grains et de leurs aspérités (Djedid. 1986).

### 3- Indice des vides

L'état critique traduit un comportement asymptotique du sol à la rupture où la déformation se produit sans variation de volume. dans le plan indice des vides – déformation axiale. Cette valeur limite est connue sous le nom de l'indice des vides critique ( $e_c$ ), introduit par Casagrande en 1936. La mise en évidence de cette valeur nécessite des déformations importantes parfois jusqu'à plus de 30%, or ceci n'est pas facile à obtenir surtout dans le cas des sables fortement dilatants, où la déformation provoque souvent la localisation de la déformation volumétrique dont les bandes de cisaillement apparaissent

dans ce cas (*Djedid. 1986*) . Donc on peut définir la pression critique comme la contrainte moyenne pour laquelle le changement de volume finale est nul pendant le cisaillement.

#### **4- Variation de volume :**

L'essai drainé est caractérisé par la mesure du changement de volume, où on distingue deux types de comportement suivant la compacité du sable. Concernons les sables lâche le volume final de l'échantillon est inférieur au volume initial, donc il a tendance à la contractante. Inversement pour les sables denses le volume augmente au cours de l'essai et il aura tendance à la dilatante. En conditions drainées de compression le sable présente, pour une pression donné, un passage de la phase contractante à la phase dilatante par l'intermédiaire d'un taux de variation volumique nulle. Se seuil permet de définir un état caractéristique du sable, pour lesquels :

- Le taux de variation volumique est nul
- . • Un seuil de changement de comportement,
- La déformation du sol est faible devant la rupture.
- Une indépendance vis-à-vis l'indice des vides initiaux.
- Une insensibilité à la granulométrie initiale. (*Luong M.P. 1978*)

### **3. DEFINITION DES SOLS STABILISES**

Le traitement des sols est souvent exécuté pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité. Il est, aussi utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs.

Les techniques de stabilisation les plus utilisées sont :

1. la stabilisation mécanique ;
2. la stabilisation thermique ;
3. la stabilisation chimique.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que ; les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

### **3.1 TYPE DE STABILISATION**

#### **3.1.1 STABILISATION CHIMIQUE**

Les additifs permettant d'améliorer les caractéristiques des sols sont classés en deux grandes familles : les sels et les liants

#### **1- LES SELS**

Plusieurs sels minéraux à différentes concentrations (Chlorure de potassium  $KCl$ , Chlorure de sodium  $NaCl$ , Chlorure de calcium  $CaCl_2$ , Sulfate d'ammonium  $(NH_4)_2SO_4$  sont utilisés dans la stabilisation chimique des sols surtout pour les sols gonflants dont il augmente la concentration ionique de l'eau libre.

#### **2- LES LIANTS**

##### **• LA CHAUX**

La stabilisation par ajout de chaux est la technique de traitement des sols la plus répandue. L'utilisation de cette technique permet :

1. D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres
2. De diminuer la plasticité et la densité sèche ainsi d'augmenter la résistance du sol et  $W_{opt}$
3. De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé

##### **• LE CIMENT**

Le ciment est un additif qui peut être utilisé pour la stabilisation du sol dont il augmente la résistance, la limite de retrait, il diminue la plasticité et réduit le potentiel de variation de volume



### **3.1.2 STABILISATION THERMIQUE**

Le principe de cette procédure est d'augmenter la température du sol dans le but de réduire la répulsion électrique entre les particules, mais cette technique est très coûteuse.

### **3.1.3 STABILISATION MECANIQUE**

#### **1- LE COMPACTAGE**

Le compactage est une méthode la plus simple et économique, il est employé typiquement pour augmenter la densité du sol et réduit le potentiel expansif. Les conducteurs des machines doivent faire attention lors du compactage du sol, parce que trop de pression peut écraser les agrégats et le sol perde leur propriété de résistance.

#### **2- ADDITION DES MATERIAUX**

C'est une méthode économique, elle améliore les caractéristiques du sol, il s'agit d'augmenter la résistance du sol ou diminuer son plasticité en ajoutant des agrégats ou des fibres.

#### **3- REMEDIASSIONS MECANIQUE**

Généralement, le remédiassions mécanique a été la méthode la plus admise pour traiter la contamination du sol. Au lieu de transporter le sol contaminé à la décharge public et le remplacé par un autre bon sol, la technique bio remédiassions s'avère la meilleure solution pour ce cas

### **3.2. DOMAINE D'APPLICATION**

La stabilisation du sol est utilisée dans beaucoup de secteurs de la construction :

- Routes ;
- Les parkings d'avions et pistes d'envol ;
- Les chantiers ;
- Décharges d'ordures ;
- Miner.

### **3.3. AVANTAGES DE STABILISATION DU SOL**

- 2- Améliore la résistance du sol
- 3- La durabilité
- 4- Réduit le potentiel de variation de volume
- 5- Imperméabilise le sol
- 6- Diminuer la teneur en eau
- 7- Solution économique

## **4. DEFINITION DES SOLS RENFORCES**

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Les sols renforcés (terres armées) sont fréquemment utilisés à présent pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance.

### **4.1- TYPES DE RENFORCEMENT**

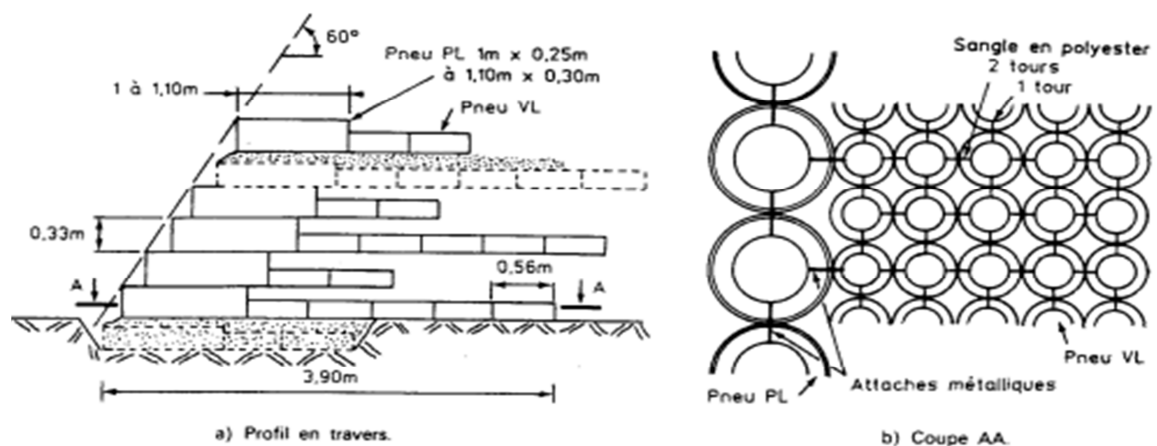
Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique ; unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc. Le tableau 2 .1 donne une classification des principales techniques de sol renforcé en fonction de la géométrie des renforcements et du type de sol (sol rapporté ou en place).

Type de sol	Techniques de renforcement des sols		
	Renforcements unidimensionnels (linéaires)	Renforcements bidimensionnels	Renforcements tridimensionnels
<b>Sols rapportés</b>	Terre Armée (armatures métalliques)	Treillis métalliques horizontaux	Micro renforcements (disquettes, plaquettes)
	Procédé Freyssisol (armatures en matière synthétique : Paraweb)	Mur Tervoile (treillis verticaux)	Fibres (métalliques, géosynthétiques)
	Murs VSL (bandes de treillis métalliques)	Nappes en géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géocomposites)	Texsol (fil continu)
	/	Procédés utilisant des Pneusol, Arma-Pneusol, Pneu-TEX)	/
<b>Sols en place</b>	Micropieux (groupes ou réseaux)	/	/
	Clouage en soutènement et en pente	/	/

**Tab 2.1 Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés**

#### 4.1.1- LA TECHNIQUE PNEUSOL

Cette technique est assurée par des niveaux pneumatiques usagés de véhicules légers, reliés entre eux par sangles polyester ou attaches métalliques et dont les flancs sont entièrement découpés comme le montre la figure 2.16



**Fig.2.16 Technique Pneusol**

## 4.1.2 LE RENFORCEMENT PAR GRILLAGES OU PAR TREILLIS METALLIQUES

Le renforcement par treillis métalliques s'apparente à la technique Pneutex, les géotextiles étant remplacés par des treillis. Cette technique est appelée Armapneusol et a l'avantage d'être utilisable avec des sols contenant de très gros éléments.

Une autre technique consiste à mettre en œuvre des grillages sur lesquels le sol est compacté. C'est le système Terramesh dont le parement est en gabions. Une technique dérivée (Terramesh Vert) permet une revégétalisation du parement grillagé. On peut noter que pour le remplissage des gabions, les gros éléments issus de l'écrêtage des matériaux de torrent pourraient être utilisés, à condition qu'ils soient eux-mêmes écrêtés pour supprimer les très gros éléments.

## 4.1.3 LE RENFORCEMENT PAR ANCRAGES

Il s'agit de renforcer le sol par des barres métalliques au bout desquelles sont placés des blocs d'ancrage. Le renforcement est ainsi assuré par frottement ainsi que par contre butée. Les barres ont une section ronde pour réduire la surface soumise à la corrosion et sont liées au parement composé d'écailles en béton. La figure 2.17 montre le principe de renforcement par ancrages

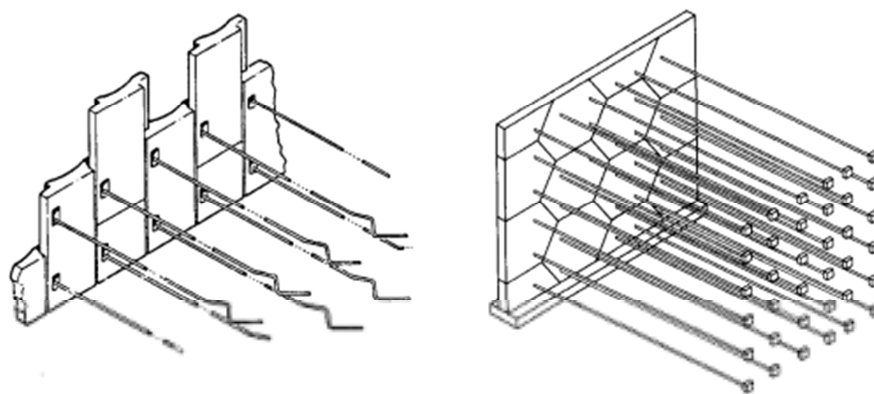
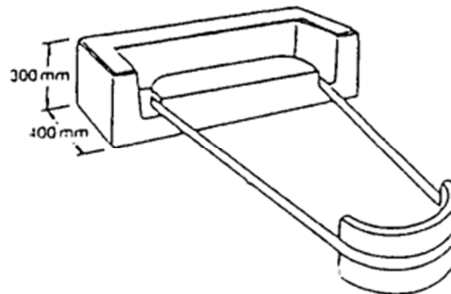


Fig.2.17 Renforcement par ancrages

Une autre technique consiste à lier chaque élément préfabriqué en béton à une butée d'ancrage par l'intermédiaire d'une bande en polymère comme indiqué dans la figure 2.18



**Fig.2.18 Bande en polymère**

#### **4.1.4 LE RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILES**

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisations sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations. Ohashi, H (1983)

#### **4.1.5 LE RENFORCEMENT PAR GEOGRILLES**

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. En particulier, on peut distinguer les géogrilles uni axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles bi axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré.

La figure 2. 19 présentes le détail d'un géogrille uniaxial.

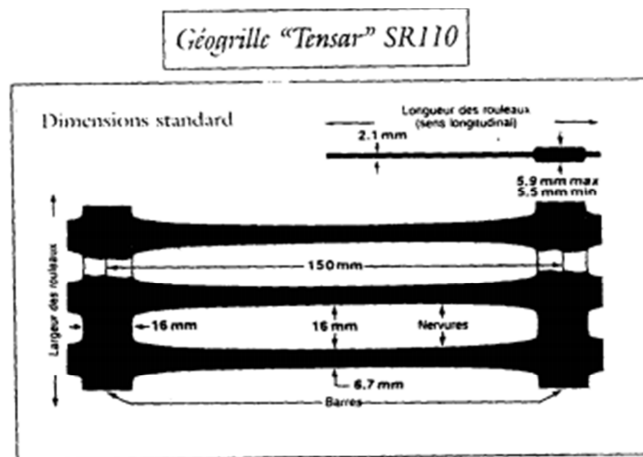


Fig.2.19 Exemple de géogridde uniaxial

## 4.2. LES COMPOSANTS DE LA TERRE ARMEE

La figure 2.20 expose les principaux composants de la terre armée :

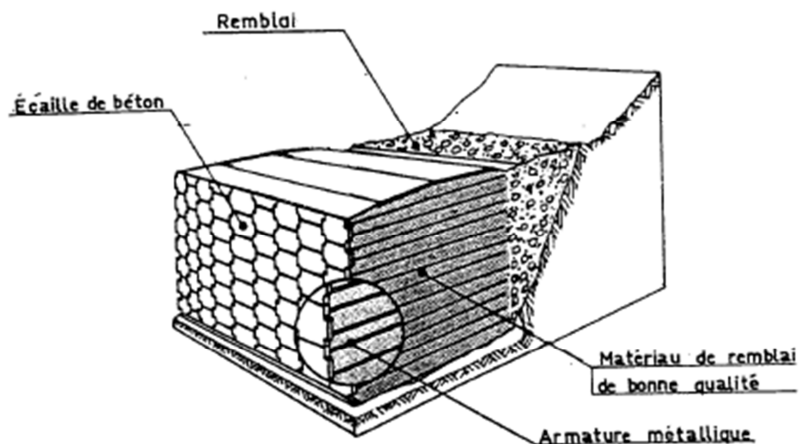


Fig.2.20 Principe d'un massif en terre armé

### 4.2.1 ASSISE DU PREMIER RANG

C'est une assise réalisée sous le pied du massif pour faciliter la pose du premier rang de panneaux et assurer le bon alignement, elle est généralement constituée de grave correctement compactée ou en béton maigre.

## 4.2.2 TERRES POUR REMBLAI

En général les terres utilisées pour le remblai sont déterminantes pour la stabilité des structures de sol renforcé. En effet, il est possible d'utiliser n'importe quel type de terre mais il faut le traiter de telle sorte que l'angle de frottement interne soit élevé, par conséquent les sols granulaires (sable, graviers ou fragments de pierres) qui ont un angle de frottement interne élevé s'avèrent être la meilleure solution.

## 4.2.3 LE PAREMENT

Le parement est la face apparente du remblai renforcé. Ses fonctions sont les suivantes :

- Protéger le massif de toute agression extérieure et en particulier de l'érosion superficielle
- Éviter les ruptures locales affectées le remblai
- D'un point de vue purement esthétique améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage (surtout pour les parements en écailles).

Il y a trois types de parements :

- Le parement métallique, qui aujourd'hui n'est plus employé. Il s'agissait d'éléments cylindriques à section semi-elliptique
- Le parement en écailles de béton, qui est très largement répandu. Les écailles sont des plaques de béton cruciformes, non ferrillées. Le lien entre les écailles constituant le parement est assuré par des goujons et des joints compressibles entre écailles superposées autorisent la déformabilité du parement dans un plan vertical. De plus, les écailles possèdent un certain jeu entre elles ce qui donne au parement une certaine souplesse. Ceci permet en particulier la construction de parements courbes.
- Le parement Terratrel en treillis métallique auquel sont attachées les armatures de renforcement et qui permet la végétalisation du parement. Une géogrille ou un géotextile non tissé peut lui être associé.

## 5. LES ARMATURES

Les armatures se présentent sous la forme de bandes plus ou moins larges (5 à 10 cm), de faible épaisseur (quelques millimètres), souvent crénelées pour assurer un frottement plus important avec le sol à renforcer. Suivant les cas d'application, elles peuvent être constituées en :

- Acier inoxydable ou acier doux galvanisé
- Fibres de verre
- Géosynthétiques

## 5.1 ACIER

Dans la plupart des cas, on utilise un acier doux galvanisé. La technique mettant en œuvre des bandes en polymère est nommée « Freyssisol ». Les armatures sont alors composées de fibres en polyester gainées d'une couverture de polyéthylène.

Il existe deux types d'armatures métalliques :

- ▀ Les armatures lisses pour lesquelles l'angle de frottement sol-inclusion  $\phi_g$  n'est jamais supérieur à l'angle de frottement interne  $\phi$  du sol
- ▀ Les armatures rugueuses dites « haute-adhérence » pour lesquelles l'angle  $\phi_g$  peut être supérieur à  $\phi$ . Ces armatures présentent des crénelures qui ont pour effet l'augmentation de la valeur de  $\phi$

## 5.2 GEOSYNTHETIQUE

Les géosynthétiques sont des produits dont le principale constituant est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc. Yeo ,K,C,(1985).

Les rôles principaux des géosynthétiques sont les suivants,

SEPARATION, RENFORCEMENT,PROTECTION ,RENFORCEMENT ,PROTECTION  
ETANCHEITE, FILTRATION ,DRAINAGE

Les géosynthétiques les plus utilisés sont:

- ✓ Les géotextiles
- ✓ Les géogrilles
- ✓ Les géocomposites



### 5.2.1 GEOTEXTILES

Sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymères (polypropylènes, polyesters, polyéthylènes) et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

**Géotextiles non tissés :** la fabrication consiste au filage en continu des fibres, à leur étirement, avant de les napper et de les lier par aiguilletage ;

**Géotextiles tissés :** leurs bandelettes en polypropylène sont fabriquées par un procédé d'extrusion, elles sont ensuite tissées. Head, k, H (1986)

### 5.2.2 GEOCOMPOSITE

Est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogridde complexée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

### 5.2.3 GEOGRILLES

Sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols.

Une géogridde est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.

La grandeur des mailles varie généralement de 1 et 10 cm pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogridde. Pour obtenir l'effet de renforcement il est nécessaire que les gros éléments s'imbriquent de la moitié de leur volume dans la maille.

On distingue des géogrilles mono-axiales et bi-axiales:

**Mono-axiale:** la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre.

**Bi-axiale:** la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.

## ➤ **AVANTAGES DE L'UTILISATION DE GEOSYNTHETIQUES POUR LE RENFORCEMENT:**

- ✓ amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- ✓ réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- ✓ réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- ✓ modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- ✓ diminution des emprises;
- ✓ création de merlons antibruit d'aspect naturel;
- ✓ réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- ✓ augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- ✓ préservation de l'aspect naturel du paysage;
- ✓ optimisation des coûts de construction.

## ➤ **PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE GEOGRILLES**

Les inclusions (nappes de géotextiles, grilles, etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. Dans le cas des géogrilles, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux types : frottement latéral le long des éléments longitudinaux, c'est-à-dire des éléments orientés dans le sens de la traction, et résistance en butée le long des éléments transversaux. Il est à noter que, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'une mise en traction partielle sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement, ce mécanisme est bien défini dans la figure 2.21

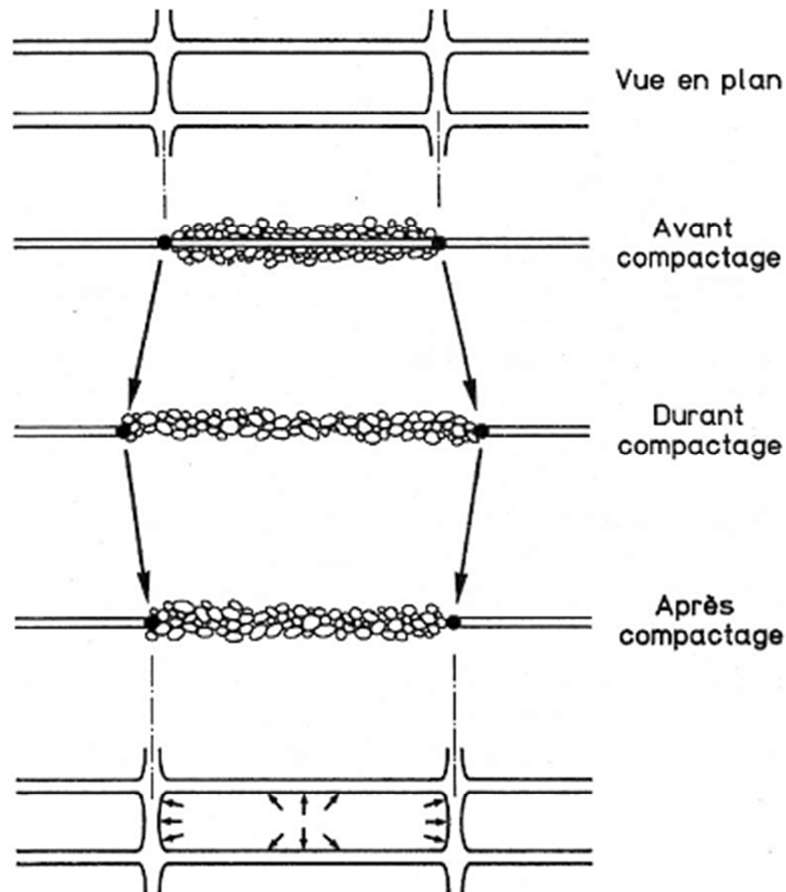


Fig.2.21 Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage

### ➤ FROTTEMENT LATÉRAL ET RESISTANCE EN BUTÉE

Pour les géogrilles et les treillis, les mécanismes de frottement latéral et de résistance en butée sont intimement mêlés.

Pour le dimensionnement aux états limites ultimes, ils sont le plus souvent regroupés dans le terme de frottement latéral unitaire

$$q_s = \mu \sigma_v$$

Dont :

$q_s$  : Le frottement latéral unitaire

$\mu$  : Coefficient de frottement réel

$\sigma_v$  : Contrainte verticale due au poids des terres

La valeur de la résistance en butée dépend de nombreux facteurs, notamment géométriques, avec une influence importante de la dimension de la maille et de l'épaisseur des éléments transversaux par rapport à la taille des grains du sol.

Par contre, aux états de service, le déplacement relatif du sol avec l'inclusion, nécessaire pour mobiliser le frottement latéral maximal le long des éléments longitudinaux, est de l'ordre de quelques millimètres. Il est très inférieur à celui nécessaire pour mobiliser la résistance en butée le long des éléments transversaux, qui peut être de plusieurs centimètres

Dans le cas des nappes en géotextile et produits apparentés (géogrilles), qui sont relativement extensibles, l'angle de frottement est le plus souvent déterminé en laboratoire dans un essai à la boîte de cisaillement, car les essais d'arrachement en place sont difficiles à réaliser et à interpréter pour de tels matériaux. Pour les treillis métalliques, par contre, on réalise de préférence des essais d'arrachement en place.

## **6 - CISSAILEMENT DANS LES SOLS**

Tout bâtiment ou structure construit dans ou sur la terre, transmet des charges au sol. Cette transmission de charges est assurée par l'intermédiaire des fondations. Les contraintes dans le sol qui en résultent, causent des déformations qui sont en général le résultat :de la déformation élastique des particules solides du sol, du changement de volume de sol dû à l'explosion du liquide (eau/gaz) des vides entre particules solide et du glissement des particules solides les unes sur les autres qui entraîne à son tour le glissement d'un corps de sol par rapport à la masse environnante.

- La déformation élastique des particules solides est négligeable pour la plus part des sols. En pratique, l'aptitude des contraintes qui naissent dans le sol est moins importante.
- Le chargement de volume du à l'explosion d'eau interstitielle est connu comme étant l'effet de consolidation. Elle a fait l'objet d'étude au chapitre.
- Le glissement de sol est le phénomène de la rupture au cisaillement. Ce dernier se produit lorsque les contraintes de cisaillement dans le sol dépassent la contrainte de cisaillement maximale que le sol peut résister. Elle est désignée comme étant la résistance au cisaillement.

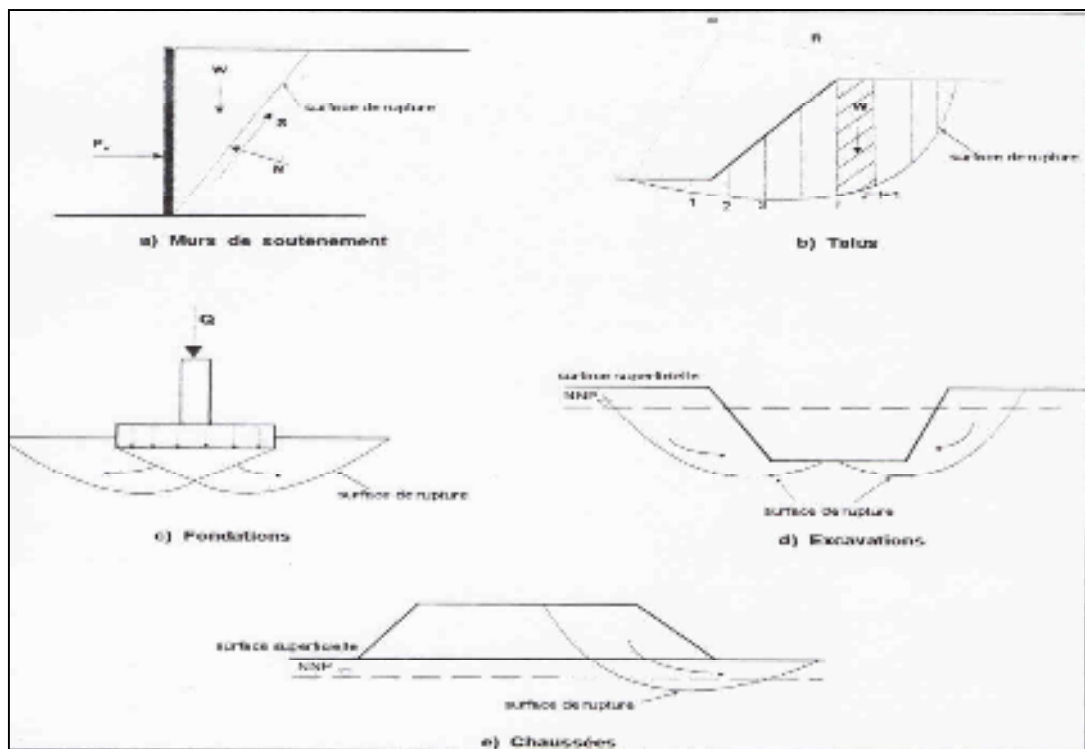
Cette troisième condition doit faire l'objet de beaucoup d'attention afin d'éviter toute rupture soudaine dans le sol et ses conséquences désastreuses aux constructions.

Lee, W.F., (2000). Il est donc recommandé de faire des études de stabilité fiables. Pour les quelles la résistance au cisaillement du sol en question doit être déterminée.

L'analyse de stabilité doit assurer que les contraintes de cisaillement mobilisées ( $\tau_m$ ) dans la masse de sol, sont inférieures à la résistance au cisaillement ( $\tau$ ) avec une certaine marge de sécurité. Pour cette raison et pour limiter les déformations à des limites tolérées, un coefficient de sécurité (FS) est pris en compte pour que les contraintes de cisaillement dans le sol ne soient plus grandes à une proportion de la contrainte de cisaillement maximale qu'offre ce dernier.

Parmi les problèmes en géotechnique qui nécessitent une étude de stabilité figurent :

1. Les poussées des terres sur les murs de soutènement Fig.2.22.a.
2. La stabilité des talus Fig.2.22.b.
3. La capacité portante des fondations des structures Fig.2.22.c
4. Les poussées des terres sur les excavations temporaires Fig.2.22.d
5. Le gonflement des argiles dans les excavations temporaires Fig.2.22.d
6. La stabilité des chaussées Fig.2.22.e
7. Les constructions souterraines (tunnels, ets...)



**Fig.2. 22 Exemple simplifiés de mécanique de rupture dans le sol**

## 6.1- Les murs de soutènement

Lorsque les massifs de terres ne peuvent plus présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, il doivent être retenus par des ouvrages dit ouvrages de soutènement. Mesdary, M, S (1969) ces constructions reprennent les efforts des poussés dues à l'action des terrains se situant en arrière d'eux. Allen, T.M, HOLTZ, RD (1991), et Jewell, R, A, (1984).

- **Notions de poussée et butée** : Lorsqu'un massif de sol est limité par un écran celui ci peut soit soutenir le massif soit le refouler.

- **poussée** : Le soutènement s'oppose au mouvement du massif de sol, dans ce cas le massif exerce sur chaque élément de surface de l'ouvrage une action appelée pression active ou poussée. Les études expérimentales montrent que cette pression active est fonction de la densité, de l'angle de frottement, de la cohésion, coefficient de frottement du massif de sol sur mur, et du mode de son déplacement possible.

- **butée** : Le soutènement exerce un effort sur le massif. dans ce cas le massif oppose sur chaque élément de surface de l'ouvrage une pression ou butée, des déplacement important de l'ordre de 1 à 1/3 de la hauteur du mur selon la nature et la résistance max, bien supérieure à celui qui conduit à la poussée minimale Terzaghi, (1940).

- **Poussée active de Rankine (1857)**

Le calcul des poussées des terres dans la section précédente concerne les murs qui ne subissent aucun déplacement, cependant lorsque la tête du mur a tendance à se déplacer loin du sol d'une quantité  $\Delta x$  alors la poussée sur ce mur à toute profondeur  $z$  diminue graduellement. lorsque les frottements entre le sol et le mur sont supposés nuls ( $\delta=0$ ) ce qui est l'hypothèse de Rankine, la contrainte horizontale sera

$$\Delta x = 0, \quad \sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

$$\Delta x > 0, \quad \sigma_h < K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

Les cercles de Mohr correspondant aux déplacements du mur  $\Delta x = 0$ ,  $\Delta x > 0$  sont présentés par les cercles (a), (b) Fig. 2.23

si le déplacement latérale continue a augmenter a un moment donné le cercle de mohr

- touchera la ligne de rupture défini par l'équation  $\tau = c + \sigma \tan \phi$ . cet état de contrainte représente la condition de rupture dans la masse de sol, la contrainte à ce moment est  $\sigma_a$  appelée poussée active de rankine. Les différentes plans dans le sol feront un angle de  $\mp (45 + \frac{\phi}{2})$ , d'après mohr coulomb l'équation à la rupture en fonction des contraintes principales s'écrit :

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \lambda - 2c\sqrt{\lambda}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \tan^2 (45 - \frac{\phi}{2}) - 2c \cdot \tan (45 - \frac{\phi}{2})$$

comme la contrainte principale majeur  $\sigma_1 = \sigma_v$ , et la contrainte principale mineur

$\sigma_3 = \sigma_h$  l'équation devient :

$$\sigma_a = \sigma_v \cdot \tan^2 (45 - \frac{\phi}{2}) - 2c \cdot \tan (45 - \frac{\phi}{2}) \quad ; \quad K_a = \tan^2 (45 - \frac{\phi}{2})$$

l'équation de rupture devient

$$\sigma_a = \sigma_v \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

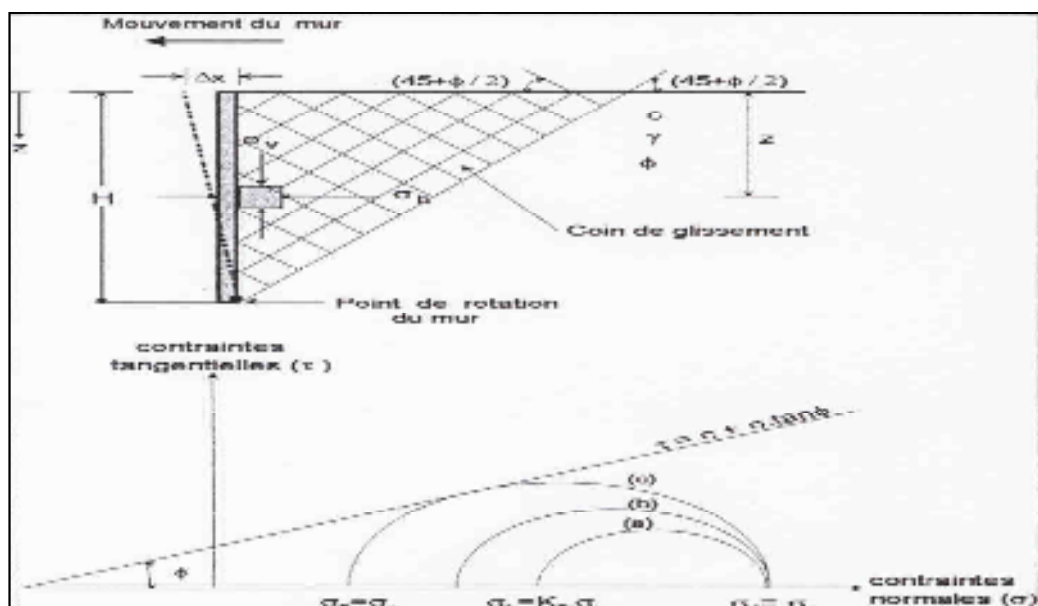
$$z=0 \quad \rightarrow \quad \sigma_v = 0 \quad \rightarrow \quad \sigma_a = -2c\sqrt{K_a} \quad \text{TRACTION}$$

$$z=H \quad \rightarrow \quad \sigma_v = \gamma \cdot H \quad \rightarrow \quad \sigma_a = \gamma \cdot H \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad \text{COMPRESSION}$$

$$\sigma_a = \gamma \cdot H \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0 \quad \rightarrow \quad z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}$$

A cette profondeur dans le sol ,les contraintes de traction cause des fissures le long de l'interaction sol- structure.

$$P_a = \frac{1}{2} (H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}}) \cdot (\gamma \cdot H \cdot K_a - 2c \cdot \sqrt{K_a})$$



Created with

**Fig.2.23. Mure de soutènement en état actif.Rankine(1857)**

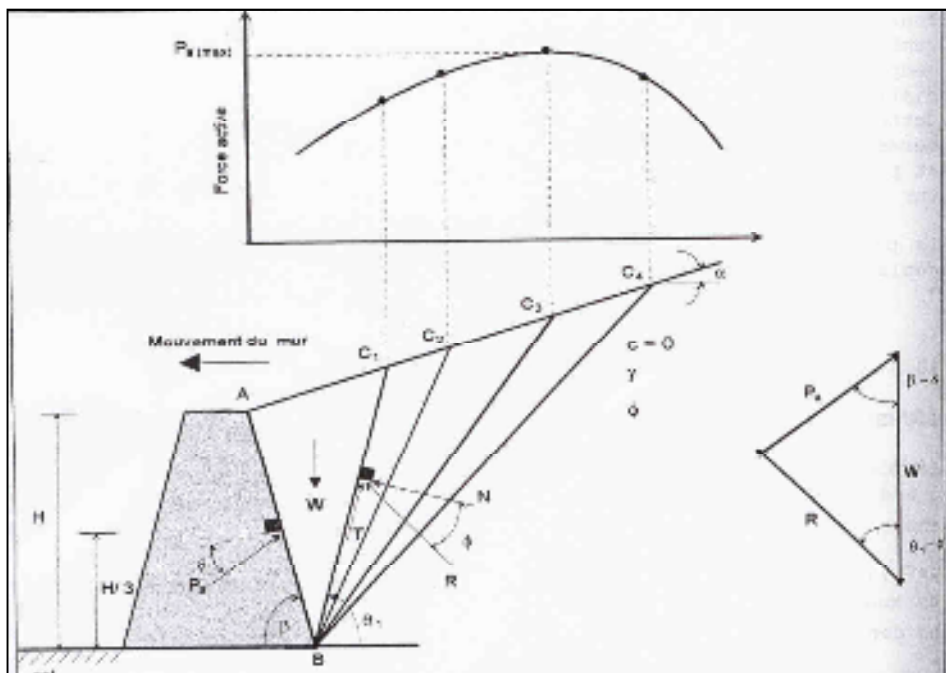
- Poussée active de coulomb (1776)

La poussée des terres actives évaluée par la méthode de Rankine à été faite sur la base de l'hypothèse que l'angle de frottement entre le mur et le sol est nul( $\delta=0$ ).

En 1776 Coulomb proposa le calcul de la même poussée sur un mur de soutènement avec un remblai pulvérulent cette théorie prend en considération le frottement du sol sur le mur( $\delta \neq 0$ ) .soit l'ouvrage de soutènement de la figure .2.24 dans la condition active ,Coulomb propose dans ce cas que la surface de rupture dans la masse de sol est plane tel que la ligne BC1,BC2.....,les force appliqué a la masse de sol ABC1 sont :

1. Le poids propre du sol W
2. La résultante R de la normale N et la force de cisaillement T
3. La force active est  $P_a$  ,celle-ci est inclinée d'un angle  $\delta$  par rapport à la surface de mur en contact avec le sol.

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma \cdot H^2 \quad ; \quad \frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}$$



**Fig.2.24. Poussée active de coulomb(1776)**



- **Pression passive de RANKINE**

La figure 2.25 montre un mur de soutènement vertical avec un remblai de surface superficielle horizontale. A toute profondeur  $z$  dans le sol la contrainte verticale est donnée par la formule  $\sigma_v = \gamma \cdot z$ . Initialement, si le mur ne se déplace pas la contrainte horizontale à la profondeur  $z$  est  $\sigma_a = K_0 \cdot \sigma_v$ . Cet état de contrainte est illustré par le cercle de MOHR (a).

Maintenant, si le mur subit un déplacement d'une quantité  $\Delta x$  dans le sol, la contrainte verticale reste constant et la contrainte horizontale augmente, c'est ce que représente le cercle de MOHR (b) ou  $\sigma_h > \sigma_v$ .

Si le mur continue à se déplacer encore, la contrainte horizontale continue à croître et le cercle de MOHR correspondant touchera l'enveloppe de MOHR (droite intrinsèque), ce qui est représenté par le cercle (c). Cet état de contrainte indique qu'il y a rupture dans la masse de sol et la contrainte horizontale à ce point est désignée comme étant la pression passive de RANKINE  $\sigma_h = \sigma_p$ .

Pour le cercle de MOHR (c) :  $\sigma_1 = \sigma_p$  et  $\sigma_3 = \sigma_v$ , d'où le critère de MOHR-COULOMB s'écrit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma_p = \sigma_v \cdot \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\text{Si } K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

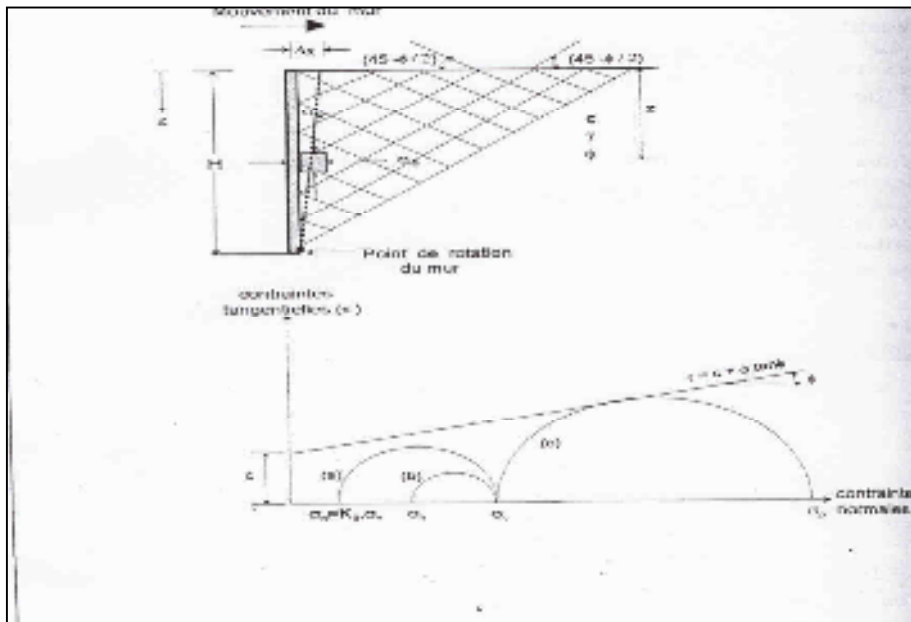
est le coefficient des pressions des terres passives de RANKINE l'équation à la rupture sous une forme plus simple sera :

$$\sigma_p = \sigma_v \cdot K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

$$z=0 \quad \rightarrow \quad \sigma_v = 0 \quad \rightarrow \quad \sigma_p = 2c\sqrt{K_p}$$

$$z=H \quad \rightarrow \quad \sigma_v = \gamma \cdot H \quad \rightarrow \quad \sigma_p = \gamma \cdot H \cdot K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p + 2c \cdot H \cdot \sqrt{K_p}$$



**Fig.2.25. Pression passive de rankine**

- **Pression passive de COULOMB**

COULOMB en 1776 présenta aussi une méthode pour évaluer la pression des terres passives d'un mur de soutènement ayant un frottement non nul avec un sol granulaire, c'est-à-dire .

Soit le mur de soutènement de la figure 2.26 . Comme dans le cas de la force active, COULOMB supposa que la rupture dans la masse de sol se fait sur une ligne droite. Ainsi, Le coin ABC, est soumis à trois forces :

1. Le poids propre du sol ( $W$ )
2. La résultante  $R$  (de  $N$  et  $T$  sur  $BC_1$ )
3. La force passive  $P_p$

Comme l'amplitude de  $W$  est connue ainsi que les deux directions de  $R$  et  $P_p$  alors la valeur de cette dernière peut être déduite à partir du polygone des forces de l'élément  $ABC_1$  en équilibre.

De la même manière des polygones des forces pour les autres coins  $ABC_2$  et  $ABC_3$  en équilibre peuvent être tracés et leurs forces correspondantes  $P_p$  déduites.

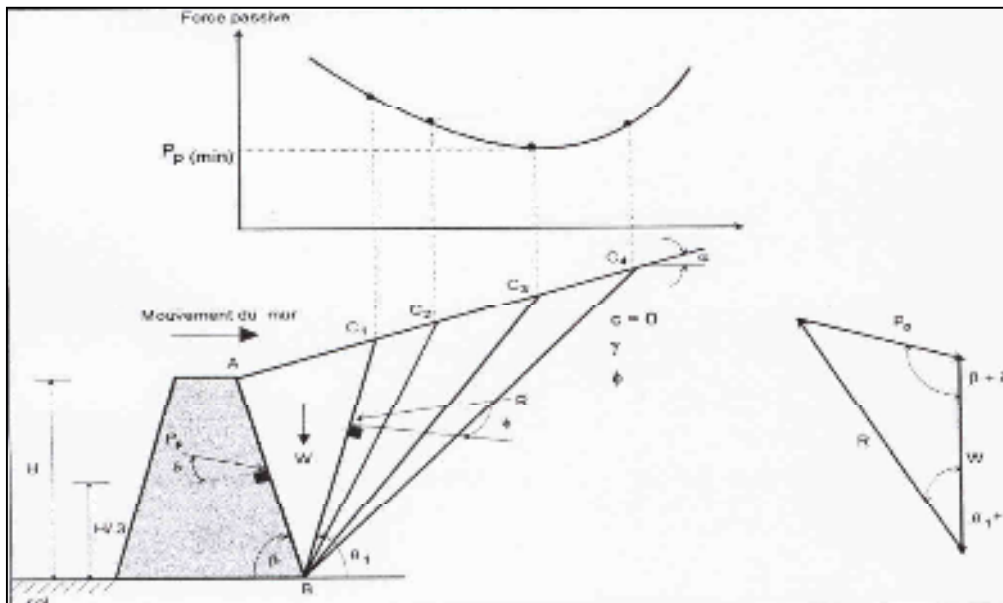
Ainsi la variation de la force  $P_p$  en fonction du plan de rupture dans le sol est représentée par une courbe. La force passive de COULOMB sera la valeur minimale sur le graphe.

Cette dernière peut être exprimée par l'équation mathématique :

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

Où  $K_p$  est le coefficient des pressions des terres passives de COULOMB, donné par la formule :

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\alpha + \varphi)}{\sin(\beta + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}}\right]^2}$$



**Fig.2.26. Poussée active de coulomb**

## **7-Importance des déformations latérales dans le calcul des structures de soutènement**

La plus part des méthodes de calcul des structures de soutènement des sols, utilisent l'analyse d'équilibre limite. Chelghoum ,N,(2006).

### **7.1.Pour les structures de soutènement en sol non renforcé**

Ce sont les théories de coulomb et Rankine qui sont largement utilisées dans les calculs de stabilité. Ces deux méthodes supposent que le sol se déforment pour engendre une surface de rupture s'étendant de la base a la surface superficielle du remblai provoquant ainsi l'instabilité d'une masse de sol importante. Cette masse de sol instable est supposée avoir un comportement rigide parfaitement plastique en termes plus simple l'angle de

frottement interne mobilise dans cette zone et le long de la ligne de rupture est suppose constant .Dans ces méthodes d'analyse la déformation la déformation latérale est prise égale à la déformation axiale, qui est une déformation compressive. Aucune indication n'a été donné concernant sa magnitude alors que tout déplacement de l'interface de la structure de soutènement doit être le même pour le sol sans qu'il y est rupture dans les deux matériaux ou atteinte a son intégrité .les poussée latérale augmentent linéairement avec la profondeur. Fahim(1983)

## 7.2.Pour les structures de soutènement en sol renforcé

Plusieurs méthodes d'analyses a l'équilibre limite pour vérifier la stabilité interne des structures de soutènement en terre armé, on être proposes, ces méthodes dérivent des méthodes classique de COULOMB et RANKINE et utilisent la même hypothèse de calcul que les méthodes pour le calcul des structures de soutènement conventionnelles a savoir :

- 1- Les forces de traction augmentent linéairement avec la profondeur.
- 2- L'angle de frottement interne max est mobilisé au même instant a travers toute la masse de sol instable.

Pour les systèmes de soutènement renforcé par des armatures souples et flexibles, l'hypothèse de la distribution triangulaire des forces de traction dans le renforcement implique que la déformation latérale augmente avec la profondeur et par conséquent il en est de même pour l'angle de frottement interne, ou  $\Phi$  est suppose constant.

Les structures de soutènement de sol renforcé par des inclusions flexibles, telque les polymères sont des structures dont il faut Contrôler les déformations puisqu'il faut toujours éviter une rupture dans le sol ou armatures. Il faut donc toujours avoir un compatibilité entre les déformations dans le sol et la déformation dans les inclusions. Pour cela la magnitude des déformations latérales susceptibles de naitre dans le sol et qu'il faut prendre en compte dans l'analyse a l'équilibre limite doivent être déterminé et vérifier a celles provoquant la rupture des armatures.

Les structures de Sol armé avec des inclusions extensibles sont construites dans des remblai de sol granulaires compactes et leurs déformations latérale de traction sont souvent confondues avec les déformations axiales a la rupture de l'ordre 8%à 10%

Les paramètres de résistance correspondant a ces déformations axiales sont généralement utilises pour le sol. Les forces de traction dans les armatures proches de la direction des

déformations latérales principales de tractions doivent être limitées uniquement aux forces de traction développées a ce niveau (c'est-à-dire au niveau des déformations latérales). Cependant une fois leur résistance passe le peak, les sols compacts réduisent leur résistance a atteignent une valeur constante. Ainsi, les paramètres de résistance de sol au peak ne peuvent en aucun cas être pris comme une condition d'équilibre limite. Par la suite avec l'augmentation des déformations la résistance des sols diminue pour atteindre une valeur constante, a ce stade le renforcement commence a mobiliser plus de force et le système composite reste par conséquent en équilibre. L'état d'équilibre est atteint que lorsque les déformations latérales dans le sol causeront la rupture des armatures. D'où, l'emploi de l'analyse des méthodes d'équilibre limite est conditionnée par :

1. Les déformations latérales dans le sol sont suffisantes pour atteindre une résistance a volume constant.
2. La déformation latérale de traction dans l'armature est suffisante pour atteindre la condition d'une vitesse de déformation minimale.

Pour cela les déformations latérales engendrant une résistance des sols à l'état ultime et au pic doivent être étudié et déterminer.

# MATERIAUX ET PROCEDURES D'ESSAIS

## 1 - INTRODUCTION :

Le chapitre consiste à exposer le matériau utilisé pour la constitution des éprouvettes de sol à identifier et analyser selon les normes française (NF) en cours. Les équipements avec lesquels ont été réalisés les essais principaux, et leurs modes opératoires sont aussi détaillés.

## 2- PROGRAMME D'ESSAI

L'influence des disques en géotextile sur le comportement des sables est étudié au laboratoire par des essais de compression au triaxial selon le programme d'essai suivant :

- L'essai triaxial sur le sable sous différents contraintes de confinement (50kN/m<sup>2</sup>, 100kN/m<sup>2</sup>, 150kN/m<sup>2</sup>, 200kN/m<sup>2</sup>).
- L'essai triaxial sur le sable renforcé par un disque sous les mêmes contraintes de confinement.
- L'essai triaxial sur le sable par deux disques sous les contraintes de confinement sus citées

## 3 - MATERIAUX UTILISES

### 3-1 Le sable

Le sable utilisé est le sable d'Echatt originaire de la wilaya d'el Taref. Ce sable quartzeux est constitué de particules solides sous angulaires selon la classification de TAVENAS. Une série d'essais de caractérisation sur ce sol a été entreprise pour définir ses propriétés physiques. Ces essais sont successivement la granulométrie, l'équivalence de sable et les densités.

### **3-1-1 Analyse granulométrique du sable (NFP-94056) :**

**a)Appareillage** Des tamis dont les ouvertures carrées, de dimension normalisées réalisées à partir d'un maillage métallique, la série des tamis utilisée est la suivante : 2– 1 – 0.4- 0.2 – 0.1-0.08 [mm]. Un bac. Une tamiseuse électromagnétique avec minuterie - 230V/50Hz/1ph.

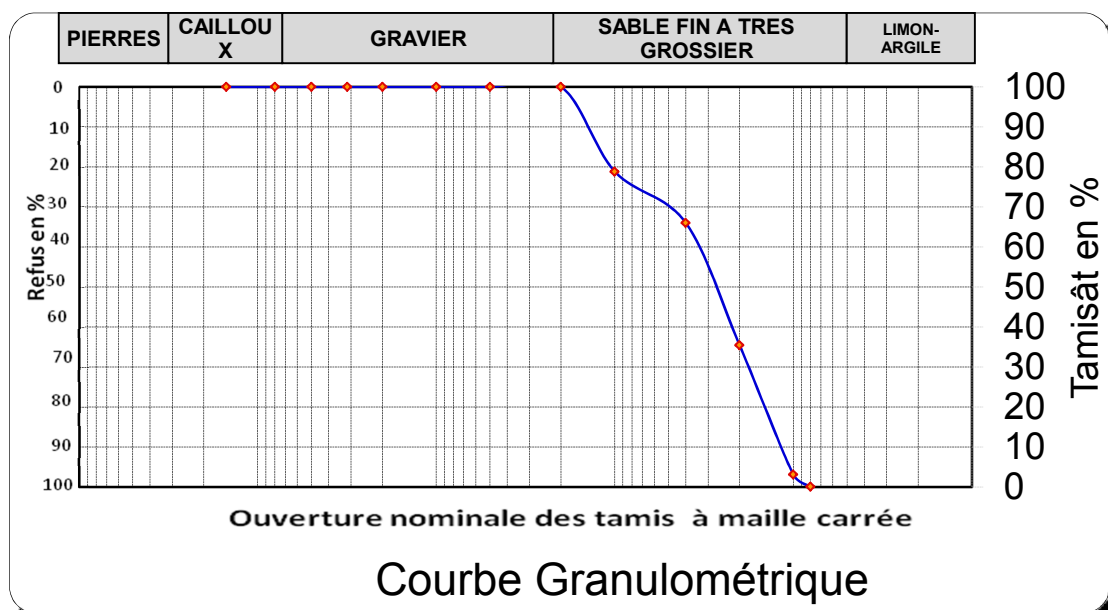
Une étuve de dessiccation maintenue à 105°C. Une balance électronique de précision 1/1000.

**b) Exécution de l'essai Préparation de la prise d'essai** La prise d'essai est séchée à 105 °c jusqu'à masse constante puis pesé une masse (m). Ensuite on réalise un tamisage par lavage

#### **c)Conduite de l'essai :**

La masse de sable séchée est versée sur la série de tamis choisis de manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut. Toute la colonne est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique, figure,. On considère que le tamisage est terminé lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% entre deux séquences de vibration de la tamiseuse. Les résultats des refus sont exprimés en pourcentage de la masse sèche (m) de départ, ils sont présentés dans le tableau 3.1,et la courbe granulométrique présenté dans la figure 3.1

#### **d) Résultats**



**Fig.3.1 Courbe granulométrique du sable d'El Chatt**

Poids Total Sec 0/D mm (g) =			3 200,0	
Masse sèche M1:			Masse Humide M'1	
Tamis(mm)	Poids des refus partiels (g)	Poids des refus cumulés (g)	Poids des refus cumulés en %	Complément à 100 des refus cumulés
150		0,0	0,00	100,00
80		0,0	0,00	100,00
50		0,0	0,00	100,00
31,5		0,0	0,00	100,00
20		0,0	0,00	100,00
10		0,0	0,00	100,00
5		0,0	0,00	100,00
2		0,0	0,00	100,00
1		677,0	21,16	78,84
0,4		1088,0	34,00	66,00
0,2		2065,0	64,53	35,47
0,1		3100,0	96,88	3,13
0,08		3196,0	99,88	0,13

Tab.3.1 Résultat de l'analyse granulométrique

$D_{10}$	$D_{60}$	$D_{30}$	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	$c_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$
0.34	0.20	0.18	1.7	0.47

Tab.3.2 propriété d'uniformité

$D_{60}$  : Diamètre correspondant à 60% des particules solides

$D_{30}$  : Diamètre correspondant à 30% des particules solides

$D_{10}$ : Diamètre correspondant à 10% des particules solides

D'après ces résultats, le sable est un sol moyen uniforme comme le montre la figure 3.2





**Fig.3.2 Sable Echatt**

### **3-1-2 Equivalent de sable :**

L'essai d'équivalent de sable, permettant de mesurer la propreté d'un sable, est effectué sur la fraction d'un granulat passant au tamis de 2 mm. Il rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments fins, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent.

#### **a) Appareillage et produits utilisés :**

Tamis de 5 mm d'ouverture de mailles avec fond.

Récipients de pesée. Spatule et cuillère.

Balance électronique de précision relative de 1/1000.

Chronomètre donnant la seconde.

Réglet de 300 mm. Bacs pour tamisage.

#### **b) Préparation de l'échantillon pour l'essai**

La masse de l'échantillon doit être telle que la fraction qui passant au tamis de 5 mm pèse 500 à 700 g. La masse sèche de l'échantillon pour essai doit être de 120 g.

#### **c) Exécution de l'essai Mise en place de la première prise d'essai :**

La solution lavant ayant été siphonnée dans l'éprouvette cylindrique, jusqu'au trait repère inférieur, la prise d'essai de 120 g de sable est versée soigneusement à l'aide de l'entonnoir dans l'éprouvette posée verticalement. Laisser reposer dix minutes

**Agitation de l'éprouvette** Boucher l'éprouvette, puis la faire subir 90 cycles en 1 min.

Remettre l'éprouvette en position verticale sur la table d'essais.

- **Lavage** En descendant le tube laveur dans l'éprouvette rincer les parois de l'éprouvette avec la solution lavant, puis enfoncé le tube jusqu'au fond, puis

remonter le tube en appliquant à l'éprouvette une légère rotation. Lorsque le niveau du liquide atteint le trait repère supérieur, relever le tube et arrêter l'écoulement

- **Mesures**

Laisser reposer pendant 20 min ; Au bout de ces 20 min mesurer à l'aide du réglet la hauteur  $h_1$  du niveau supérieur du floculat par rapport au fond de l'éprouvette. Mesurer également la hauteur  $h'$  du niveau supérieur de la partie sédimentée par rapport au fond de l'éprouvette. Descendre doucement le piston taré dans l'éprouvette, jusqu'à ce qu'il repose sur le sédiment Lire la hauteur du sédiment  $h_2$  au niveau de la face supérieure du manchon. Arrondir les hauteurs  $h_1$ ,  $h_2$  et  $h'$  au millimètre le plus voisin.

Essai	$h_1$	$h'_2$	$h_2$	$E_{sv}$	$E_{sp}$
<b>1</b>	10	9.6	9.8	98	96
<b>2</b>	10.1	9.7	9.9	98.01	96.03

**Tab.3.3 résultat d'équivalent de sable**

Avec :

Equivalent de sable visuelle :

$$E_{sv} = \frac{h_2}{h_1} \times 100$$

Equivalent de sable du piston:

$$E_{sp} = \frac{h'_2}{h_1} \times 100$$

$h_1$ : Hauteur du floculant

$h_2$ : Hauteur visuelle de sable

$h'_2$ : Hauteur de sable donnée par le piston

L'équivalence de sable du piston  $E_{sp} = 96\%$  étant supérieure à la valeur de 75% donnée par la norme, le sable est **très propre**.



**Fig.3.3. Equipement pour l'essai de l'équivalent du sable**

**3-1-3 Mesure des densités:**

$e_{max}$	$e_{min}$	$G_s$	$D_r$ (%)
0,68	0,44	2,52	67

**Tab 3.4 propriété de sable Echatt**

Les indices des vides max et min sont déterminés au laboratoire par la méthode Kolbozewski. La compacité maximale est évaluée par vibration d'un moule de dimensions connues contenant du sable sec pendant 15 minutes en plusieurs couches. Après pesage, la masse volumique est calculée et l'indice des vides déterminé par la relation.

$$e_{min} = G_s \cdot \frac{\rho_w}{\rho_d} - 1$$

La compacité minimale est mesuré en laissant tomber du sable en chute libre dans un moule Proctor d'une hauteur maintenue constante. La masse du sol utilisée est ensuite mesurée et la masse volumique du sol déduite. L'indice des vides max est ensuite évalué par la relation :

$$e_{Max} = G_s \cdot \frac{\rho_w}{\rho} - 1$$

Le constituant des particules solides est mesuré par la méthode du pycnomètre selon la norme Française NF EN 1097-6.

**3-1-4 Mesure des caractéristiques mécaniques:**

Les caractéristiques mécaniques du sable ont été évaluées en laboratoire au moyen de l'essai triaxial. Bishop, A. Henkel, D.J. (1969). Une cellule pour échantillon de dimension 38mm

par 76mm a été utilisée. L'essai de compression était un essai consolidé drainée ce qui représente le comportement réel d'un sol sableux. Hirschfeld and Poulos(1963) la cellule triaxiale utilisée comporte les éléments suivants :

-*Les équipements* utilisés sont la base de la cellule porte en son centre l'embase inférieure sur laquelle repose l'éprouvette par l'intermédiaire d'une pierre poreuse.

- les conduites 1,2 mettent en communication les pierres poreuses avec l'extérieur de la cellule

-la conduite 4 permet le remplissage et la mise en pression de la cellule .

-la partie supérieure de la cellule comprenant le couvercle de la cellule ,le cylindre en plexiglas, couronne.

-le cylindre en plexiglas est maintenu entre la couronne et le couvercle au moyen de tige filetée, l'étanchéité étant assurée par des joints toriques.

-le couvercle de la cellule est traversé par :

\* un alésage central destiné à recevoir le piston.

\* un orifice de purge permettant d'expulser l'air au cours du remplissage de la cellule.

\* un orifice permettant l'injection d'huile à la partie supérieure de la cellule à la fin de remplissage.

- Au cours du cisaillement la pointe de comparateur mesurant la déformation axiale de l'éprouvette .

-le piston amovible ou non permettant l'application du déviateur

-les pierres poreuses permettant le drainage de l'éprouvette à ses extrémités

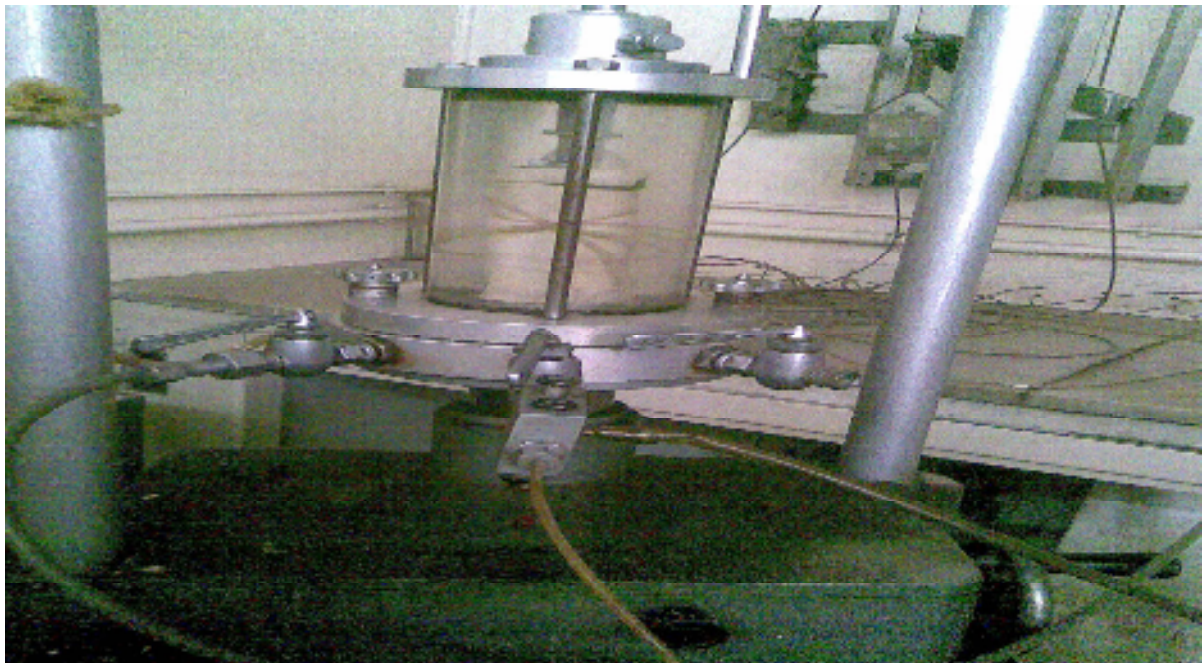
La burette est de type simple utilisée pour la mesure de la variation de volume d'éprouvette de sol saturé, et pour la purge de du circuit de drainage

-Le contrôle des pressions s'est fait par le moyen d'un compensateur à mercure

-Les presses utilisées sont des presses mécaniques, permettant d'obtenir une gamme de vitesses très étendue :de quelques millimètre à quelques dixième de micron par minute

-La cellule triaxiale est placée sur le plateau de presse .un anneau dynamométrique interposé entre le piston de la cellule et la travers du portique de la presse, permet de mesurer la force de compression axiale appliquée à l'éprouvette, La capacité de presse varie généralement 10 à 50 kN

**La préparation** des éprouvettes a été faite selon la norme standard ASTM qui stipule la saturation du matériau avant la conduction de l'essai. L'embase supérieure et inférieure ont été graissés avec une graisse silicone (Rowe, 1964) deux disques en caoutchouc ont été coupés et placés alternativement sur eux. Une membrane en caoutchouc de 38 mm de diamètre a été placée sur le moule El Sohby (1964), l'air est progressivement sur tout les parois. Le sable a été culé sous l'eau dans le moule, l'échantillon est préparé par couche après couche et vibré pour atteindre la densité voulue, (Conforth 1964). En suite on met le sommet de l'échantillon de façon droite, et on laisse l'eau sortir à travers le drainage du fond. On met l'embase supérieure au sommet de l'échantillon, on place l'échantillon et on démarre la consolidation. Après la consolidation, on applique des contraintes hydrostatiques, et on démarre le cisaillement.



**Fig.3.4. Echantillon après 8% de déformation.**

$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\varphi^\circ$
50	57.03	107.03	20.8
100	156.9	256.13	25.1
150	234	384.7	25.2
200	341.5	541.5	27.4

**Tab.3.5 résultat de cisaillement à la rupture**

$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\varphi^\circ$
50	37.34	87.34	15.57
100	120.5	220.5	21.5
150	184.9	334.9	21.85
200	295.8	495.8	25.84

**Tab.3.6 résultat de cisaillement à l'état ultime**

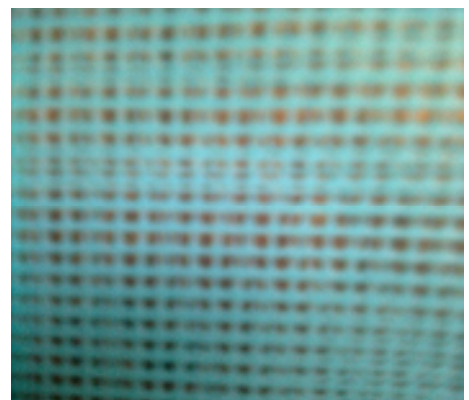
### 3-2 Les Géotextiles

Les géotextiles utilisés sont à base des polymères issus des résidus de pétrole et fabriqués par l'usine de Chlef à l'Ouest du pays. Fig.3.5

Ces éléments sont du type non tissé avec une ouverture des mailles de l'ordre de 2mm de diamètre, une épaisseur nominale 2.1mm, un poids 180 g/m<sup>2</sup>. La résistance à la traction dans les sens longitudinal et transversale est de 10.4kN/m. Le frottement à l'interface comme mesuré par la norme BS 6906 en utilisant la boîte de cisaillement de Casagrande en utilisant la relation :

$$\delta = \tan^{-1} \left( \frac{\tau}{\sigma} \right)$$

Une valeur de 37° a été obtenue.



**Fig.3.5. Inclusion en Géotextile**

# COMPORTEMENT DU SABLE NON RENFORCE

Ce Chapitre présente l'étude de l'influence du confinement sur le comportement mécanique du sable d'Echatt. L'évolution du rapport des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ), du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ), du changement de volume ( $\varepsilon_v$ ), du coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) et l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) en fonction des déformations axiales principales majeure ( $\varepsilon_1$ ) et mineure latérale ( $\varepsilon_3$ ) comme obtenue lors de l'essai triaxial sont présentés et discutés dans les sections suivantes.

## 1 - EFFET DE LA CONTRAINTE DE CONFINEMENT

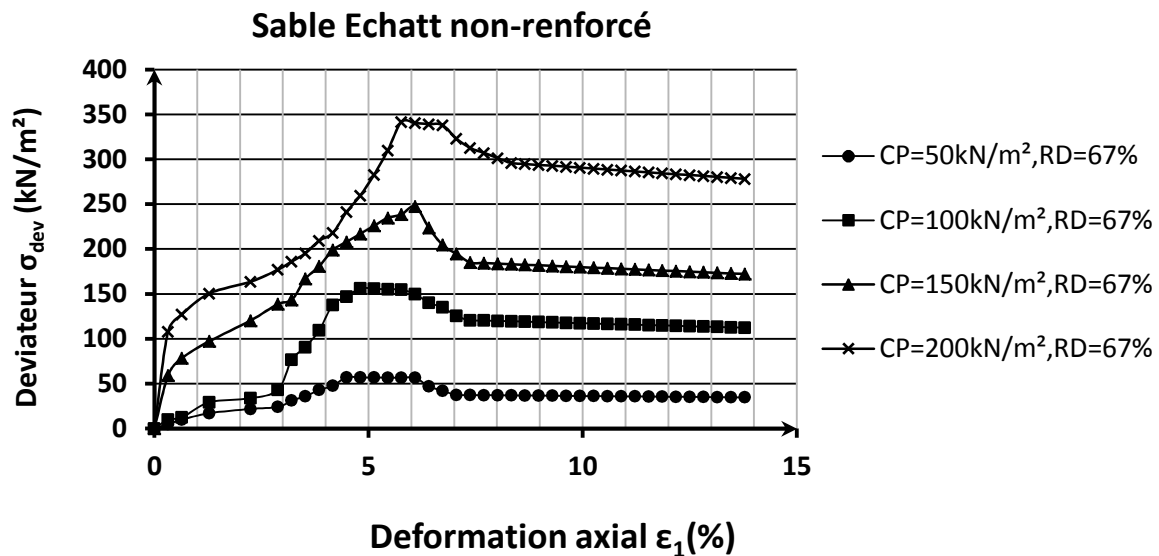
Quatre contraintes de confinement à savoir 50kN/m<sup>2</sup>, 100kN/m<sup>2</sup>, 150kN/m<sup>2</sup>, 200kN/m<sup>2</sup>, ont été choisies pour évaluer l'influence du confinement sur les différentes caractéristiques du sable d'Echatt. Pour chacun des essais la densité relative a été gardée constante aux alentours de 67% représentant un sable de compacité dense. Ishihara, K., (1982), Haeri (2000).

### 1.1 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale

La figure 4.1 présente l'évolution du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) en fonction de la déformation axiale principale majeure ( $\varepsilon_1$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent clairement l'effet important de la contrainte de confinement sur la relation  $\sigma_{dev} = f(\varepsilon_1)$ . Elles présentent toutes la même allure, c'est-à-dire un accroissement continu du déviateur pour atteindre une valeur max au pic suivi d'un écrouissage lorsque la contrainte principale majeure augmente. La résistance de sol semble diminuer et atteindre une valeur pratiquement constante à grandes déformations.

La courbe correspondant à 50 kN/m<sup>2</sup> montre un comportement semblable à celui d'un sol lâche alors que lorsque la contrainte de confinement est importante la courbe présente un pic. Ce pic des contraintes à la rupture est fonction de la magnitude du confinement imposé. Plus

la contrainte hydrostatique ( $\sigma_3$ ) est importante plus la valeur du déviateur est plus élevée. Ashamawy(1998), Haeri(2000),



**Fig 4. 1 Relation Déviateur-Déformation axiale pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement**

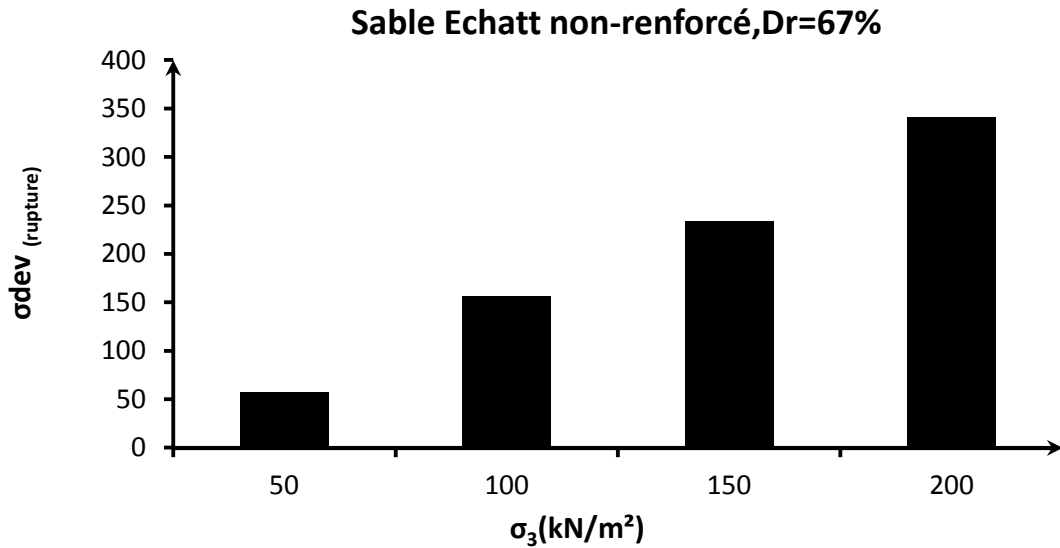
Les valeurs de déviateur ( $\sigma_{dev}$ ), contrainte de confinement ( $\sigma_3$ ), déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) à la rupture sont résumées sur le tableau 4.1.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture	Déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) à la rupture
50	57	4.48
100	156	4.8
150	234	5.4
200	341	5.7

**Tab.4.1 Valeurs du déviateur et la déformation axiale à la rupture**

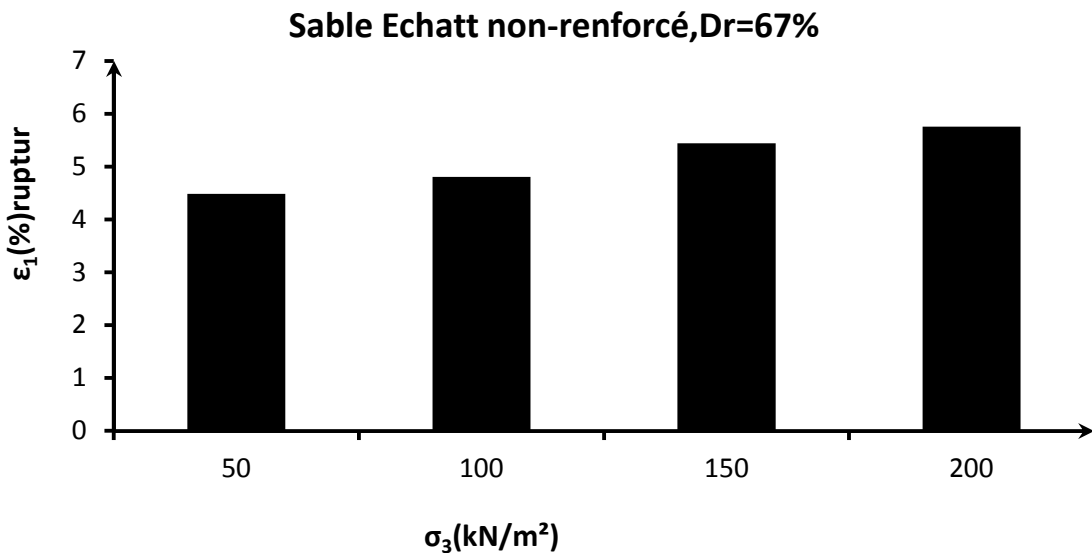
La figure 4.2 montre cette augmentation du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture en fonction du confinement sous forme d'histogramme. En effet le déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de 57kN/m<sup>2</sup>. Cette contrainte passe à une valeur de 156, 234 et 341 kN/m<sup>2</sup> lorsque les contraintes hydrostatiques ( $\sigma_3$ ), sont de 100, 150, et 200 kN/m<sup>2</sup> successivement.





**Fig.4.2** Variation du déviateur à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

Les déformations axiales majeures principales ( $\epsilon_1$ ) à la rupture sont présentées sur la figure 4.3. Il est tout à fait clair d'après la figure que la contrainte axiale ( $\epsilon_1$ ) augmente avec l'accroissement du confinement appliqué. Une valeur de 4.5% de déformation a été obtenue pour la contrainte hydrostatique de 50kN/m<sup>2</sup>. Pour les confinements de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> les déformations correspondantes sont de l'ordre de 4.8, 5.4 et 5.7% successivement.



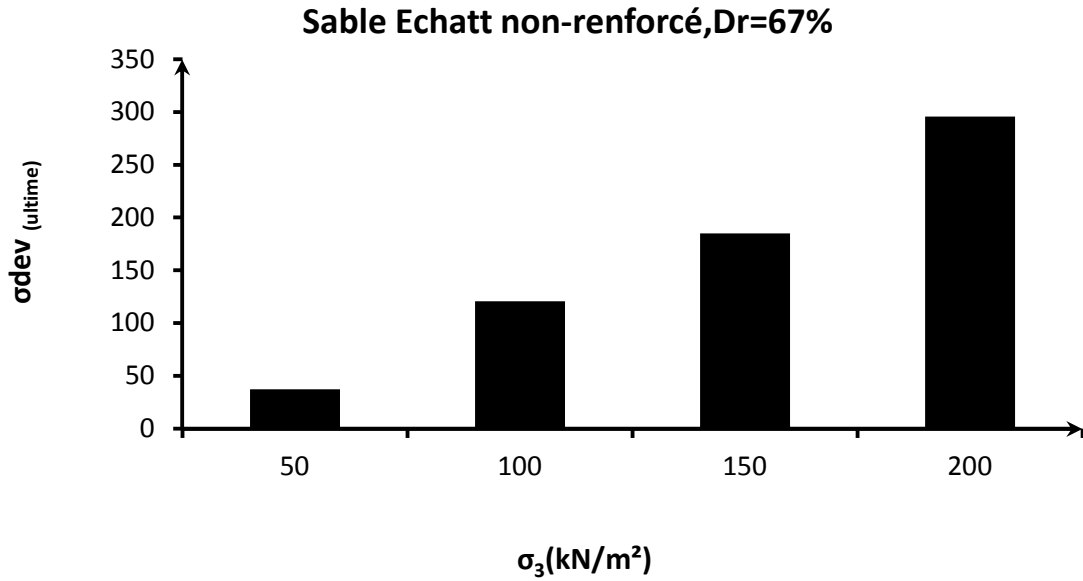
**Fig.4.3** Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

L'accroissement de la contrainte de confinement ( $\sigma_3$ ) influe apparemment aussi sur le comportement du sable à l'état ultime comme le montre la figure 4.1 et 4.4. Les deux figures montrent un accroissement de la résistance. La valeur du déviateur passe de 37kN/m<sup>2</sup> pour 50kN/m<sup>2</sup> de confinement à 120, 184, 295 kN/m<sup>2</sup> respectivement pour les contraintes hydrostatiques de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Toujours à cet état de contrainte ultime, la figure 4.5 montre un accroissement de la déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) avec l'augmentation du confinement ( $\sigma_3$ ). En effet les déformations axiales de 7, 7.2, 7.3 et 8.3% sont obtenues successivement pour les contraintes hydrostatiques imposées dans l'ordre croissant. Ces observations sur le comportement du sable comme interprété par l'évolution du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) et la déformation axiales ( $\varepsilon_1$ ) au pic et à l'état ultime confirment les résultats obtenus par Haeri (2000) et Yetimoglu(2003).

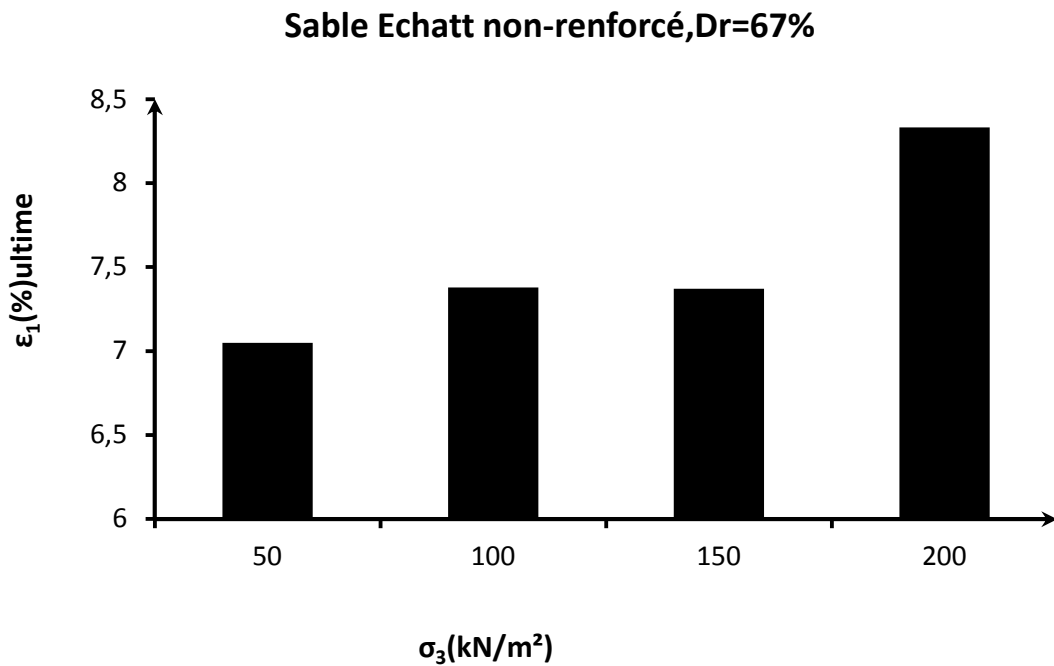
A l'état ultime, le changement du confinement semble avoir aussi une certaine influence sur le déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) et la déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ). L'augmentation du confinement augmente automatiquement le déviateur à l'état ultime correspondant à un état à volume constant. Le tableau 4.2 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200kN/m<sup>2</sup>.

Confinement( $\sigma_3$ )	Déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à l'état ultime	Déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) à l'état ultime
50	37	7
100	120	7.2
150	184	7.3
200	295	8.3

**Tab.4.2 Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime**



**Fig 4.4 Variation du déviateur en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime**



**Fig.4.5 Variation de la déformation axiale en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime**

L'analyse de la résistance d'un sable est aussi étudiée par l'évolution des rapports des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ). La figure 4.6 montre cette évolution.

L'évolution du rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) commence par une mobilisation progressive de la résistance au cisaillement pour atteindre un maximum suivi par la suite par un écrouissage et donc une perte progressive de cette dernière. A des déformations plus larges, cette perte de résistance semble s'atténuer et reste constante indépendamment de l'augmentation des déformations axiales imposées. Haeri (2000).

Confirmation à l'évolution du déviateur, la contrainte de confinement de 50kN/m<sup>2</sup> semble donner le plus grand rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à la rupture. Cette tendance est encore mieux présentée sur la figure 4.7 sous forme d'histogramme. Les valeurs de 2.1, 2.5, 2.57 et 2.7 correspondant aux confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> respectivement sont obtenus. Le tableau 4.3 résume les valeurs obtenues.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes à ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) la rupture	Déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) à la rupture
50	2.14	4.48
100	2.55	4.8
150	2.57	5.4
200	2.70	5.7

Tab.4.3 Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation axiale à la rupture

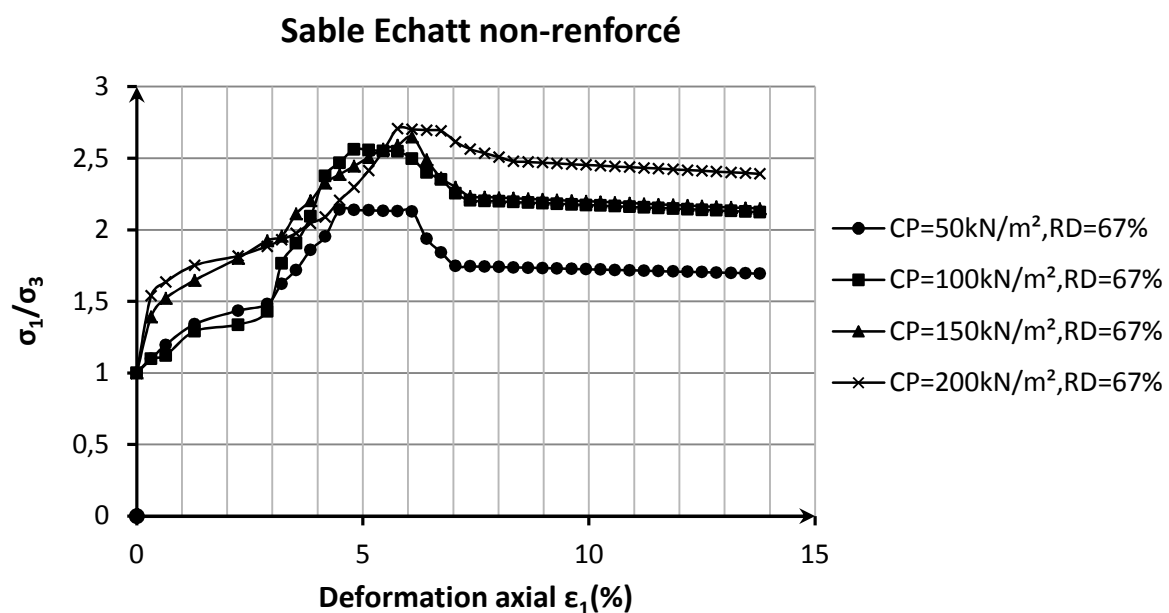
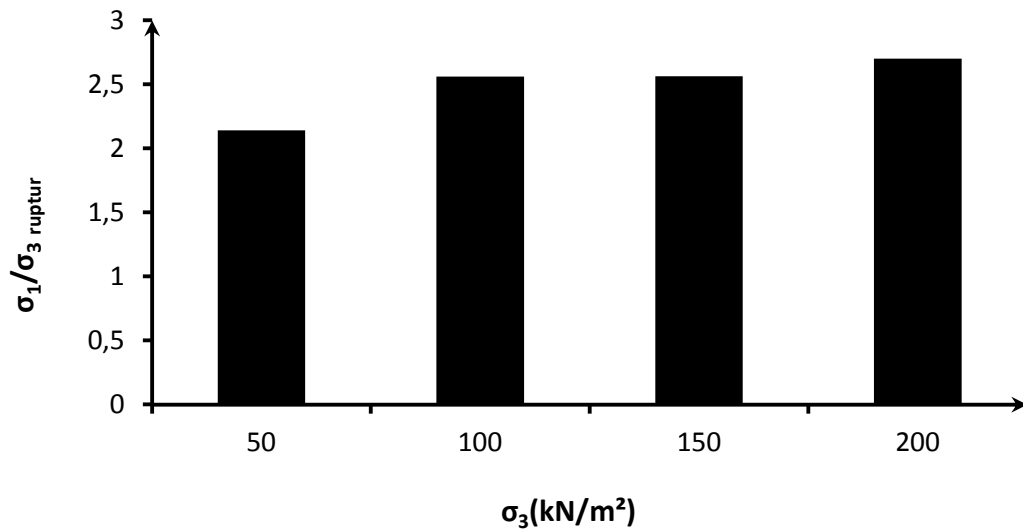


Fig 4. 6 Relation rapport de contrainte -Déformation axiale pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement

### Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%



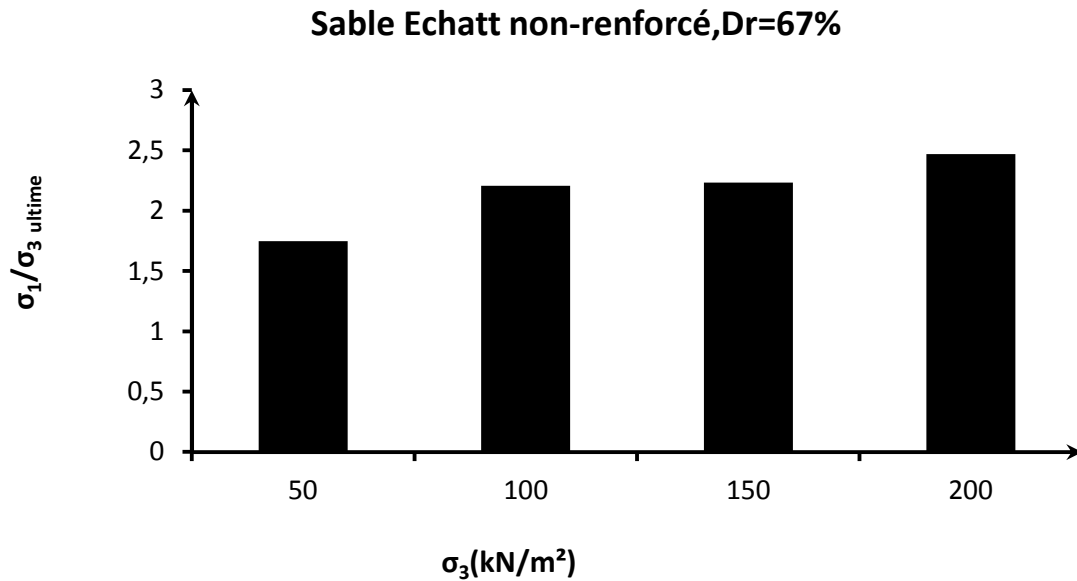
**Fig.4. 7 Variation du rapport des contraintes à la rupture en fonction de la contrainte de confinement**

A l'état ultime, le changement du confinement influe aussi sur le rapport de contrainte ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) et la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ). L'augmentation de la contrainte hydrostatique engendre automatiquement un accroissement du rapport de contrainte ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) correspondant à un état de volume constant. Le tableau 4.4 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements ( $\sigma_3$ ) de 50, 100, 150 et 200kN/m<sup>2</sup> aussi bien pour les rapports des contraintes que la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) qui lui correspond.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à l'état ultime	Déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à l'état ultime
50	1.72	7
100	2.20	7.2
150	2.23	7.3
200	2.47	8.3

**Tab.4.4 Valeurs du rapport des contraintes et la déformation axiale à l'état ultime**

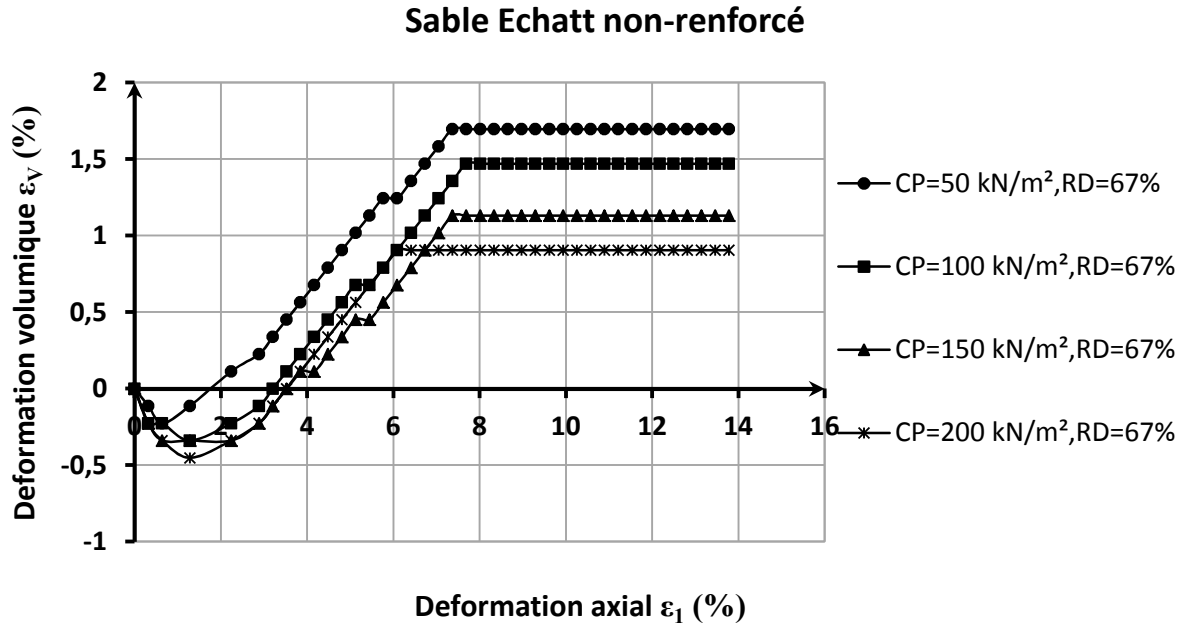
Le rapport des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) en fonction de l'évolution de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à l'état ultime est donné sur les figures 4.6 et 4.8. Les deux montrent un accroissement du rapport des contraintes lorsque le confinement ( $\sigma_3$ ) croît de 50 à 200kN/m<sup>2</sup>.



**Fig.4.8 Variation du rapport des contraintes en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime**

L'observation fait par l'étude de la résistance au cisaillement du présent sable confirme les travaux faits par des auteurs précédents. Parmi ces derniers, il y a à noter par Boudreau(1998) et Haeri (2000),Javadi (2006).

L'évolution du changement de volume ( $\varepsilon_v$ ) en fonction de l'accroissement des contraintes hydrostatiques imposées est donnée sur la figure 4.9. Cette figure montre que plus le confinement est important plus la contraction de l'éprouvette de sol est grande à l'état initial du cisaillement, c'est-à-dire entre 0 et 1% déformation. Au-delà de 1% toutes les éprouvettes exhibent une dilatation. Celle-ci est plus importante lorsque le confinement est faible en magnitude. Le changement volumétrique ( $\varepsilon_v$ ) pour les quatre éprouvettes testées atteint un seuil à large déformation ou il n y a plus de changement de volume. Cet état correspond à l'état de volume constant.

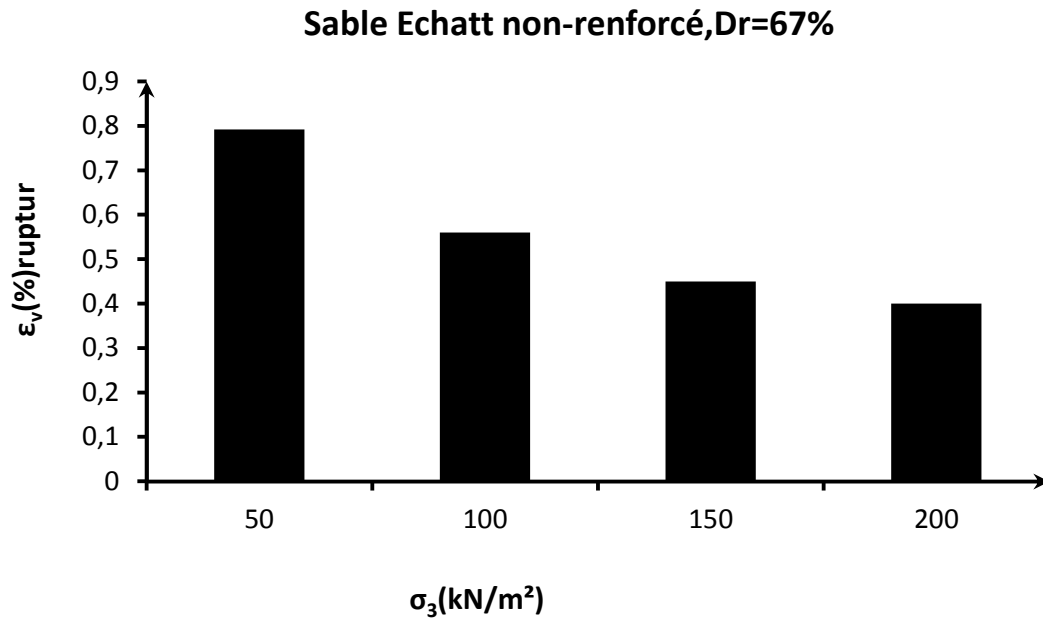


**Fig.4.9 Relation déformation volumique-Déformation axiale pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement**

Les magnitudes des déformations volumétriques ( $\varepsilon_v$ ) à la rupture pour les quatre contraintes hydrostatiques appliquées sont données sur la figure 4.10. Il est bien évident d'après celle-ci que la contrainte volumétrique à la rupture diminue avec l'accroissement de la contrainte de confinement ( $\sigma_3$ ) appliquée. Elle passe d'une valeur de 0.7% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m<sup>2</sup> à 0.6%, 0.56% , et 0.50% pour les contraintes appliquées de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 4.5.

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique ( $\varepsilon_v$ ) à la rupture	Déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) à la rupture
50	0.79	4.48
100	0.67	4.8
150	0.56	5.4
200	0.50	5.7

**Tab.4.5 Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à la rupture**



**Fig.4.10** Variation du déformation volumique à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

A l'état ultime la déformation volumique ( $\epsilon_v$ ) semble régresser lorsque la contrainte hydrostatique croit comme le montre la figure 4.11. La déformation passe d'une valeur de 1.7% pour 50kN/m<sup>2</sup> de confinement à 1.35%, 1.13%, et 0.56% de déformation pour les contraintes de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 4.6

Athanasopoulos (1993), Haeri (2000)

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique à ( $\epsilon_v$ )l'état ultime	Déformation axiale ( $\epsilon_1$ )à l'état ultime
50	1.69	7
100	1.35	7.2
150	1.13	7.3
200	0.56	8.3

**Tab.4.6** Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à l'état ultime



### Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

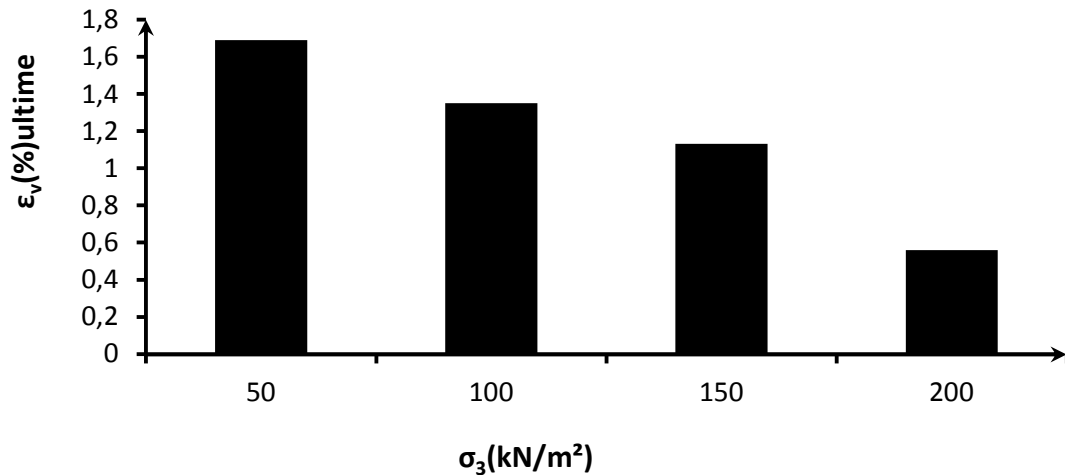


Fig.4.11 Variation de la déformation volumique en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

## 1.2 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte latérale

La figure 4.12 présente l'évolution du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) en fonction de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent clairement l'effet important de la contrainte de confinement sur la relation  $\sigma_{dev} = f(\varepsilon_3)$ . Elles présentent un accroissement continu du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) pour atteindre une valeur max au pic suivi d'un écrouissage lorsque la contrainte latérale ( $\varepsilon_3$ ) augmente. La résistance de sol semble diminuer et atteindre une valeur pratiquement constante par la suite. Un tel comportement correspond à la résistance ultime du sable. Chelghoum, N(2006).

En effet, la valeur du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture pour un confinement de 50 kN/m<sup>2</sup> est de 57 kN/m<sup>2</sup> pour une déformation latérale de 1.8%. Cette contrainte passe à une valeur de 156, 234 et 341 kN/m<sup>2</sup> lorsque les contraintes hydrostatiques sont de 100, 150, et 200 kN/m<sup>2</sup> successivement pour des déformations latérales ( $\varepsilon_3$ ) à la rupture de 2%, 2.5% et enfin 2.8%. Ces valeurs sont résumées sur le tableau 4.7 .

## Sable Echatt non-renforcé

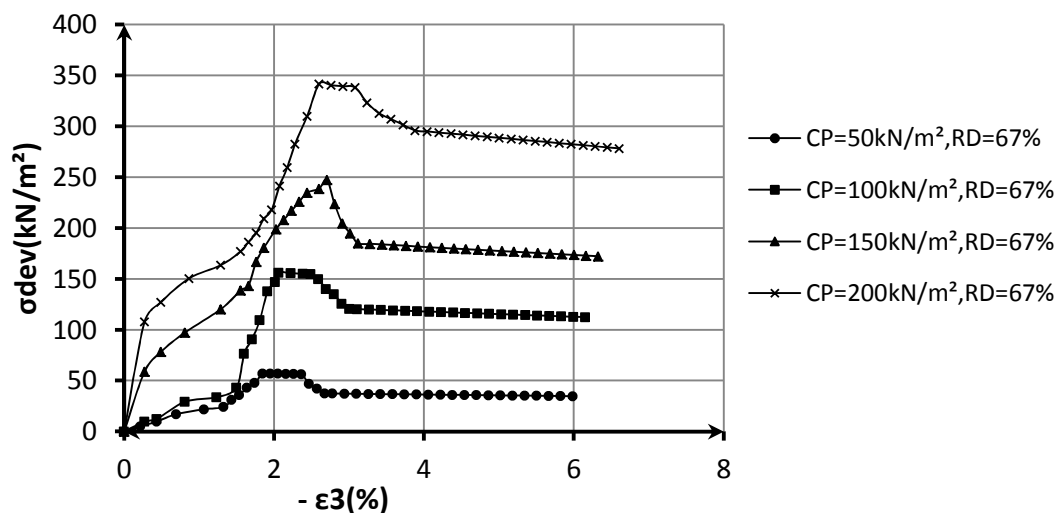


Fig.4.12 Relation Déviateur-Déformation latérale pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement

Confinement( $\sigma_3$ )	Déviateur( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture	Déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à la rupture
50	57	-1.84
100	156	-2.06
150	234	-2.44
200	342	-2.60

Tab.4.7 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à la rupture

A l'état ultime, le changement du confinement ( $\sigma_3$ ) semble avoir aussi une certaine influence sur le déviateur et la déformation latérale. L'augmentation du confinement augmente automatiquement le déviateur à l'état ultime correspondant à un état à volume constant. Le tableau 4.8 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200kN/m<sup>2</sup>.

Confinement( $\sigma_3$ )	Déviateur( $\sigma_{dev}$ ) à l'état ultime	Déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à l'état ultime
50	37	-2.6
100	120	-3.00
150	184	-3.12
200	295	-3.88

Tab.4.8 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime

Une observation importante est actuellement faite concernant la déformation latérale principale qui se développe lors de tous les essais effectués. En effet toutes ces déformations sont des déformations de traction de signe négatif. Ces dernières mettent en évidence l'utilité de l'utilisation des inclusions horizontales souples pour renforcer les sols sableux.

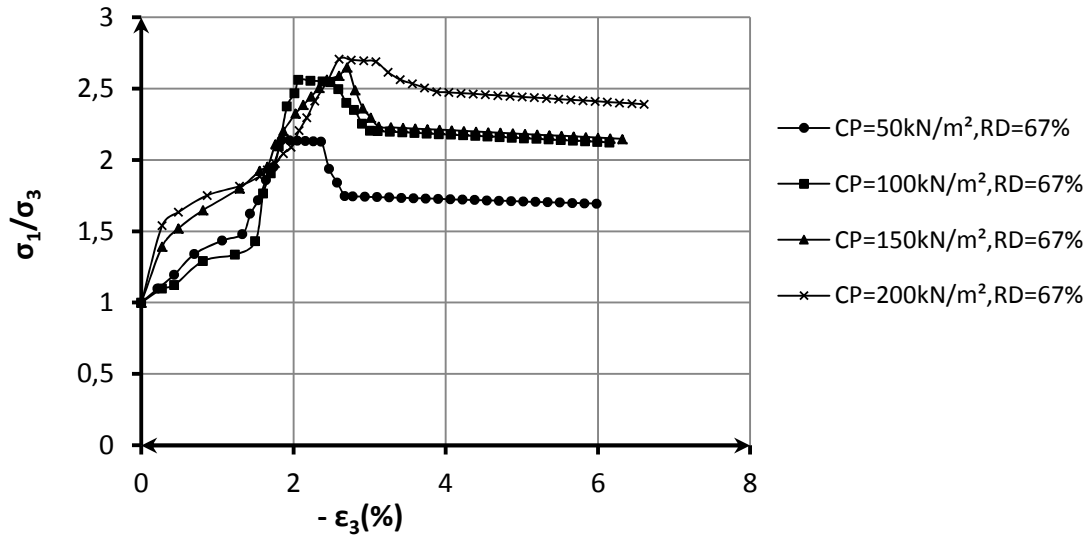
La figure 4.13 présente l'évolution des rapports des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) en fonction de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ). Cette évolution commence par une mobilisation progressive de la résistance au cisaillement pour atteindre un maximum suivi par la suite par un écrouissage et donc une perte progressive de cette dernière pour atteindre enfin de compte une valeur constante lorsque le changement volumétrique devient insignifiant. Chelghoum, N(2006).

Plus la contrainte hydrostatique ( $\sigma_3$ ) est importante plus la valeur des rapports des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) est plus élevée. Les valeurs de 2.1, 2.5, 2.56 et 2.7 correspondant aux confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> à une déformation latérale de -1.8%, -2.06%, -2.44%, -2.6% respectivement ont été obtenus. Les déformations latérales ( $\varepsilon_3$ ) sont toutes des déformations de traction de signe négatif. Le tableau 4.9 résume les valeurs obtenues.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à la rupture	Déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à la rupture
50	2.14	-1.84
100	2.55	-2.06
150	2.57	-2.44
200	2.70	-2.60

**Tab.4.9 Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation latérale principale à la rupture**

## Sable Echatt non-renforcé



**Fig.4.13 Relation rapport de contrainte -Déformation latérale pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement**

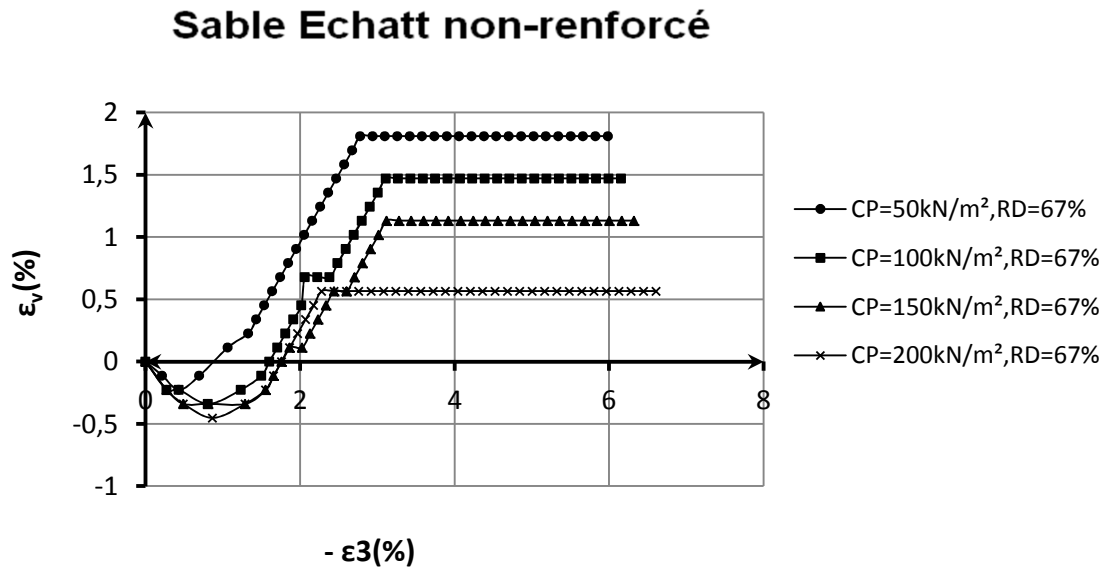
A l'état ultime, le changement du confinement influe aussi sur le rapport de contrainte ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) et la déformation latérale principale ( $\varepsilon_3$ ). L'augmentation de la contrainte hydrostatique engendre automatiquement un accroissement du rapport de contrainte correspondant à un état de volume constant. Le tableau 4.10 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> aussi bien pour les rapports des contraintes que la déformation latérale qui lui correspond.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à l'état ultime	Déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à l'état ultime
50	1.72	-2.67
100	2.20	-3.00
150	2.23	-3.12
200	2.47	-3.88

**Tab.4.10 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime**

L'évolution du changement de volume ( $\varepsilon_v$ ) en fonction de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à l'accroissement des contraintes hydrostatiques ( $\sigma_3$ ) imposées est donnée sur la figure 4.14. Cette figure montre que plus le confinement est important plus la contraction de l'éprouvette de sol est élevée à l'état initial du cisaillement, c'est-à-dire entre 0 et -1% déformation latérale. Au-delà de -1% toutes les éprouvettes exhibent une dilatation. Celle-ci est plus importante lorsque le confinement est faible en magnitude.

Le changement volumétrique ( $\varepsilon_v$ ) pour les quatre éprouvettes testées atteint un seuil à une déformation latérale d'environ -2.5%. Au-delà le sable montre aucun de changement de volume. Cet état correspond à l'état ultime à volume constant. Chelghoum, N(2006).



**Fig.4.14 Relation déformation volumique-Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement**

Les magnitudes des déformations volumétriques ( $\varepsilon_v$ ) à la rupture pour les quatre contraintes hydrostatiques appliquées passent d'une valeur de 0.79% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m<sup>2</sup> à 0.67, 0.56, et 0.57% pour les déformations latérales -1.8% , -2.06%, -2.44% et -2.6%. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 4.11 .

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique( $\varepsilon_v$ ) à la rupture	Déformation latérale( $\varepsilon_3$ ) à la rupture
50	0.79	-1.84
100	0.67	-2.06
150	0.56	-2.44
200	0.50	-2.60

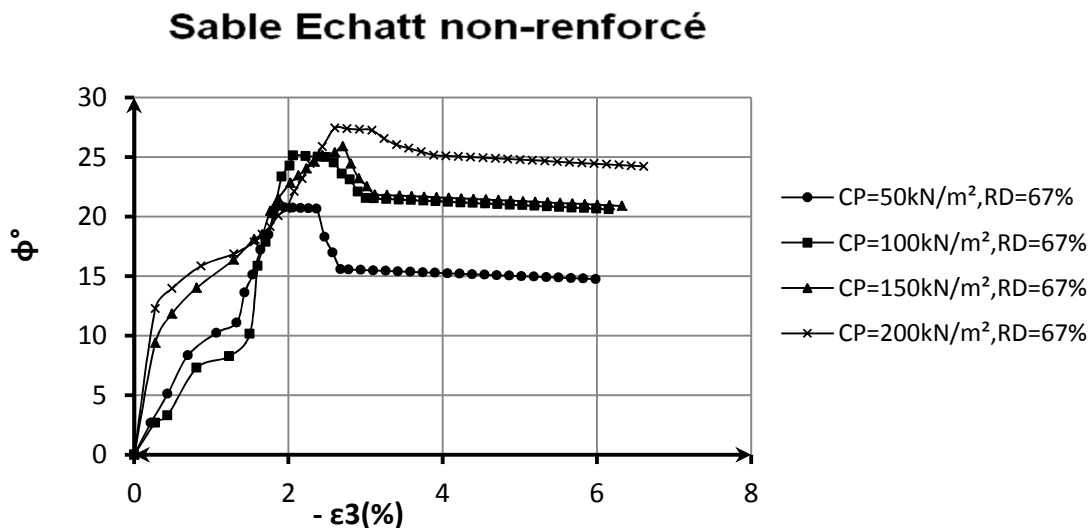
**Tab.4.11 Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales principales à la rupture**

Les magnitudes des déformations volumétriques ( $\varepsilon_v$ ) à l'état ultime pour les quatre contraintes hydrostatiques ( $\sigma_3$ ) appliquées passent d'une valeur de 1.69% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m<sup>2</sup> à 1.35, 1.213 et 0.56% pour les déformations latérales -2.67% , -3.00%, -3.12% et -3.88%. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 4.12.

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique ( $\varepsilon_v$ ) à l'état ultime	Déformation latérale( $\varepsilon_3$ ) à l'état ultime
50	1.69	-2.67
100	1.35	-3.00
150	1.13	-3.12
200	0.56	-3.88

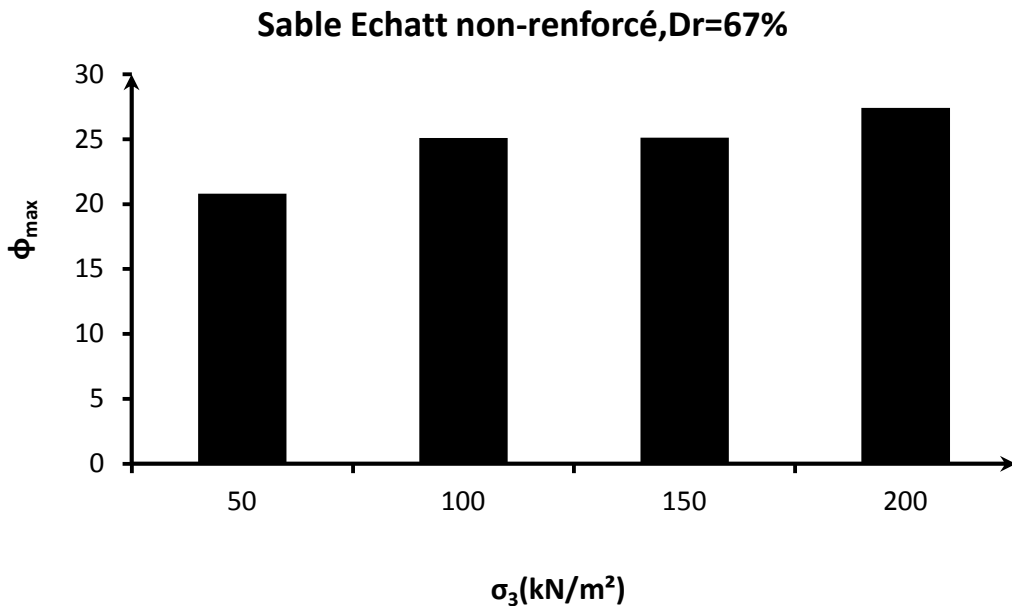
**Tab.4.12 Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales principales à l'état ultime**

La figure 4.15 présente l'évolution de l'angle de frottement ( $\phi$ ) en fonction de la déformation axiale latéral( $\varepsilon_3$ ) pour les quatre contraintes de confinement ( $\sigma_3$ ) étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. La forme des quatre courbes n'est pas une droite horizontale comme supposée dans les théories des poussées des terres de Rankine et Coulomb. Les quatre courbes montrent plutôt clairement que l'angle de frottement interne évolue en fonction de la déformation latérale de traction. L'effet important de la contrainte de confinement( $\sigma_3$ ) sur cette évolution est aussi bien évident puisque lorsque la contrainte hydrostatique croît, la courbe est plutôt plus accentuée et l'angle de frottement interne max  $\phi_{max}$  est plus grand. Cela est aussi valable pour l'angle de frottement interne à volume constant  $\phi_{cv}$ . Le tableau ci dessous donne les valeurs des angles de frottement interne au pic et à volume constant pour les quatre contraintes hydrostatique utilisées dans cette campagne d'essais. Mashour (1980), Haeri (2000), Chelghoum, N(2006).



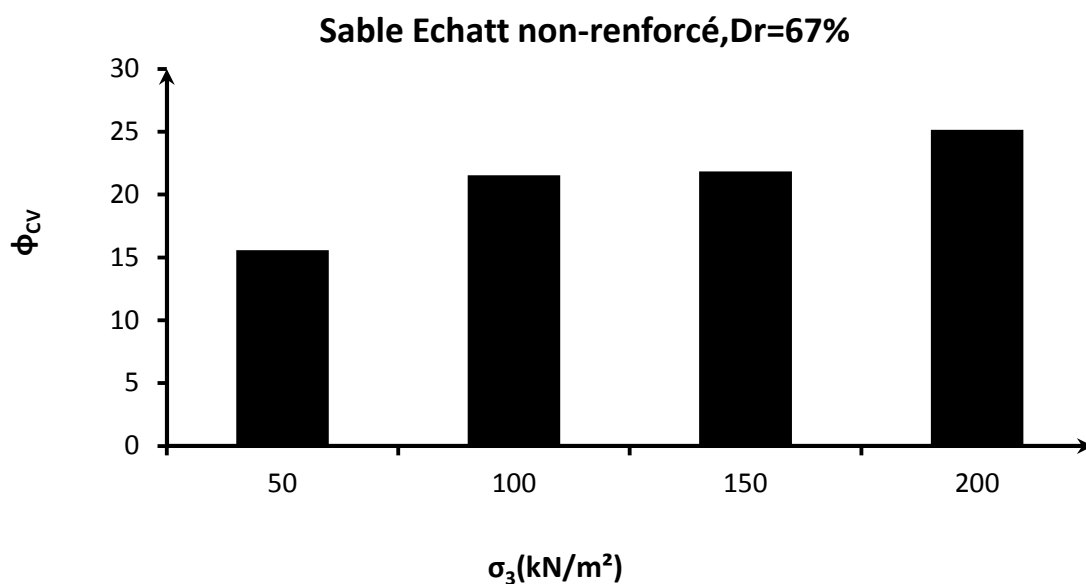
**Fig.4.15 Relation angle de frottement interne - Déformation latéral pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement**

La figure 4.16 montre cette augmentation de l'angle de frottement au pic  $\phi_{max}$  en fonction du confinement ( $\sigma_3$ ) sous forme d'histogramme. En effet l'angle de frottement interne au pic pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de 20.6°. Il atteint une valeur de 25°, 25.15°, 27.4° lorsque les contraintes hydrostatiques sont de 100, 150, et 200 kN/m<sup>2</sup> successivement.



**Fig 4.16 Variation de l'angle de frottement interne au pic en fonction de la contrainte de confinement**

L'accroissement de la contrainte de confinement influe apparemment aussi sur l'angle de frottement interne à l'état ultime comme le montre la figure 4.17. La figure montre un accroissement de la l'angle de frottement. Elle passe de 15.2° pour 50kN/m<sup>2</sup> de confinement à 21.5°,21.8°,25.1°respectivement pour les contraintes hydrostatiques de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. HIRSCHFELD (1963), LEE (1967).

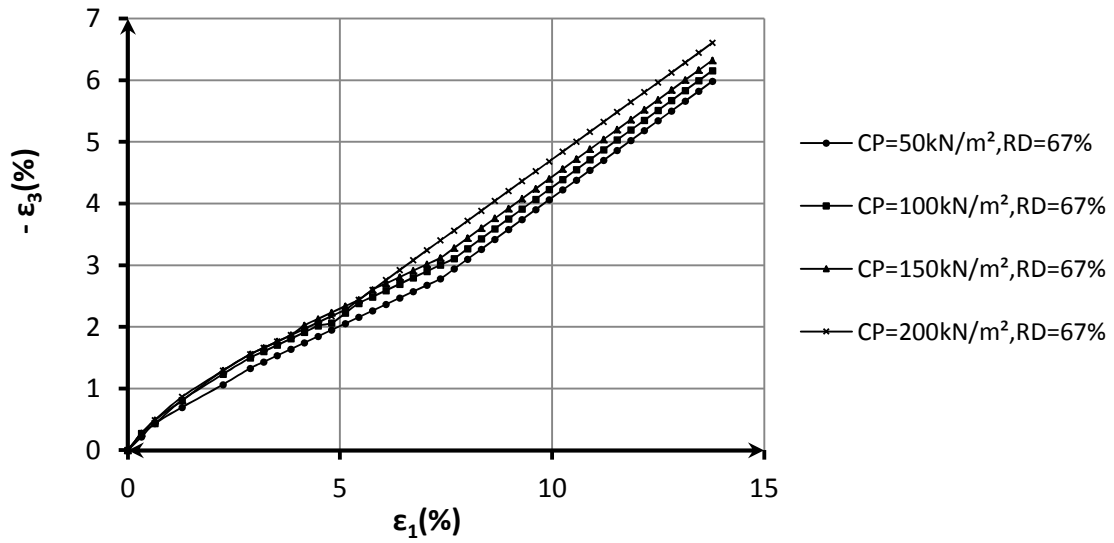


**Fig 4 .17 Variation de l'angle de frottement interne ultime en fonction de la contrainte de confinement**

La figure 4.18 présente l'évolution de la déformation latéral ( $\varepsilon_3$ ) on fonction de la déformation axial ( $\varepsilon_1$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent une légère différence sous l'effet de la contrainte de confinement sur la relation  $\varepsilon_3 = f(\varepsilon_1)$ . En effet, une augmentation de confinement provoque un déplacement des courbes vers la gauche. Ce ci est mieux observé lorsque les courbes obtenues sont présentées par des lignes de tendance. Ces dernières montrent que lorsque la contrainte de confinement augmente la pente de la ligne de tendance correspondante s'élève. En aucun cas ces courbes ne montrent une égalité des déformations latérales et axiales comme supposées dans les théories de Rankine et Coulomb. Toutes les lignes de tendance présentent des pentes comprises entre 1 et 0.5. Broms(1977), Mashour (1980), Chelghoum,N(2006).



### Sable Echatt non-renforcé



### Sable Echatt non-renforcé

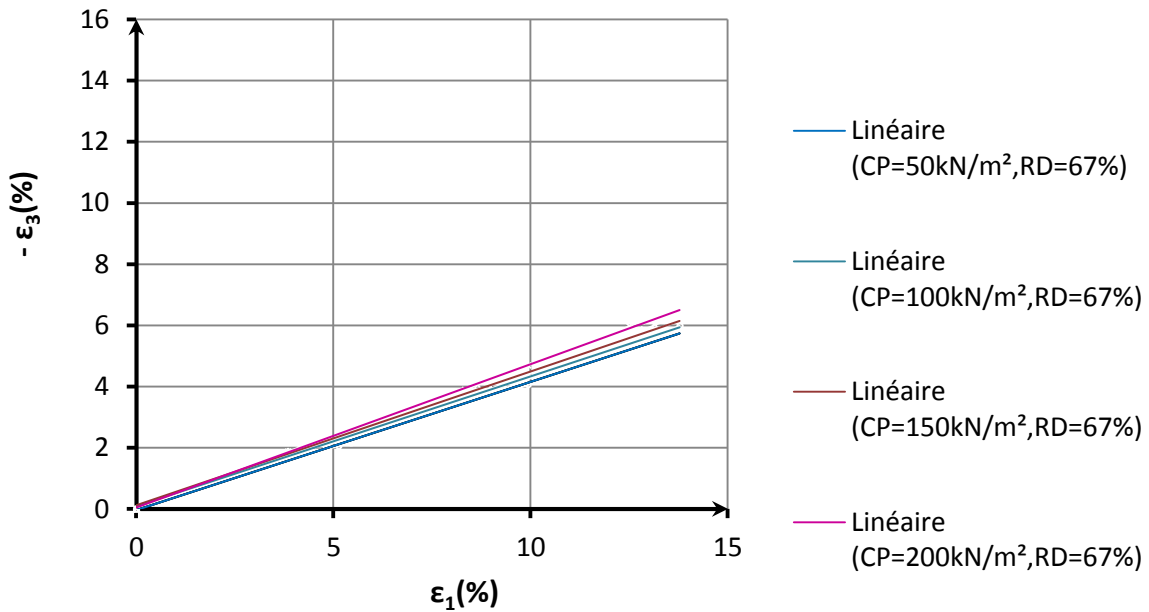
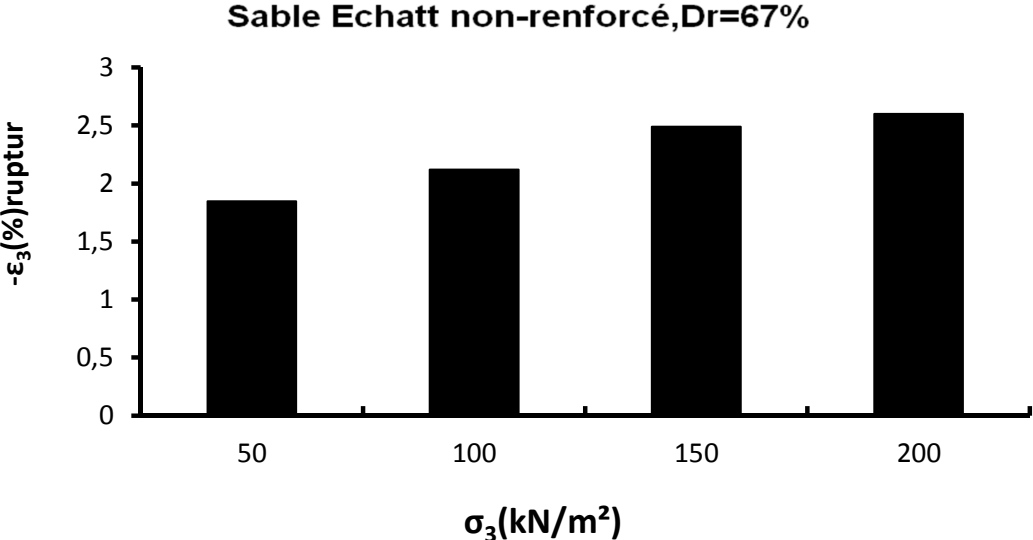


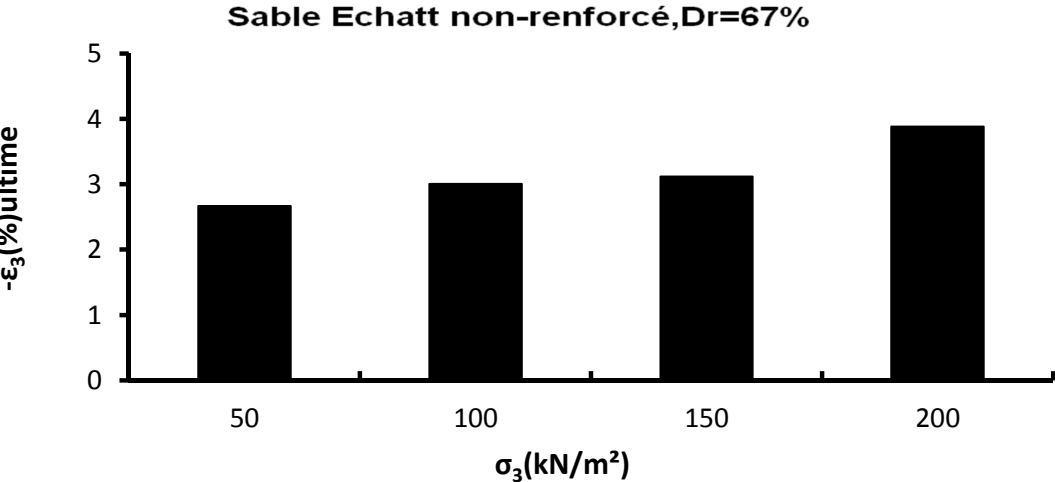
Fig.4. 18 Variation Déformation latéral – Déformation axial sable non renforcé à différentes contraintes de confinement

La figure 4.19 montre cette augmentation de la déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) à la rupture en fonction du confinement ( $\sigma_3$ ). En effet la valeur de la déformation latérale à la rupture pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup>, 100 kN/m<sup>2</sup>, 150 kN/m<sup>2</sup>, et 200 kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de -1.8%, -2%, -2.4%, -2.6% successivement.



**Fig.4 .19 Variation de la déformation latérale à la rupture en fonction de la contrainte de confinement**

La figure 4.20 montre l'augmentation de la déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) à l'état ultime en fonction du confinement ( $\sigma_3$ ). En effet la valeur de la déformation latérale ultime pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup>, 100 kN/m<sup>2</sup>, 150 kN/m<sup>2</sup>, et 200 kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de -2.6%, -3.00%, -3.12%, -3.8% successivement.



**Fig 4 .20 Variation du en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime**

La figure 4.21 présente l'évolution du coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) en fonction de la déformation axiale principale majeure ( $\varepsilon_1$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent clairement que le coefficient de Poisson n'est une valeur constante mais plutôt varie en fonction de l'évolution de la déformation axiale. Toutes ces courbes présentent un pic suivi d'une diminution de la magnitude du coefficient de poisson pour atteindre en fin de compte une valeur constante. Mieux encore, l'augmentation du confinement influe d'une manière claire sur l'évolution du coefficient de poisson. Un accroissement de la contrainte hydrostatique résulte en une diminution du coefficient de poisson à la rupture et à l'état ultime. Chelghoum, N(2006).

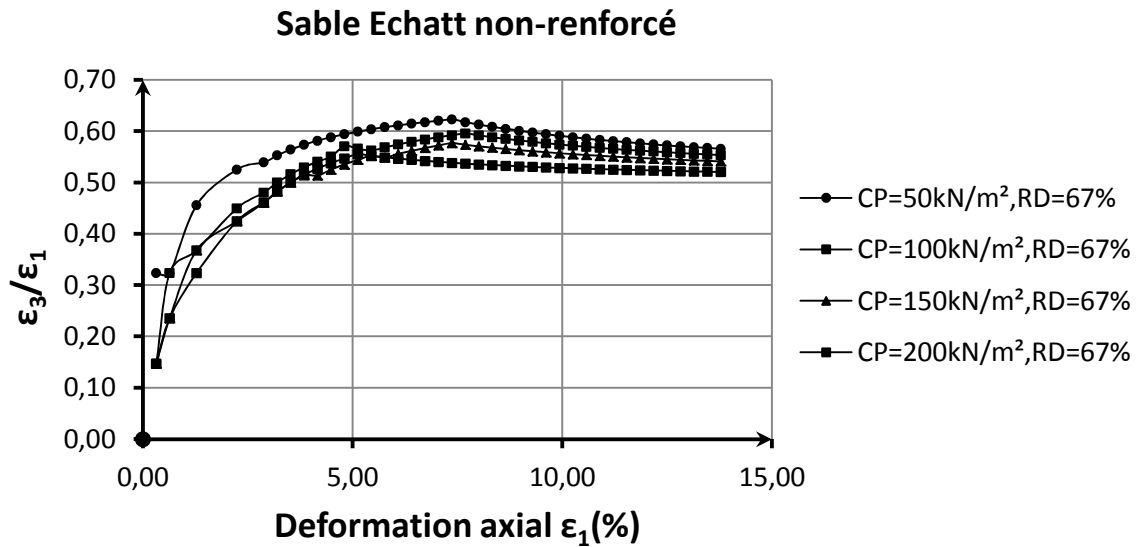
Ces valeurs sont présentées sur le tableau 4.13 et 4.14

Confinement( $\sigma_3$ )	coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) à la rupture	Déformation axiale( $\varepsilon_1$ ) à la rupture
50	-0.59	4.48
100	-0.57	4.8
150	-0.55	5.4
200	-0.54	5.7

**Tab.4.13 Valeurs du coefficient de poisson et des déformations axiales principales à la rupture**

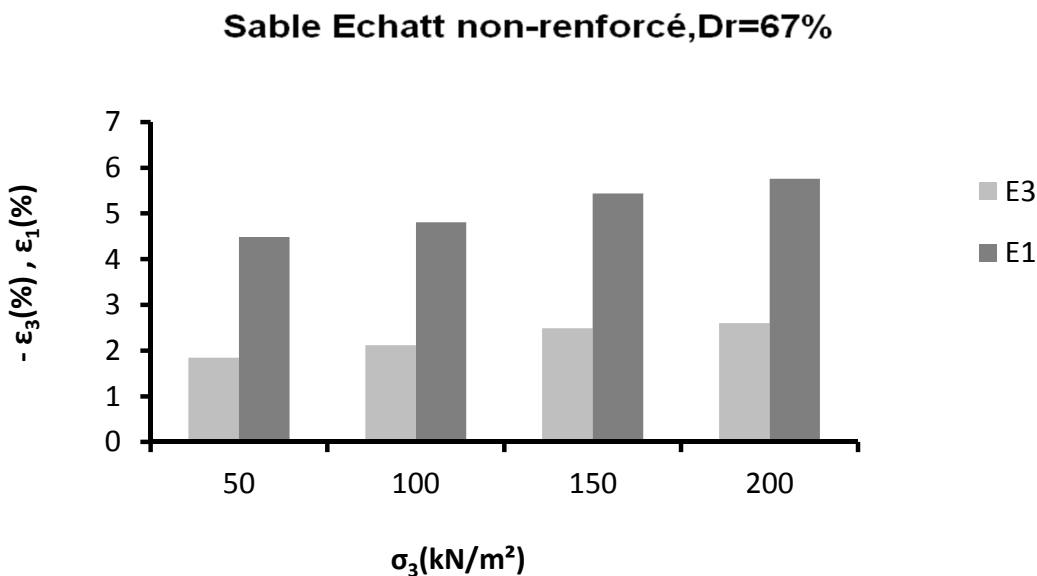
Confinement( $\sigma_3$ )	coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) à l'état ultime	Déformation axiale( $\varepsilon_1$ ) à l'état ultime
50	-0.6	7
100	-0.59	7.2
150	-0.58	7.3
200	-0.53	8.3

**Tab.4.14 Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales principales à l'état ultime**



**Fig.4.21** Relation coefficient de poisson - Déformation axiale pour le sable non renforcé à différentes contraintes de confinement

La figure 4.22 présente la variation de la déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) et la déformation axiale principale ( $\epsilon_1$ ) en fonction de la variation des contraintes hydrostatiques ( $\sigma_3$ ) sous forme d'histogramme, l'augmentation de la contrainte de confinement engendre une augmentation de la déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) et la déformation axiale principale ( $\epsilon_1$ ), aussi il est clairement vu que l'échantillon subi une déformation latérale avant sa déformation axiale.



**Fig.4.22** variation de la déformation latérale et axiale en fonction de la contrainte hydrostatique pour le sable non renforcé

# SABLE RENFORCE

Ce Chapitre présente l'étude de l'influence du confinement et le renforcement par disques en géotextile sur le comportement mécanique du sable d'Echatt. L'évolution du rapport des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ), du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ), du changement de volume ( $\varepsilon_v$ ), du coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) et l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) en fonction des déformations axiales principales majeure ( $\varepsilon_1$ ) et mineure latérale ( $\varepsilon_3$ ) comme obtenue lors de l'essai triaxial sont présentés et discutés dans les sections suivantes.

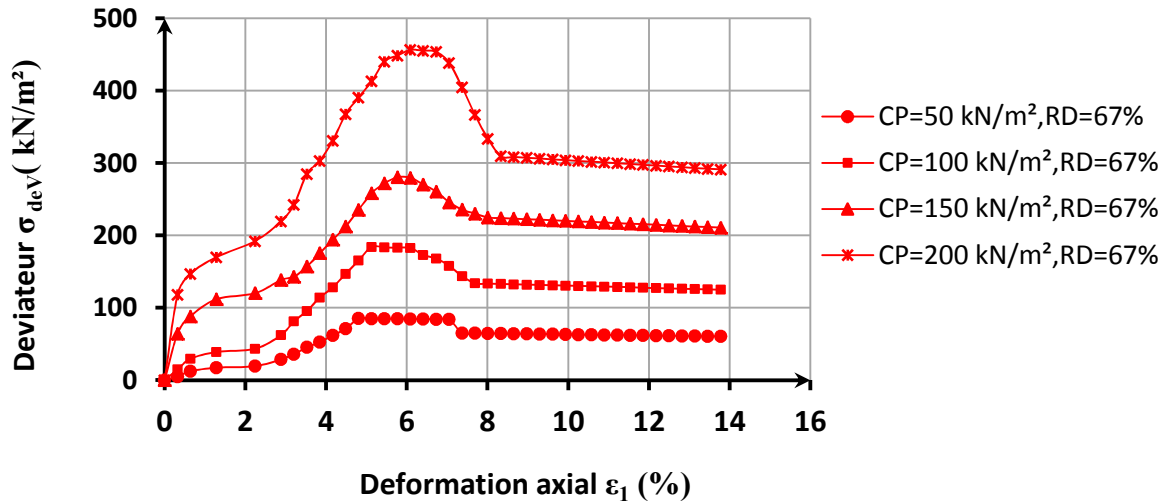
## 1. SABLE RENFORCE AVEC 1 DISQUE

### 1-1 -EFFET DE LA CONTRAINTE DE CONFINEMENT

#### **1.1.1 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale**

La figure 5.1 présente l'évolution du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) en fonction de la déformation axiale principale majeure ( $\varepsilon_1$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent clairement l'effet important de la contrainte de confinement sur la relation  $\sigma_{dev} = f(\varepsilon_1)$ . Elles présentent toutes la même allure, c'est-à-dire un accroissement continu du déviateur pour atteindre une valeur max au pic suivi d'un écrouissage lorsque la contrainte principale majeure augmente. la résistance de sol semble diminuer et atteindre une valeur pratiquement constante à grandes déformation. Krishnaswamy, Isaac (1995), Haeri (2000), Radoslaw.L (2003),.

### Sable Echatt renforcé par 1 disque



**Fig.5.1 Relation déviateur - Déformation axiale pour sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement**

Les valeurs de déviateur ( $\sigma_{dev}$ ), contrainte de confinement ( $\sigma_3$ ), déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à la rupture sont résumées sur le tableau 5.1.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture	Déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à la rupture
50	84	4.8
100	183	5.12
150	280	5.76
200	456	6.00

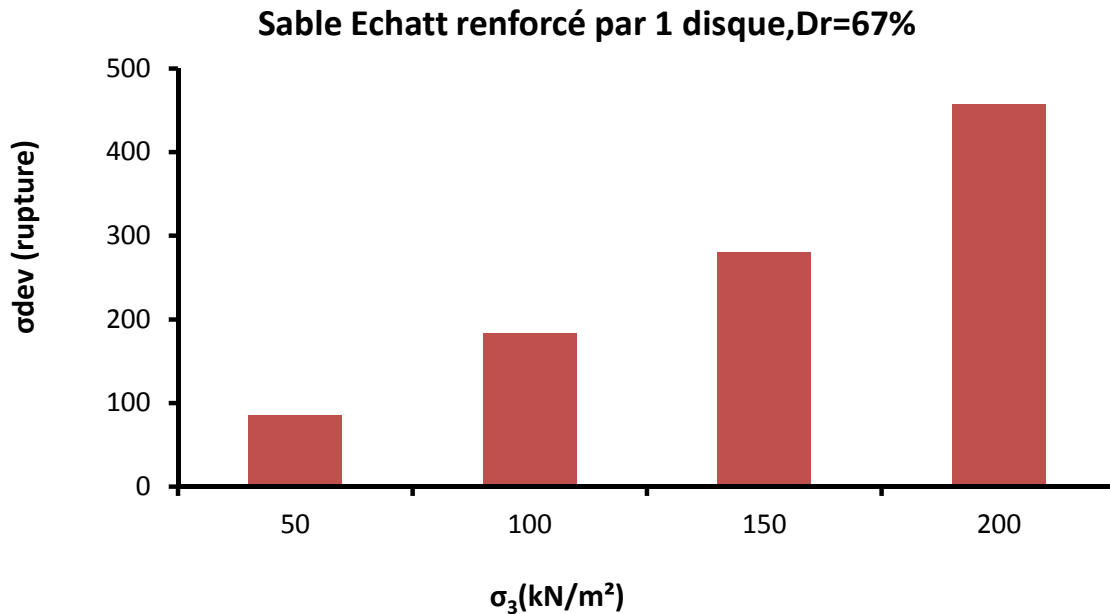
**Tab.5.1 Valeurs du déviateur et la déformation axiale à la rupture**

A l'état ultime, le changement du confinement semble avoir aussi une certaine influence sur le déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) et la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ). L'augmentation du confinement augmente automatiquement le déviateur à l'état ultime correspondant à un état à volume constant. Le tableau 5.2 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à l'état ultime	Déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à l'état ultime
50	63	7.37
100	133	7.69
150	224	8.00
200	309	8.33

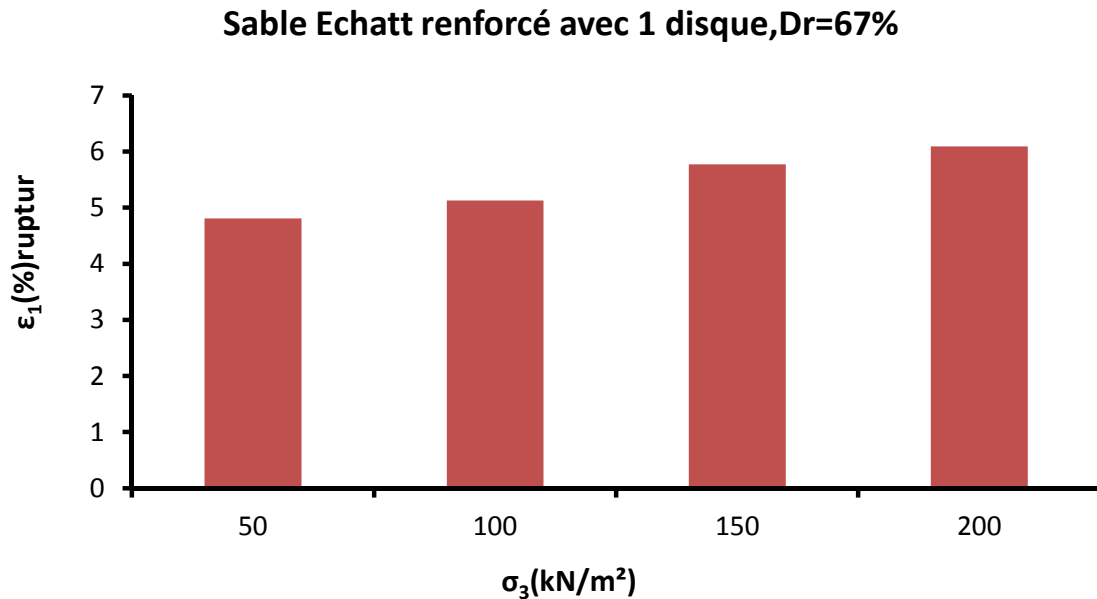
**Tab.5.2 Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime**

La figure 5.2 montre cette augmentation du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture en fonction du confinement sous forme d'histogramme. En effet le déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de 84kN/m<sup>2</sup>. Cette contrainte passe à une valeur de 183, 280 et 456 kN/m<sup>2</sup> lorsque les contraintes hydrostatiques( $\sigma_3$ ), sont de 100, 150, et 200 kN/m<sup>2</sup> successivement.



**Fig.5.2 Variation du déviateur à la rupture en fonction de la contrainte de confinement**

Les déformations axiales majeures principales ( $\epsilon_1$ ) à la rupture sont présentées sur la figure 5.3. Il est tout à fait clair d'après la figure que la contrainte axiale ( $\epsilon_1$ ) augmente avec l'accroissement du confinement appliqué. Une valeur de 4.8% de déformation a été obtenue pour la contrainte hydrostatique de 50kN/m<sup>2</sup>. Pour les confinements de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> les déformations correspondantes sont de l'ordre de 5.12, 5.76 et 6.0 % successivement.



**Fig.5.3 Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction de la contrainte de confinement**

L'accroissement de la contrainte de confinement ( $\sigma_3$ ) influe apparemment aussi sur le comportement du sable à l'état ultime comme le montre la figure 5.3 et 5.4. Les deux figures montrent un accroissement de la résistance. La valeur du déviateur passe de 63kN/m<sup>2</sup> pour 50kN/m<sup>2</sup> de confinement à 133, 224, 309 kN/m<sup>2</sup> respectivement pour les contraintes hydrostatiques de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Toujours à cet état de contrainte ultime, la figure 5.5 montre un accroissement de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) avec l'augmentation du confinement ( $\sigma_3$ ). En effet les déformations axiales de 7.37, 7.69, 8.0 et 8.3% sont obtenues successivement pour les contraintes hydrostatiques imposées dans l'ordre croissant. Ces observations sur le comportement du sable comme interprété par l'évolution du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) et la déformation axiales ( $\epsilon_1$ ) au pic et à l'état ultime confirment les résultats obtenus par Haeri (2000) et Yetimoglu(2003).



### Sable Echatt renforcé avec 1 disque, Dr=67%

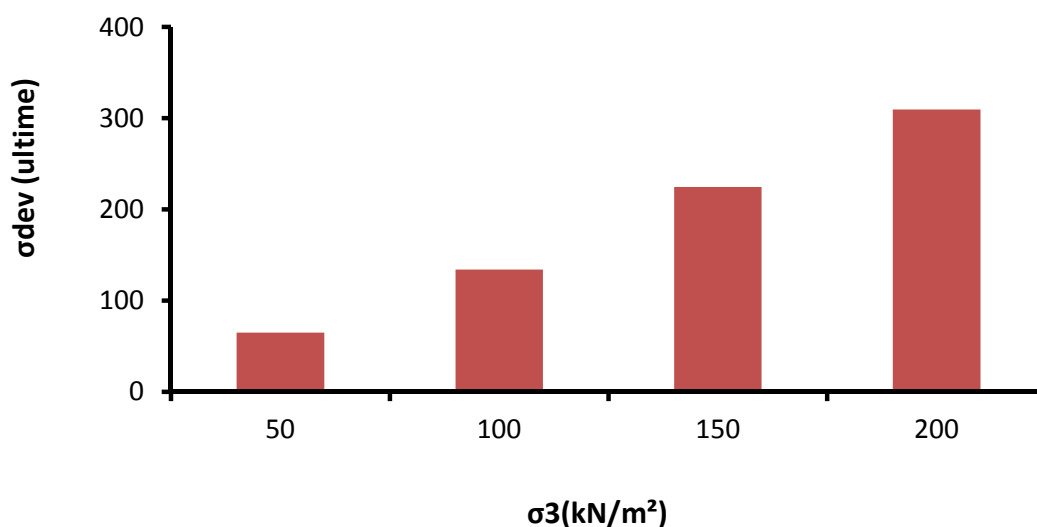


Fig.5.4 Variation du déviateur en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

### Sable Echatt renforcé par 1 disque, Dr=67%

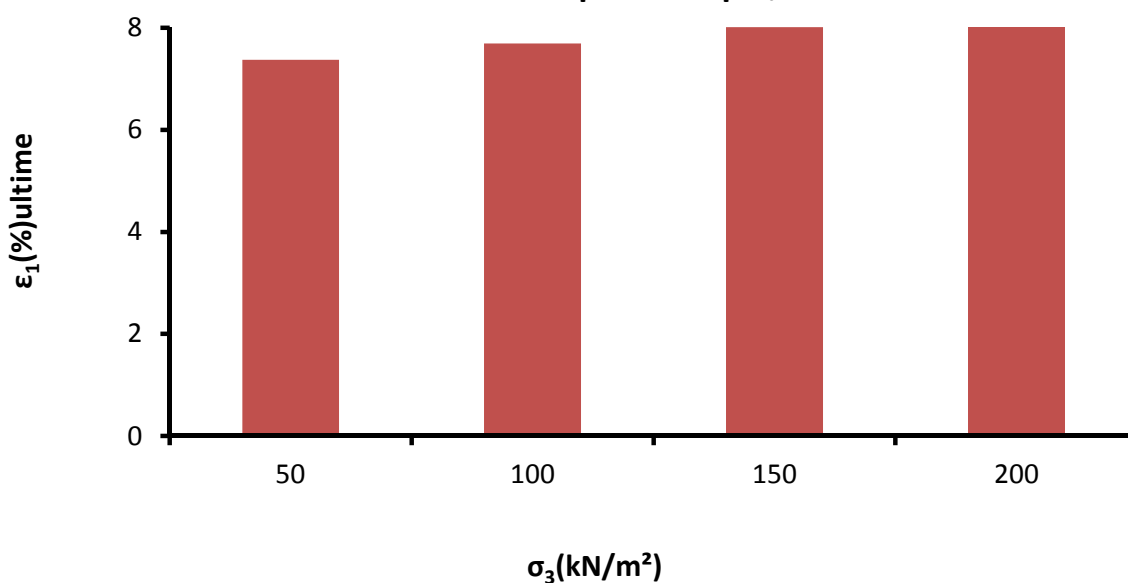


Fig.5.5 Variation de la déformation axiale en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

L'analyse de la résistance d'un sable est aussi étudiée par l'évolution des rapports des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ). La figure 5.6 montre cette évolution.

L'évolution du rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) commence par une mobilisation progressive de la résistance au cisaillement pour atteindre un maximum suivi par la suite par un écrouissage et donc une perte progressive de cette dernière. A des déformations plus larges, cette perte de résistance semble s'atténuer et reste constante indépendamment de l'augmentation des déformations axiales imposées.

Contrairement à l'évolution du déviateur, la contrainte de confinement de 50kN/m<sup>2</sup> semble donner le plus grand rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à la rupture. Cette tendance est encore mieux présentée sur la figure 5.7 sous forme d'histogramme. Les valeurs de 2.7, 2.83, 2.86 et 3.2 correspondant aux confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> respectivement sont obtenus. Le tableau 5.3 résume les valeurs obtenues.

Confinement( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes à ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) la rupture	Déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à la rupture
50	2.7	4.8
100	2.83	5.12
150	2.86	5.76
200	3.2	6.00

Tab.5.3 Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation axiale à la rupture

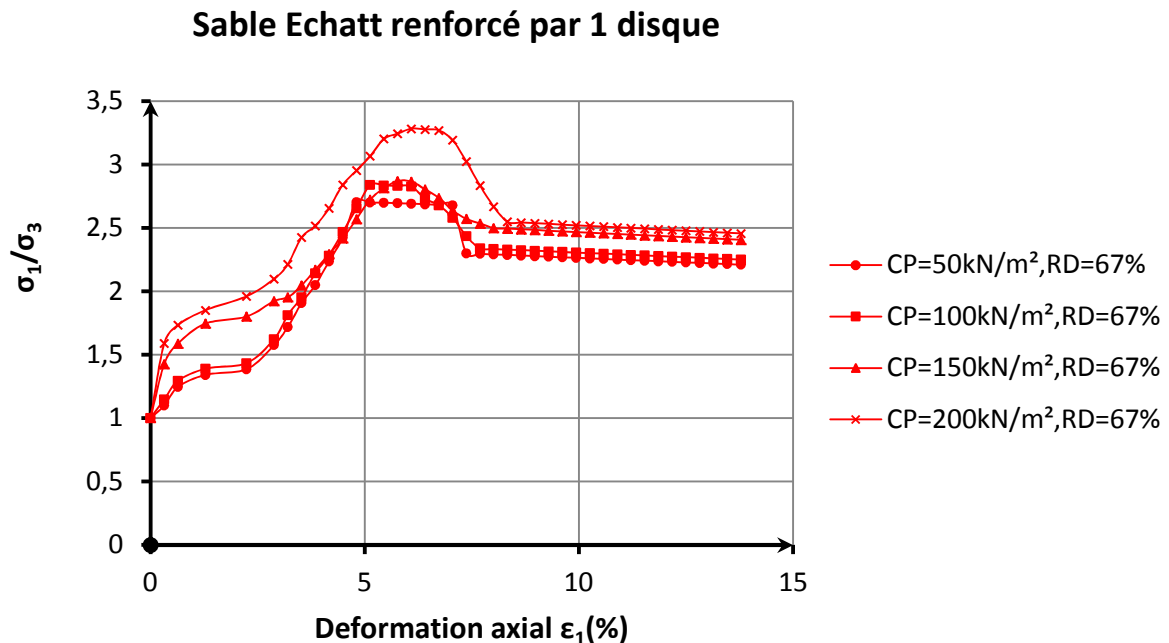
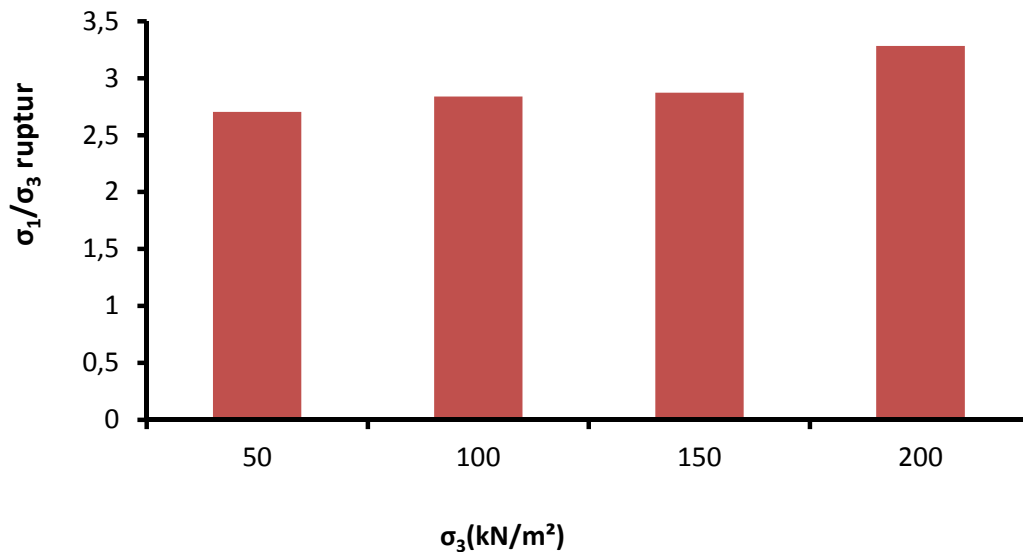


Fig.5.6 Relation rapport de contrainte -Déformation axiale pour sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement

### Sable Echatt renforcé par 1 disque, Dr=67%



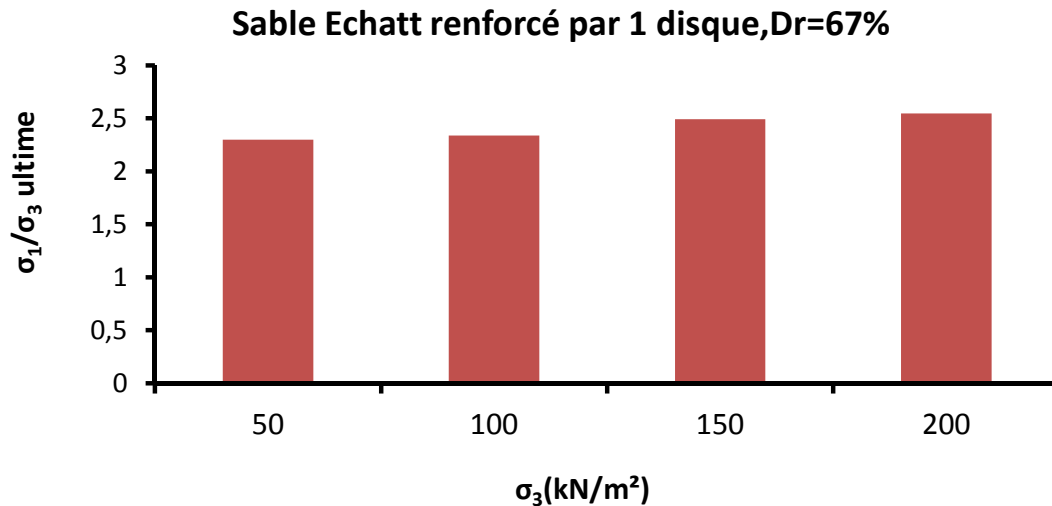
**Fig.5.7 Variation du rapport des contraintes à la rupture en fonction de la Contrainte de confinement**

A l'état ultime, le changement du confinement influe aussi sur le rapport de contrainte ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) et la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ). L'augmentation de la contrainte hydrostatique engendre automatiquement un accroissement du rapport de contrainte ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) correspondant à un état de volume constant. Le tableau 5.4 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements ( $\sigma_3$ ) de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> aussi bien pour les rapports des contraintes que la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) qui lui correspond.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à l'état ultime	Déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à l'état ultime
50	2.26	7.37
100	2.33	7.69
150	2.49	8.00
200	2.54	8.33

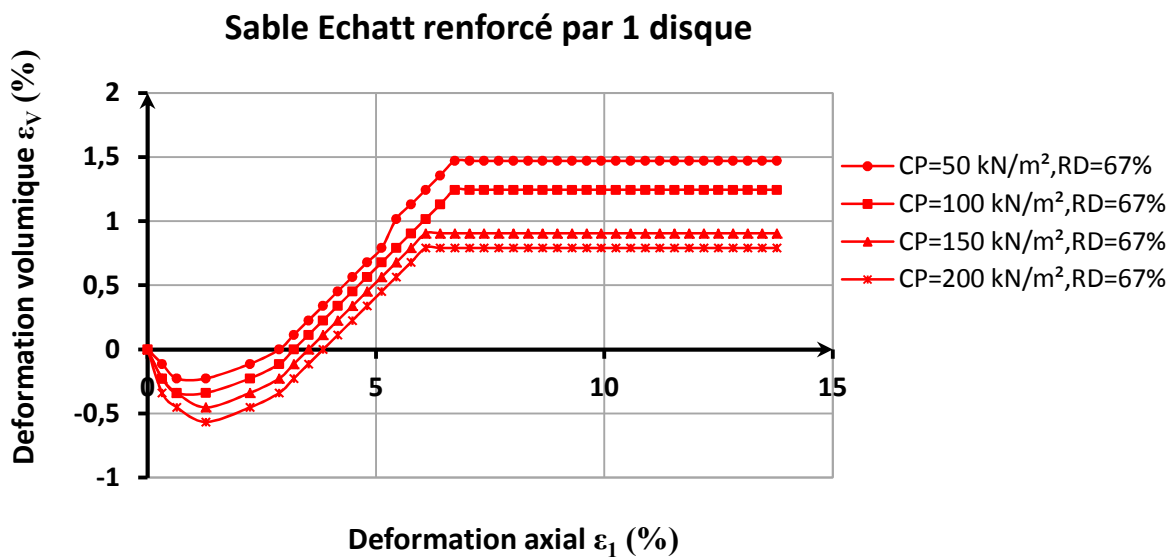
**Tab.5.4 Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime**

Le rapport des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) en fonction de l'évolution de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à l'état ultime est donné sur les figures 5.6 et 5.8. Les deux montrent un accroissement du rapport des contraintes lorsque le confinement ( $\sigma_3$ ) croît de 50 à 200 kN/m<sup>2</sup>.



**Fig.5.8 Variation du rapport des contraintes en fonction de la contrainte de confinement l'état ultime**

L'évolution du changement de volume ( $\varepsilon_v$ ) en fonction de l'accroissement des contraintes hydrostatiques imposées est donnée sur la figure 5.9 Cette figure montre que plus le confinement est important plus la contraction de l'éprouvette de sol est grande à l'état initial du cisaillement, c'est-à-dire entre 0 et 1.5% déformation. Au-delà de 1.5% toutes les éprouvettes exhibent une dilatation. Celle-ci est plus importante lorsque le confinement est faible en magnitude. Le changement volumétrique ( $\varepsilon_v$ ) pour les quatre éprouvettes testées atteint un seuil à large déformation ou il n'y a plus de changement de volume. Cet état correspond à l'état de volume constant.



**Fig.5.9 Relation déformation volumique-Déformation axial pour sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement**

Les magnitudes des déformations volumétriques ( $\varepsilon_v$ ) à la rupture pour les quatre contraintes hydrostatiques appliquées sont données sur la figure 5.10. Il est bien évident d'après celle-ci que la contrainte volumétrique à la rupture diminue avec l'accroissement de la contrainte de confinement ( $\sigma_3$ ) appliquée. Elle passe d'une valeur de 0.67% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m<sup>2</sup> à 0.67%, 0.45% , et 0.44% pour les contraintes appliquées de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 5.5.

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique ( $\varepsilon_v$ ) à la rupture	Déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) à la rupture
50	0.67	4.8
100	0.67	5.12
150	0.45	5.76
200	0.44	6.0

Tab.5.5 Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à la rupture

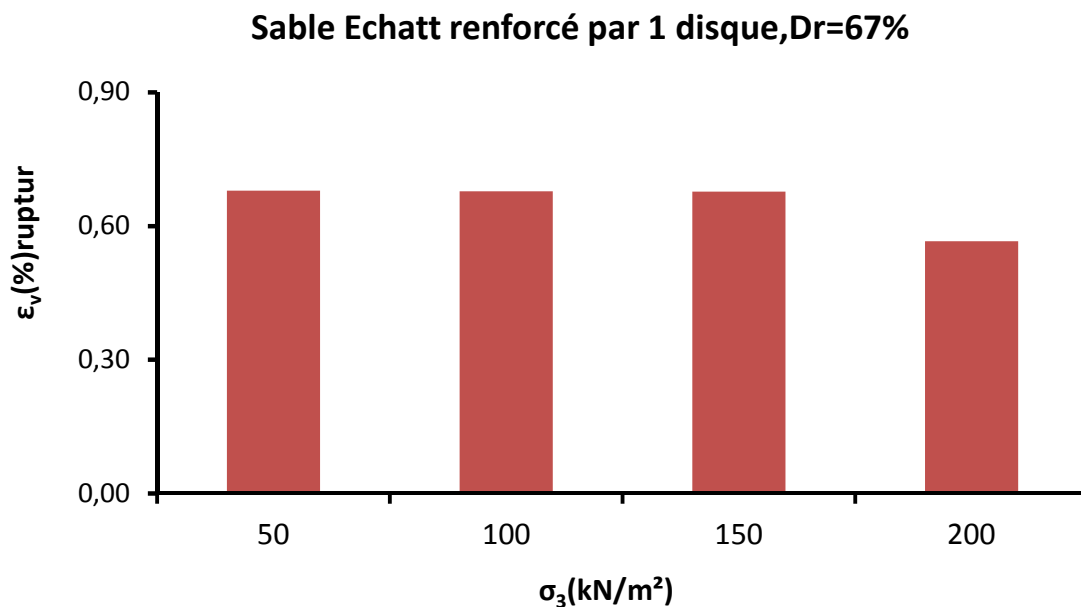


Fig.5.10 Variation du déformation volumique à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

A l'état ultime la déformation volumique ( $\varepsilon_v$ ) semble régresser lorsque la contrainte hydrostatique croît comme le montre la figure 5.11. La déformation passe d'une valeur de 1.47% pour 50kN/m<sup>2</sup> de confinement à 1.24%, 1.01%, et 0.56% de déformation pour les contraintes de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 5.6

Athanasopoulos (1993), Haeri (2000) , Radoslaw.L(2003).

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique à ( $\varepsilon_v$ )l'état ultime	Déformation axiale ( $\varepsilon_1$ )à l'état ultime
50	1.47	7.37
100	1.24	7.69
150	1.01	8.0
200	0.56	8.33

Tab.5.6 Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à l'état ultime.

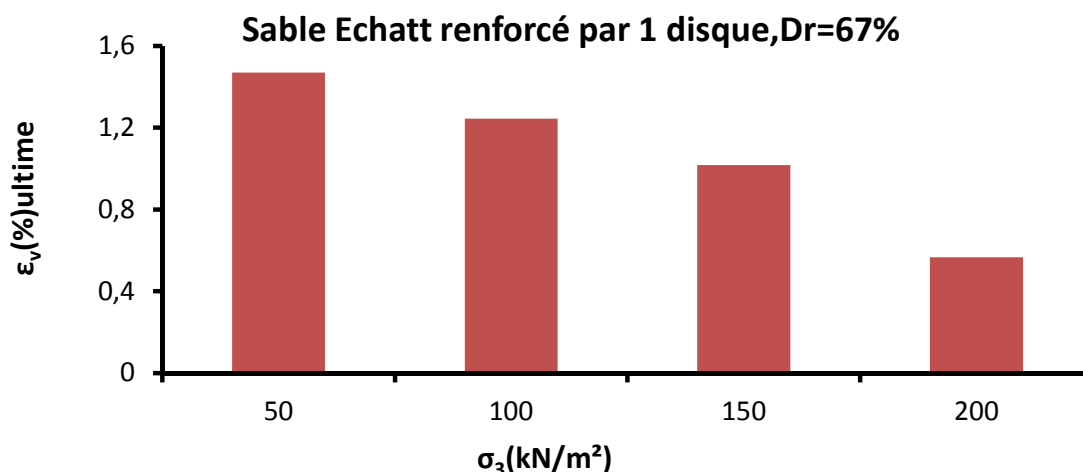


Fig.5.11 Variation du déformation volumique en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

### 1.1.2 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte latérale

La figure 5.12 présente l'évolution du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) en fonction de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent clairement l'effet important de la contrainte de confinement sur la relation  $\sigma_{dev} = f(\varepsilon_3)$ . Elles présentent un accroissement continu du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) pour atteindre une valeur max au pic suivi d'un écrouissage lorsque la contrainte latérale ( $\varepsilon_3$ ) augmente. La résistance de sol semble diminuer et atteindre une valeur pratiquement constante par la suite. Un tel comportement correspond à la résistance ultime du sable.

En effet, la valeur du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup> est de 85kN/m<sup>2</sup> pour une déformation latérale de -2.06%. Cette contrainte passe à une valeur de 183, 280 et 456 kN/m<sup>2</sup> lorsque les contraintes hydrostatiques sont de 100, 150, et 200 kN/m<sup>2</sup> successivement pour des déformations latérales ( $\varepsilon_3$ ) à la rupture de -2.22%, -2.65% et enfin -2.82%. Ces valeurs sont résumées sur le tableau 5.7.

### Sable Echatt renforcé par 1 disque, Dr=67%

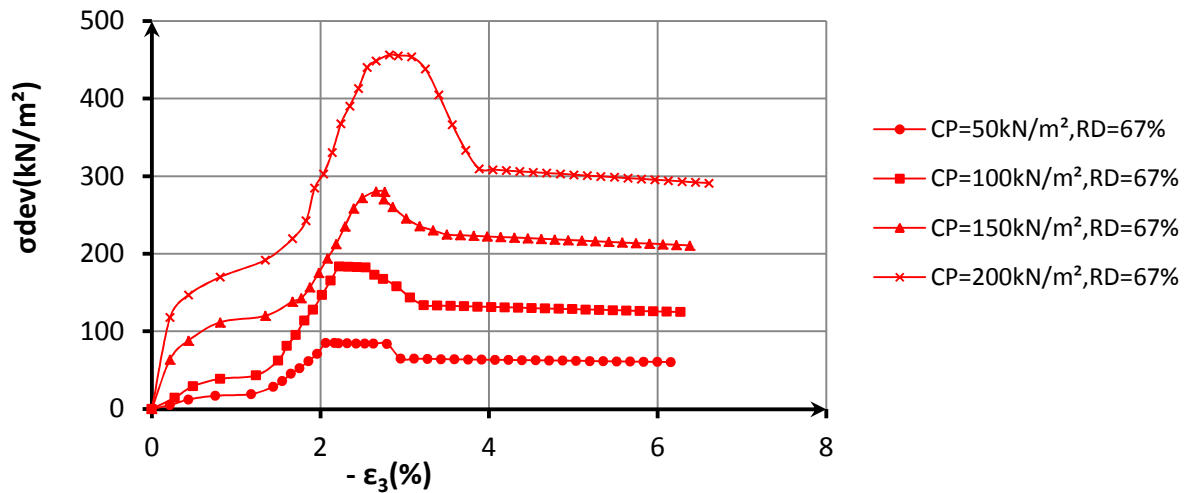


Fig.5.12 Relation Déviateur-Déformation latéral pour sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement

Confinement( $\sigma_3$ )	Déviateur( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture	Déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à la rupture
50	85	-2.06
100	183	-2.22
150	280	-2.65
200	456	-2.82

Tab.5.7 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à la rupture

A l'état ultime, le changement du confinement( $\sigma_3$ ) semble avoir aussi une certaine influence sur le déviateur et la déformation latérale. L'augmentation du confinement augmente automatiquement le déviateur à l'état ultime correspondant à un état à volume constant. Le tableau 5.8 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200kN/m<sup>2</sup>.

Confinement( $\sigma_3$ )	Déviateur( $\sigma_{dev}$ ) à l'état ultime	Déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à l'état ultime
50	65	-2.95
100	133	-3.22
150	224	-3.49
200	309	-3.88

Tab.5.8 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime

Une observation importante est actuellement faite concernant la déformation latérale principale qui se développe lors de tous les essais effectués.

La figure 5.13 présente l'évolution des rapports des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) en fonction de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ). Cette évolution commence par une mobilisation progressive de la résistance au cisaillement pour atteindre un maximum suivi par la suite par un écrouissage et donc une perte progressive de cette dernière pour atteindre enfin de compte une valeur constante lorsque le changement volumétrique devient insignifiant.

Plus la contrainte hydrostatique ( $\sigma_3$ ) est importante plus la valeur des rapports des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) est plus élevée. Les valeurs de 2.7, 2.83, 2.86 et 3.2 correspondants aux confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> à une déformation latérale de -2.06%, -2.22%, -2.65%, -2.82% respectivement ont été obtenus. Les déformations latérales ( $\varepsilon_3$ ) sont toutes des déformations de traction de signe négatif. Le tableau 5.9 résume les valeurs obtenues.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à la rupture	Déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à la rupture
50	2.7	-2.06
100	2.83	-2.22
150	2.86	-2.65
200	3.2	-2.82

Tab.5.9 Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation latérale principales à la rupture

#### Sable Echatt renforcé par 1 disque, Dr=67%

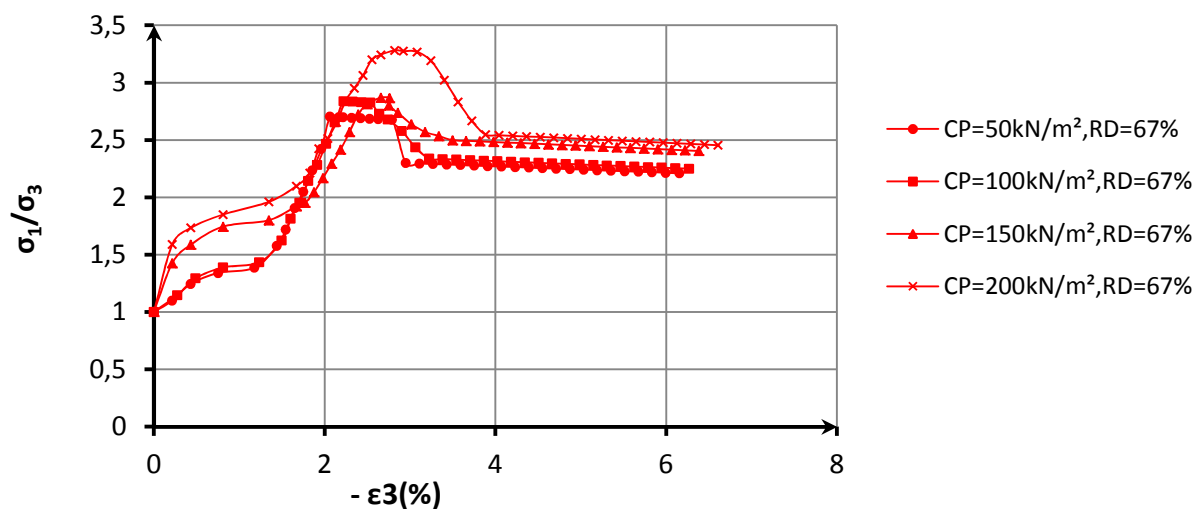


Fig.5.13 Relation rapport de contrainte -Déformation latéral pour sable renforcé par 1 disque différent contraint de confinement

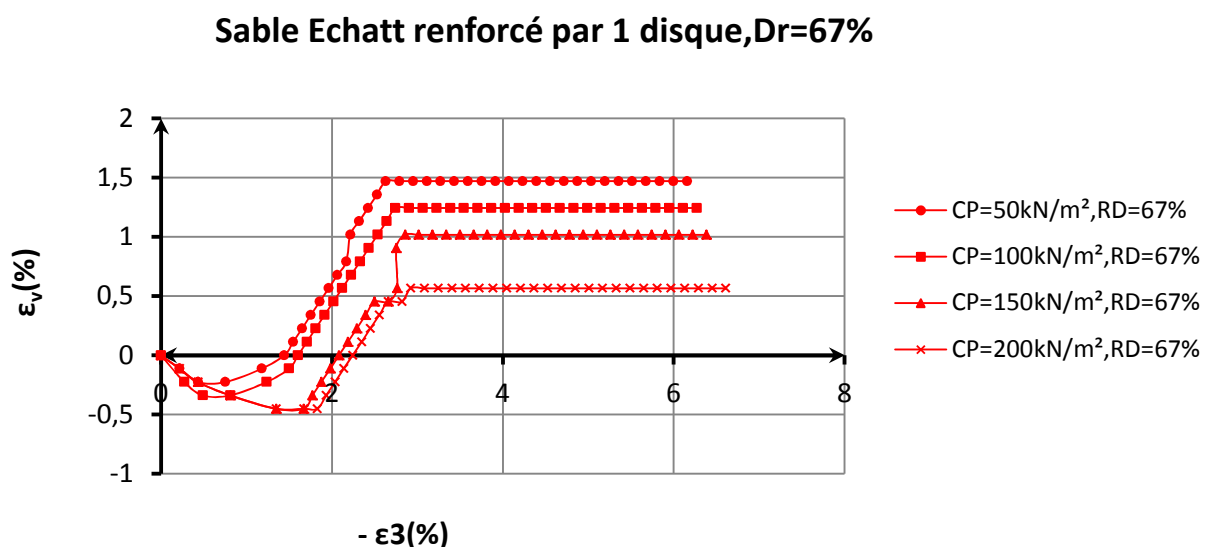


A l'état ultime, le changement du confinement influe aussi sur le rapport de contrainte ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) et la déformation latérale principale ( $\varepsilon_3$ ). L'augmentation de la contrainte hydrostatique engendre automatiquement un accroissement du rapport de contrainte correspondant à un état de volume constant. Le tableau 5.10 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200kN/m<sup>2</sup> aussi bien pour les rapports des contraintes que la déformation latérale qui lui correspond.

Confinement( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à l'état ultime	Déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à l'état ultime
50	2.29	-2.95
100	2.33	-3.22
150	2.49	-3.49
200	2.54	-3.88

**Tab.5.10 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime**

L'évolution du changement de volume ( $\varepsilon_v$ ) en fonction de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à l'accroissement des contraintes hydrostatiques ( $\sigma_3$ ) imposées est donnée sur la figure 5.14. Cette figure montre que plus le confinement est important plus la contraction de l'éprouvette de sol est élevée à l'état initial du cisaillement, c'est-à-dire entre 0 et -1.5% déformation latérale. Au-delà de -1.5% toutes les éprouvettes exhibent une dilatation. Celle-ci est plus importante lorsque le confinement est faible en magnitude. Le changement volumétrique ( $\varepsilon_v$ ) pour les quatre éprouvettes testées atteint un seuil à une déformation latérale d'environ -2.5%.



**Fig.5.14 Relation déformation volumique-Déformation latérale pour sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement**

Au-delà le sable montre aucun de changement de volume. Cet état correspond à l'état ultime à volume constant.

Les magnitudes des déformations volumétriques ( $\varepsilon_v$ ) à la rupture pour les quatre contraintes hydrostatiques appliquées passent d'une valeur de 0.67% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m<sup>2</sup> à 0.67, 0.45, et 0.44% pour les déformations latérales -2.06% , -2.22 % , -2.65% et -2.82%. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 5.11 .

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique( $\varepsilon_v$ ) à la rupture	Déformation latérale( $\varepsilon_3$ ) à la rupture
50	0.67	-2.06
100	0.67	-2.22
150	0.45	-2.65
200	0.44	-2.82

**Tab.5.11 Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales principales à la rupture**

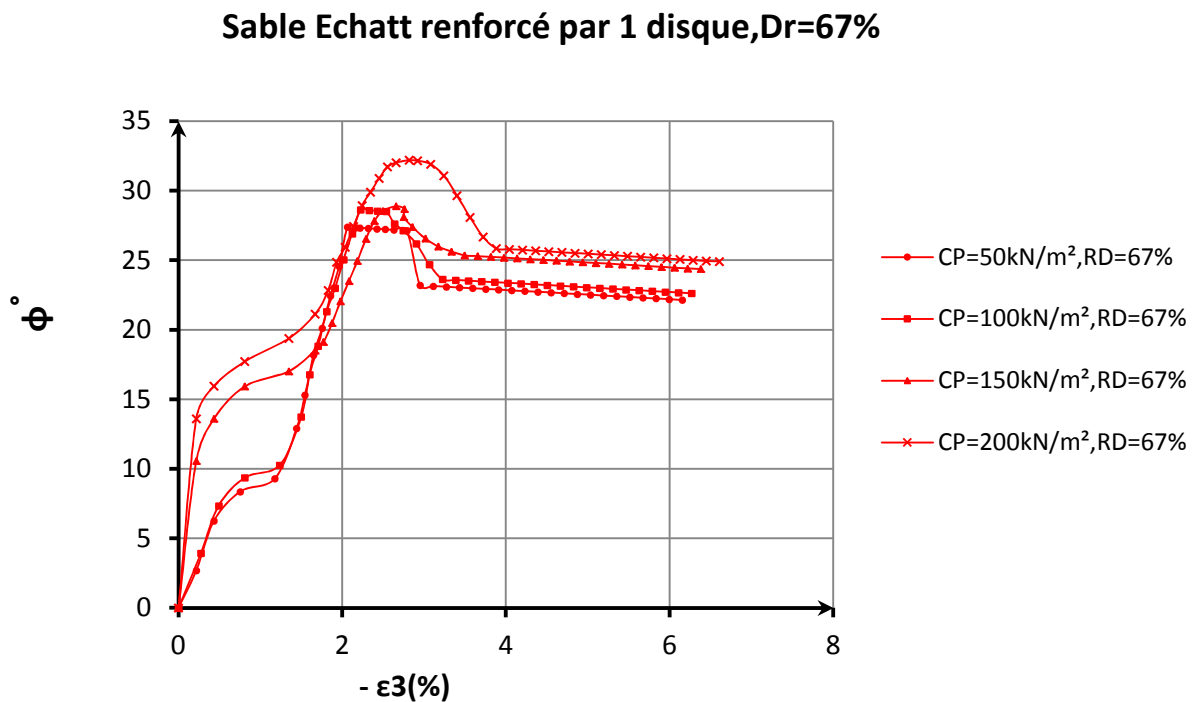
Les magnitudes des déformations volumétriques ( $\varepsilon_v$ ) à l'état ultime pour les quatre contraintes hydrostatiques ( $\sigma_3$ ) appliquées passent d'une valeur de 1.47% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m<sup>2</sup> à 1.24, 1.01 et 0.56% pour les déformations latérales -2.95% , -3.22%, -3.49% et -3.88%. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 5.12.

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique ( $\varepsilon_v$ ) à l'état ultime	Déformation latérale( $\varepsilon_3$ ) à l'état ultime
50	1.47	-2.95
100	1.24	-3.22
150	1.01	-3.49
200	0.56	--3.88

**Tab.5.12 Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales principales à l'état ultime**

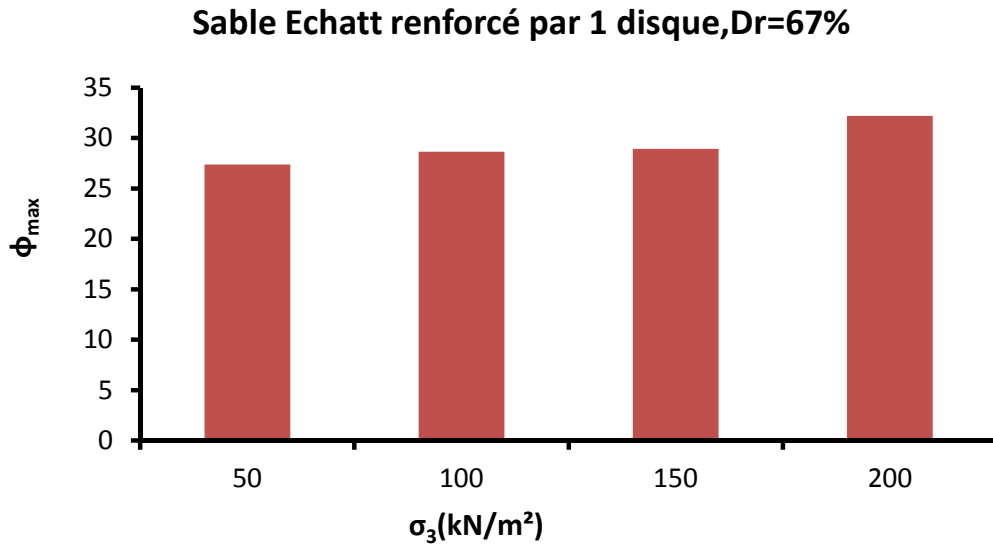
La figure 5.15 présente l'évolution de l'angle de frottement ( $\phi$ ) en fonction de la déformation latérale( $\varepsilon_3$ ) pour les quatre contraintes de confinement ( $\sigma_3$ ) étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. La forme des quatre courbes n'est pas une droite horizontale comme supposée dans les théories des poussées des terres de Rankine et Coulomb. Les quatre courbes montrent plutôt clairement que l'angle de frottement interne évolue en fonction de la déformation latérale de traction. L'effet important de la contrainte de confinement( $\sigma_3$ ) sur cette évolution est aussi bien évident puisque lorsque la contrainte hydrostatique croît, la courbe est plutôt

plus accentuée et l'angle de frottement interne max  $\phi_{max}$  est plus grand. Cela est aussi valable pour l'angle de frottement interne à volume constant  $\phi_{cv}$ . Le tableau ci dessous donne les valeurs des angles de frottement interne au pic et à volume constant pour les quatre contraintes hydrostatique utilisées dans cette campagne d'essais. Haeri(2000).



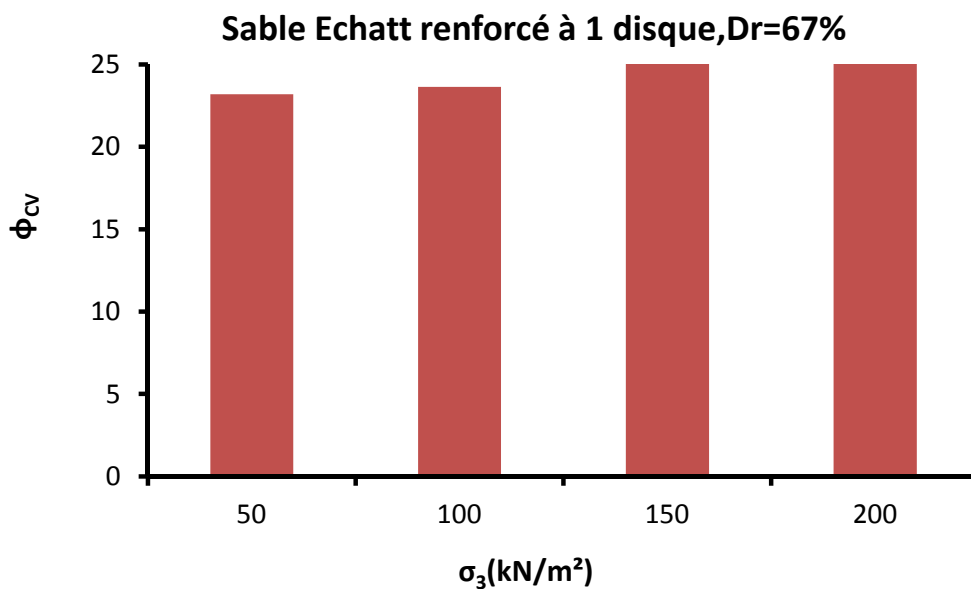
**Fig.5.15 Relation angle de frottement interne - Déformation latéral pour sable renforcé avec 1 disque à différentes contraintes de confinement**

La figure 5.16 montre cette augmentation de l'angle de frottement au pic  $\phi_{max}$  en fonction du confinement ( $\sigma_3$ ) sous forme d'histogramme. En effet l'angle de frottement interne au pic pour un confinement de 50kN/m² est de l'ordre de 27.3°. Il atteint une valeur de 28.6°, 28.8°, 32.2° lorsque les contraintes hydrostatiques sont de 100, 150, et 200 kN/m² successivement.



**Fig.5.16 Variation de l'angle de frottement interne au pic en fonction de la contrainte de confinement**

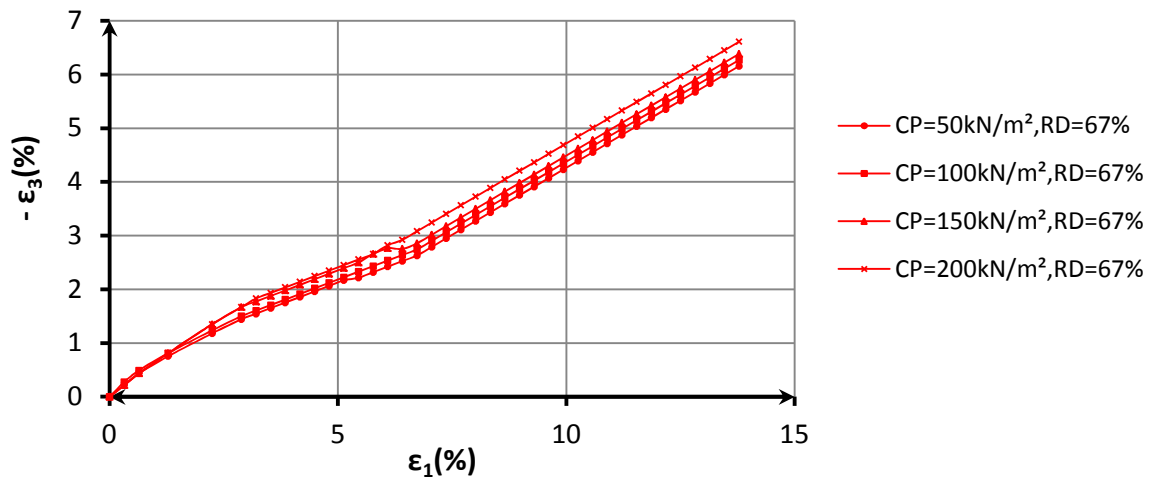
L'accroissement de la contrainte de confinement influe apparemment aussi sur l'angle de frottement interne à l'état ultime comme le montre la figure 5.17. La figure montre un accroissement de la l'angle de frottement. Elle passe de 22.2° pour 50kN/m<sup>2</sup> de confinement à 23.6°, 25.3°, 25.8° respectivement pour les contraintes hydrostatiques de 100, 150 et 200, HAEIRI (2000).



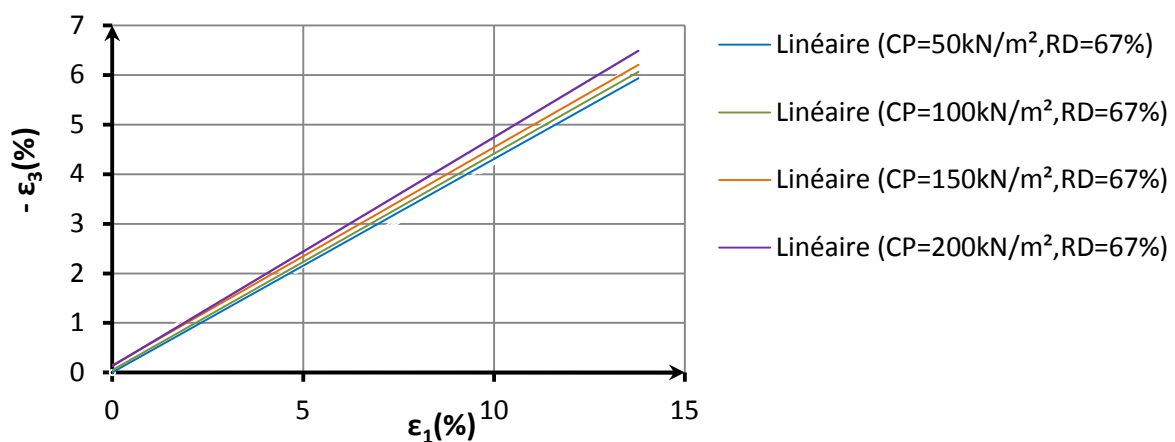
**Fig.5.17 Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime**

La figure 5.18 présente l'évolution de la déformation latéral ( $\varepsilon_3$ ) on fonction de la déformation axial ( $\varepsilon_1$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent une légère différence sous l'effet de la contrainte de confinement sur la relation  $\varepsilon_3 = f(\varepsilon_1)$ . En effet, une augmentation de confinement provoque un déplacement des courbes vers la gauche. Ce ci est mieux observé lorsque les courbes obtenues sont présentées par des lignes de tendance. Ces dernières montrent que lorsque la contrainte de confinement augmente la pente de la ligne de tendance correspondante s'élève. En aucun cas ces courbes ne montrent une égalité des déformations latérales et axiales comme supposées dans les théories de Rankine et Coulomb. Toutes les lignes de tendance présentent des pentes comprises entre 1 et 0.5.

### Sable Echatt renforcé par 1 disque,Dr=67%

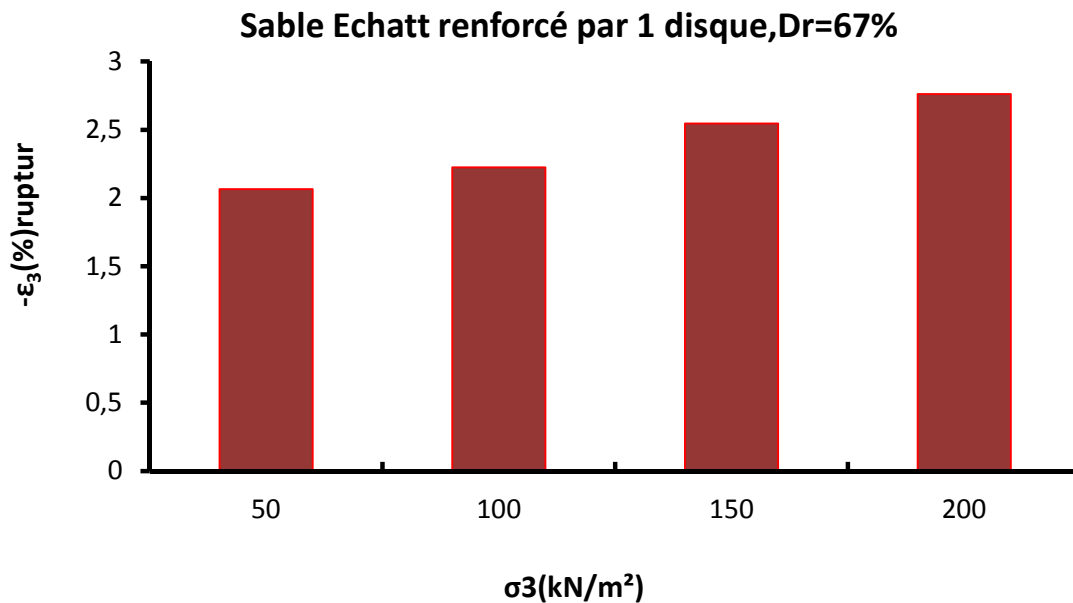


### Sable Echatt renforcé par 1 disque,Dr=67%



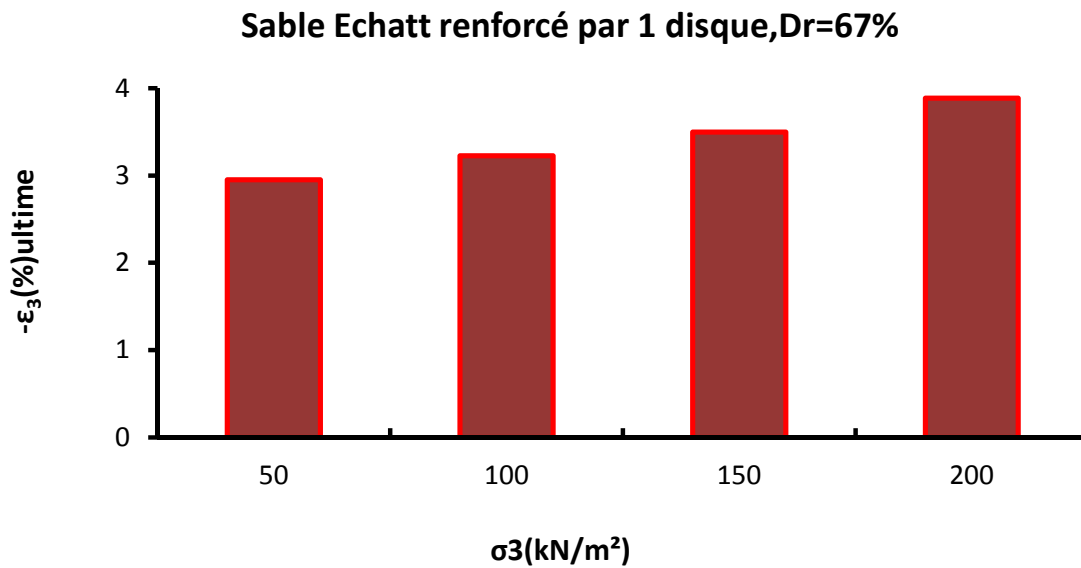
**Fig.5.18** Variation Déformation latéral - Déformation axial pour le sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement

La figure 5.19 montre cette augmentation de la déformation latérale( $\varepsilon_3$ ) à la rupture en fonction du confinement( $\sigma_3$ ). En effet la valeur de la déformation latérale à la rupture pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup>100 kN/m<sup>2</sup>, 150 kN/m<sup>2</sup>, et 200 kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de -2.06%,-- 2.22%,-2.65%,-2.82% successivement.



**Fig.5.19 Variation de la déformation latéral à la rupture en fonction de la contrainte de confinement**

La figure 5.20 montre l'augmentation de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) à l'état ultime en fonction du confinement( $\sigma_3$ ). En effet la valeur de la déformation latérale ultime pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup>100 kN/m<sup>2</sup>, 150 kN/m<sup>2</sup>, et 200 kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de -2.9%,- 3.22%,-3.49%,-3.88% successivement.



**Fig.5.20 Variation de la déformation latérale en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime**

La figure 5.21 présente l'évolution du coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) en fonction de la déformation axiale principale majeure ( $\varepsilon_1$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent clairement que le coefficient de Poisson n'est une valeur constante mais plutôt varie en fonction de l'évolution de la déformation axiale. Toutes ces courbes présentent un pic suivi d'une diminution de la magnitude du coefficient de poisson pour atteindre en fin de compte une valeur constante. Mieux encore, l'augmentation du confinement influe d'une manière claire sur l'évolution du coefficient de poisson. Un accroissement de la contrainte hydrostatique résulte en une diminution du coefficient de poisson à la rupture et à l'état ultime. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 5.13 et 5.14

Confinement ( $\sigma_3$ )	coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) à la rupture	Déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) à la rupture
50	-0.61	4.8
100	-0.57	5.12
150	-0.55	5.76
200	-0.54	6.00

**Tab.5.13 Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales principales à la rupture**

Confinement( $\sigma_3$ )	coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) à l'état ultime	Déformation axiale( $\varepsilon_1$ ) à l'état ultime
50	-0.6	7.37
100	-0.58	7.69
150	-0.56	8.00
200	-0.53	8.33

Tab.5.14 Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales principales à l'état ultime

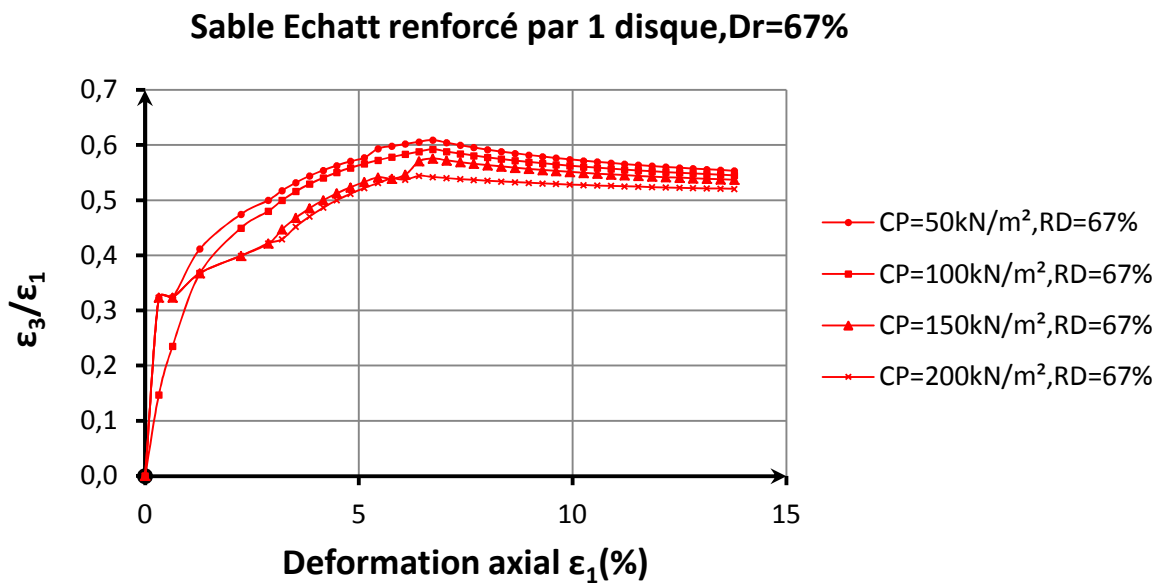
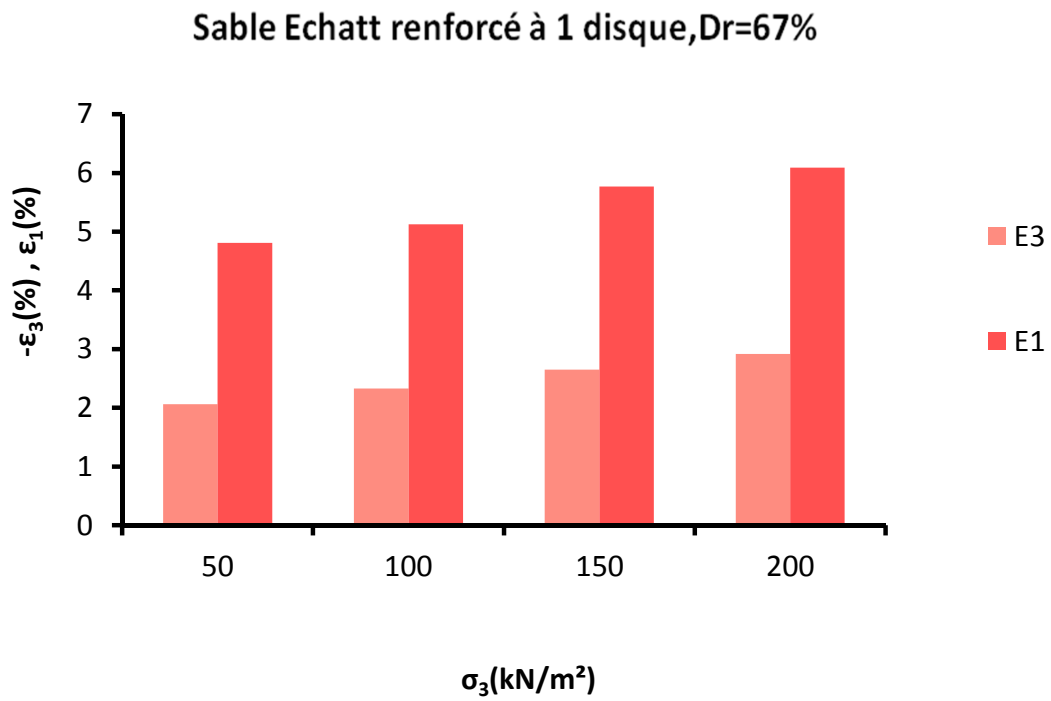


Fig.5.21 Relation coefficient de poisson -Déformation latérale pour sable renforcé par 1 disque à différentes contraintes de confinement

La figure 5.22 présente la variation de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) et la déformation axiale principale ( $\varepsilon_1$ ) en fonction de la variation des contraintes de confinement ( $\sigma_3$ ) pour le sable Echatt renforcé par 1 disque sous forme d'histogramme, l'augmentation de la contrainte de confinement engendre une augmentation de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) et la déformation axiale principale ( $\varepsilon_1$ ), aussi il est clairement vu que l'échantillon subit une déformation latérale avant sa déformation axiale.





**Fig.5.22** variation de la déformation latérale et axiale en fonction de la contrainte hydrostatique pour sable renforcé par 1 disque

## 2- SABLE RENFORCE AVEC 2 DISQUES

### 2.1 EFFET DE LA CONTRAINTE DE CONFINEMENT

#### 2.1.1 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte axiale

La figure 5.23 présente l'évolution du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) en fonction de la déformation axiale principale majeure ( $\varepsilon_1$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent clairement l'effet important de la contrainte de confinement sur la relation  $\sigma_{dev} = f(\varepsilon_1)$ . Elles présentent toutes la même allure, c'est-à-dire un accroissement continu du déviateur pour atteindre une valeur max au pic suivi d'un écrouissage lorsque la contrainte principale majeure augmente. la résistance de sol semble diminuer et atteindre une valeur pratiquement constante à grandes déformation.

Haeri(2000), Tan(2005). Y.T. Kim G.H. Lee (2008)

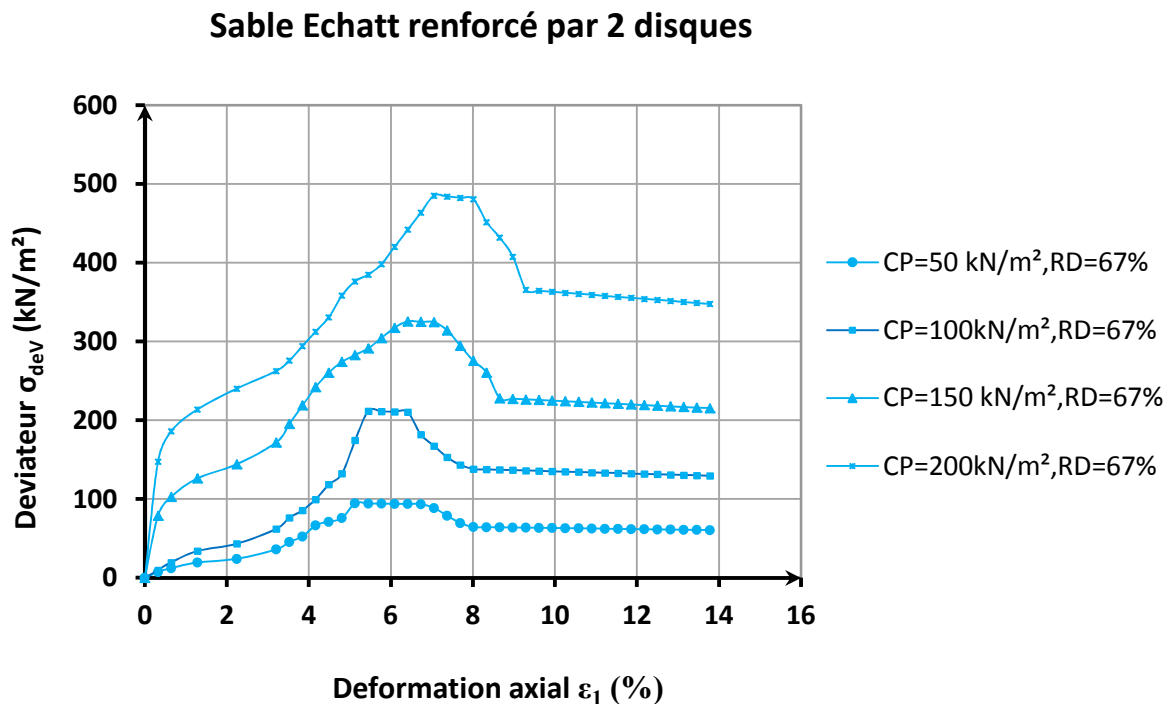


Fig.5.23 Relation déviateur-Déformation axiale pour sable renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement

Les valeurs de déviateur( $\sigma_{dev}$ ), contrainte de confinement( $\sigma_3$ ), déformation axiale ( $\varepsilon_1$ )à la rupture sont résumées sur le tableau 5.15.M,X,Zhang(2006).

Confinement( $\sigma_3$ )	Déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture	Déformation axiale ( $\varepsilon_1$ )à la rupture
50	94.5	4.8
100	211.7	5.1
150	325.6	6.09
200	481	6.73

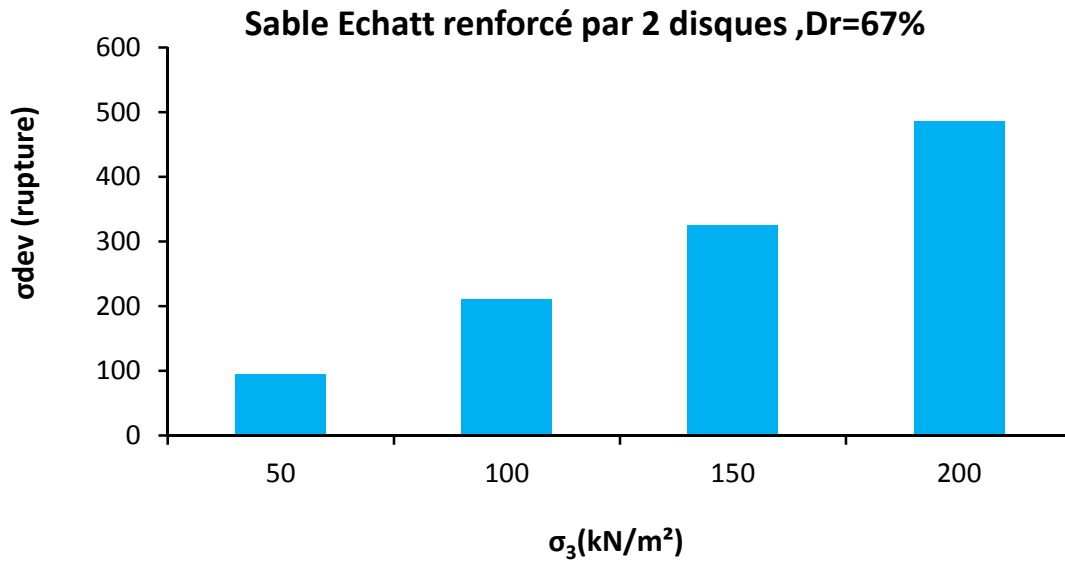
**Tab.5.15 Valeurs du déviateur et la déformation axiale à la rupture**

A l'état ultime, le changement du confinement semble avoir aussi une certaine influence sur le déviateur ( $\sigma_{dev}$ )et la déformation axiale( $\varepsilon_1$ ). L'augmentation du confinement augmente automatiquement le déviateur à l'état ultime correspondant à un état à volume constant. Le tableau 5.16 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200kN/m<sup>2</sup>.

Confinement( $\sigma_3$ )	Déviateur ( $\sigma_{dev}$ )à l'état ultime	Déformation axiale ( $\varepsilon_1$ )à l'état ultime
50	63	7.59
100	138	7.69
150	228	8.33
200	366	8.97

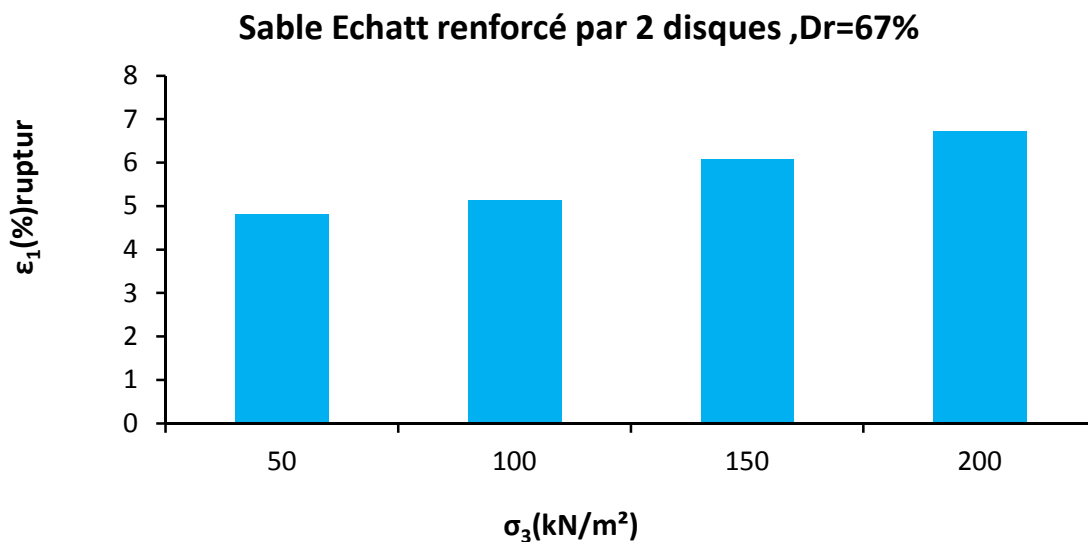
**Tab.5.16 Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime**

La figure 5.24 montre cette augmentation du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture en fonction du confinement sous forme d'histogramme. En effet le déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de 94.5kN/m<sup>2</sup>. Cette contrainte passe à une valeur de 211.7, 325.6 et 481kN/m<sup>2</sup> lorsque les contraintes hydrostatiques( $\sigma_3$ ), sont de 100, 150, et 200 kN/m<sup>2</sup> successivement.



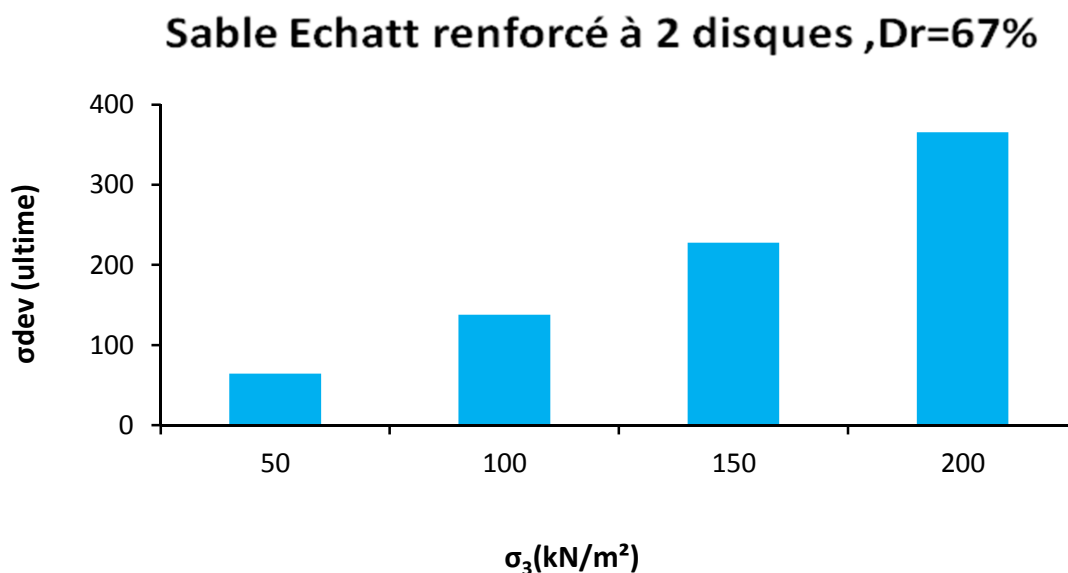
**Fig.5.24** Variation du déviateur à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

Les déformations axiales majeures principales ( $\epsilon_1$ ) à la rupture sont présentées sur la figure 5.25 Il est tout à fait clair d'après la figure que la contrainte axiale ( $\epsilon_1$ ) augmente avec l'accroissement du confinement appliqué. Une valeur de 4.8% de déformation a été obtenue pour la contrainte hydrostatique de 50kN/m<sup>2</sup>. Pour les confinements de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> les déformations correspondantes sont de l'ordre de 5.1, 6.09 et 6.73 % successivement.

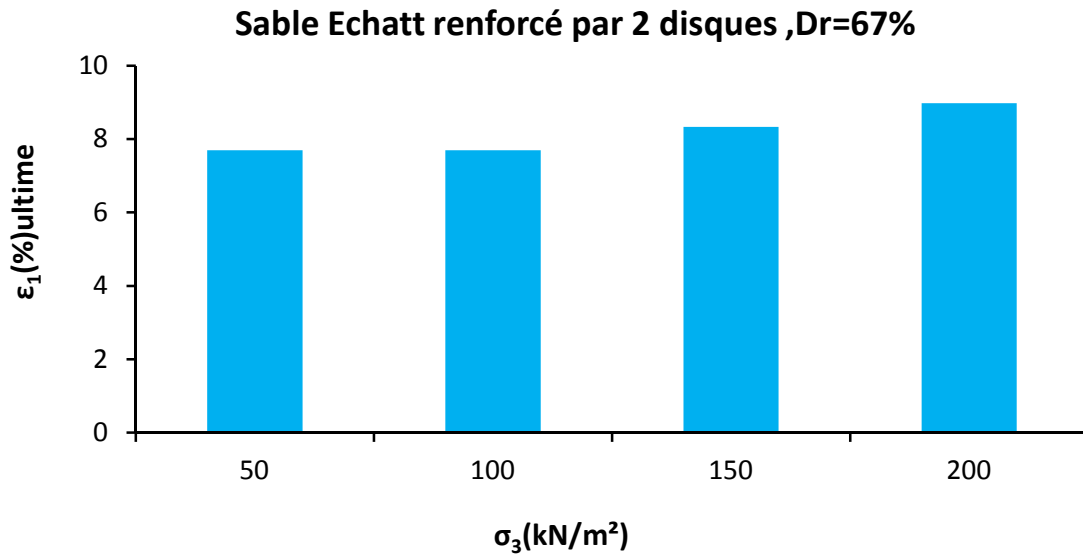


**Fig.5.25** Variation de la déformation axiale à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

L'accroissement de la contrainte de confinement ( $\sigma_3$ ) influe apparemment aussi sur le comportement du sable à l'état ultime comme le montre la figure 5.23 et 5.26. Les deux figures montrent un accroissement de la résistance. La valeur du déviateur passe de 63kN/m<sup>2</sup> pour 50kN/m<sup>2</sup> de confinement à 138, 228, 366 kN/m<sup>2</sup> respectivement pour les contraintes hydrostatiques de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Toujours à cet état de contrainte ultime, la figure 5.27 montre un accroissement de la déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) avec l'augmentation du confinement ( $\sigma_3$ ). En effet les déformations axiales de 7.59, 7.69, 8.33 et 8.97% sont obtenues successivement pour les contraintes hydrostatiques imposées dans l'ordre croissant. Ces observations sur le comportement du sable comme interprété par l'évolution du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) et la déformation axiales ( $\varepsilon_1$ ) au pic et à l'état ultime confirment les résultats obtenus par Haeri (2000).



**Fig.5.26** Variation du déviateur en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime



**Fig.5.27 Variation de la déformation axiale ultime en fonction de la contrainte de confinement**

L'analyse de la résistance d'un sable est aussi étudiée par l'évolution des rapports des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ). La figure 5.28 montre cette évolution.

L'évolution du rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) commence par une mobilisation progressive de la résistance au cisaillement pour atteindre un maximum suivi par la suite par un écrouissage et donc une perte progressive de cette dernière. A des déformations plus larges, cette perte de résistance semble s'atténuer et reste constante indépendamment de l'augmentation des déformations axiales imposées.

la contrainte de confinement de 50kN/m<sup>2</sup> semble donner le plus grand rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à la rupture. Cette tendance est encore mieux présentée sur la figure 5.29 sous forme d'histogramme. Les valeurs de 2.87, 3.11, 3.17 et 3.42 correspondants aux confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> respectivement sont obtenus. Le tableau 5.17 résume les valeurs obtenues.

Confinement( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes à ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) la rupture	Déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à la rupture
50	2.87	4.8
100	3.11	5.1
150	3.17	6.09
200	3.42	6.73

**Tab.5.17 Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation axiale à la rupture**

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

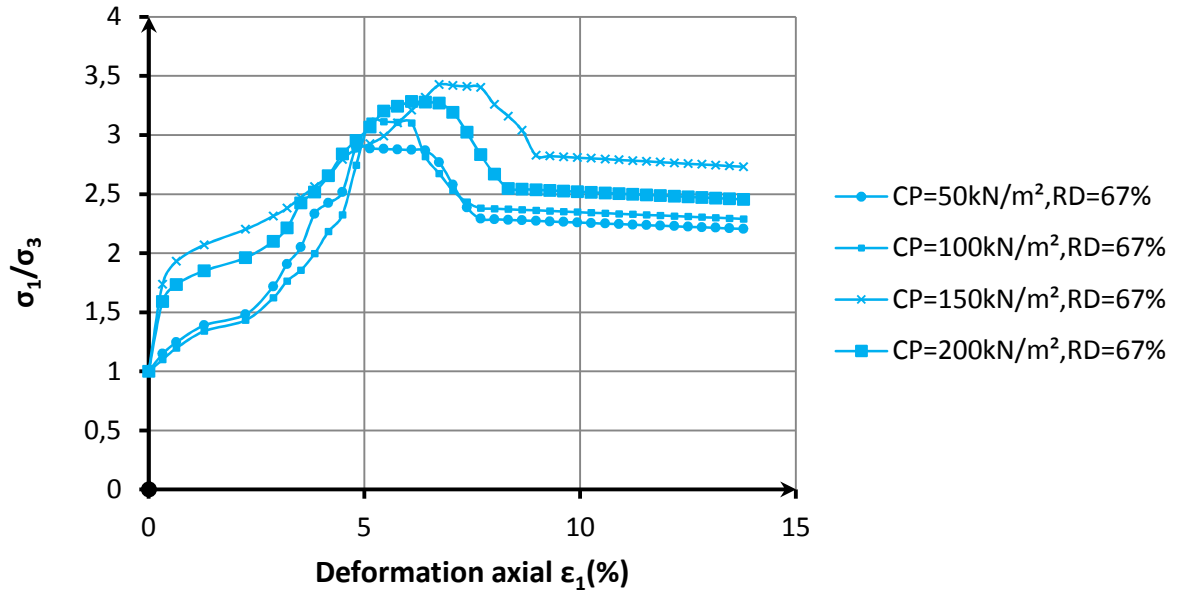


Fig.5.28 Relation rapport de contrainte-Déformation axial pour sable renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement

### Sable Echatt renforcé à 2 disques ,Dr=67%

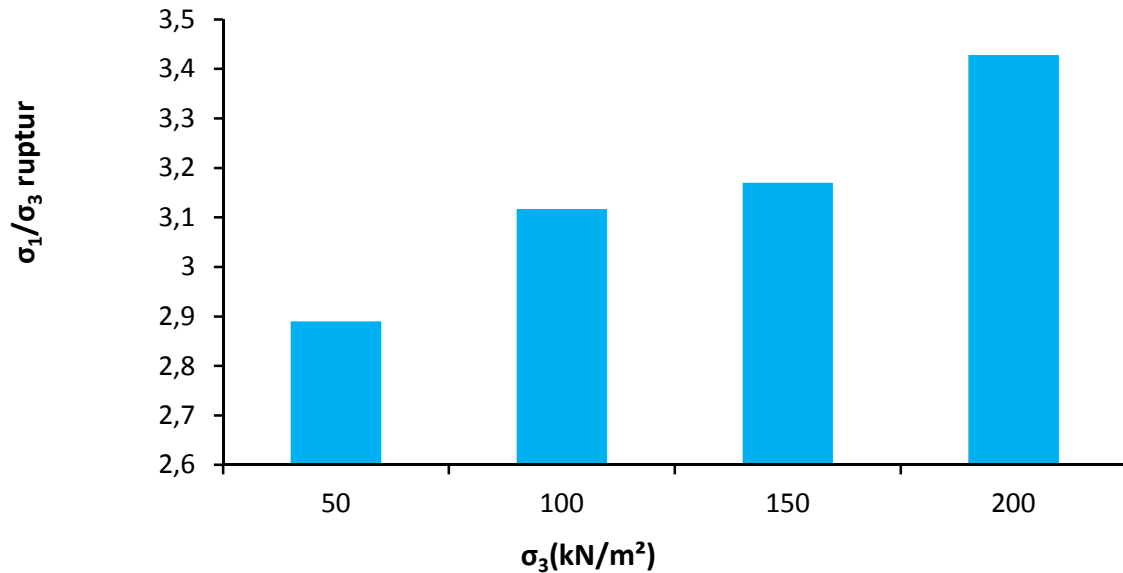


Fig.5.29 Variation du rapport des contraintes à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

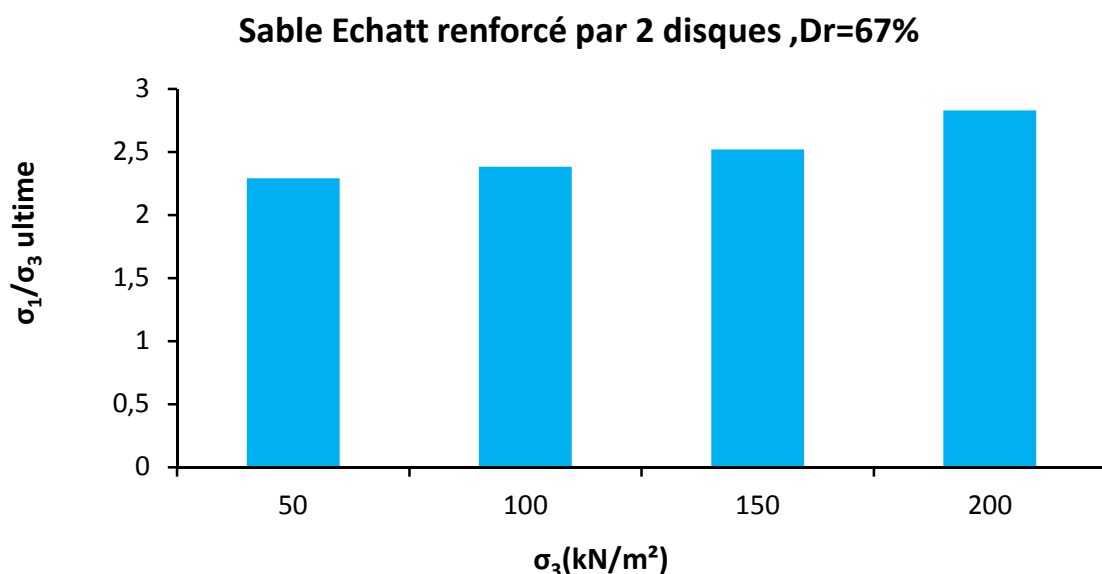
A l'état ultime, le changement du confinement influe aussi sur le rapport de contrainte ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) et la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ). L'augmentation de la contrainte hydrostatique engendre automatiquement un accroissement du rapport de contrainte ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) correspondant à un état de volume constant. Haeri(2000).

Le tableau 5.18 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements ( $\sigma_3$ ) de 50, 100, 150 et 200kN/m<sup>2</sup> aussi bien pour les rapports des contraintes que la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) qui lui correspond.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à l'état ultime	Déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à l'état ultime
50	2.26	7.59
100	2.38	7.69
150	2.52	8.33
200	2.83	8.97

**Tab.5.18 Valeurs du déviateur et la déformation axiale à l'état ultime**

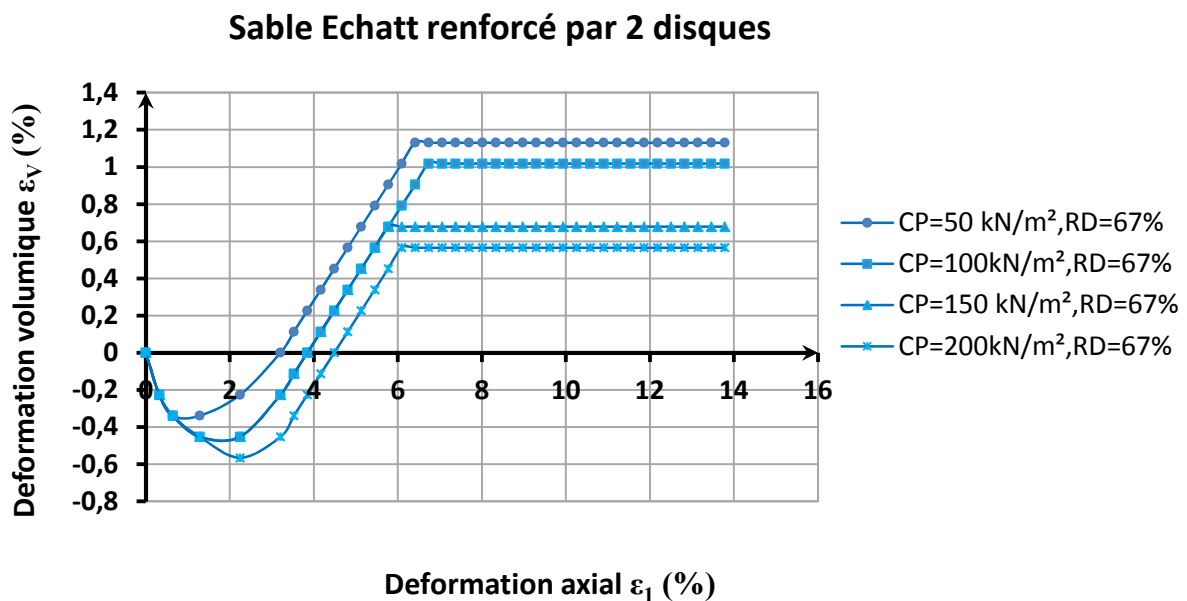
Le rapport des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) en fonction de l'évolution de la déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à l'état ultime est donné sur les figures 5.28 et 5.30. Les deux montrent un accroissement du rapport des contraintes lorsque le confinement ( $\sigma_3$ ) croît de 50 à 200kN/m<sup>2</sup>.



**Fig.5.30 Variation du rapport des contraintes en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime**



L'évolution du changement de volume ( $\varepsilon_v$ ) en fonction de l'accroissement des contraintes hydrostatiques imposées est donnée sur la figure 5.31 Cette figure montre que plus le confinement est important plus la contraction de l'éprouvette de sol est grande à l'état initial du cisaillement, c'est-à-dire entre 0 et 2 % déformation. Au-delà de 2% toutes les éprouvettes exhibent une dilatation. Celle-ci est plus importante lorsque le confinement est faible en magnitude. Le changement volumétrique ( $\varepsilon_v$ ) pour les quatre éprouvettes testées atteint un seuil à large déformation ou il n y a plus de changement de volume. Cet état correspond à l'état de volume constant



**Fig.5.31 Relation déformation volumique - Déformation axiale pour sable renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement**

Les magnitudes des déformations volumétriques ( $\varepsilon_v$ ) à la rupture pour les quatre contraintes hydrostatiques appliquées sont données sur la figure 5.32. Il est bien évident d'après celle-ci que la contrainte volumétrique à la rupture diminue avec l'accroissement de la contrainte de confinement ( $\sigma_3$ ) appliquée. Haeri(2000),Radoslaw.L(2003),Tan(2005)

Elle passe d'une valeur de 0.56% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m<sup>2</sup> à 0.45%, 0.42% , et 0.4% pour les contraintes appliquées de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 5.19.

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique ( $\epsilon_v$ ) à la rupture	Déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à la rupture
50	0.56	4.8
100	0.45	5.1
150	0.42	6.09
200	0.4	6.73

Tab.5.19 Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à la rupture

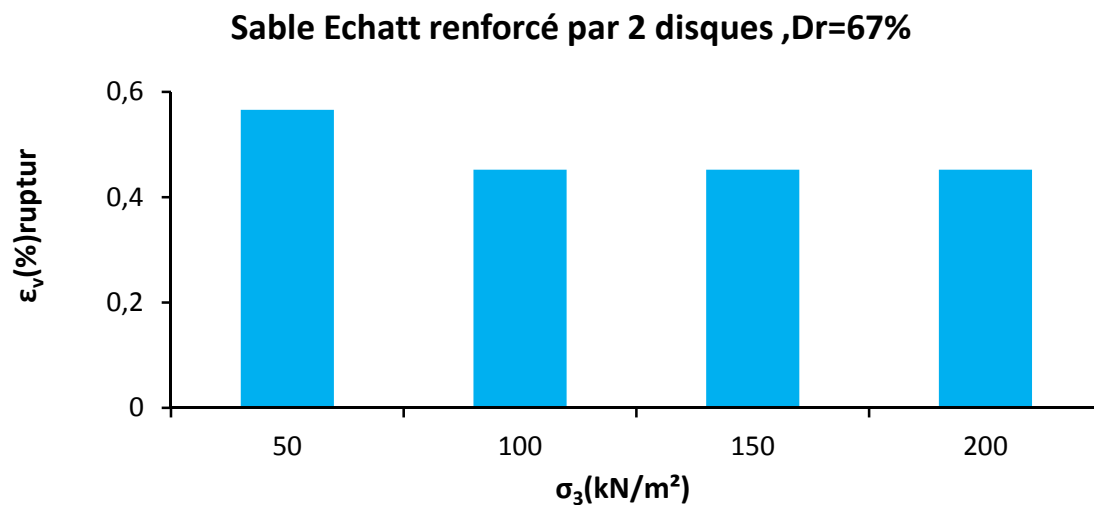


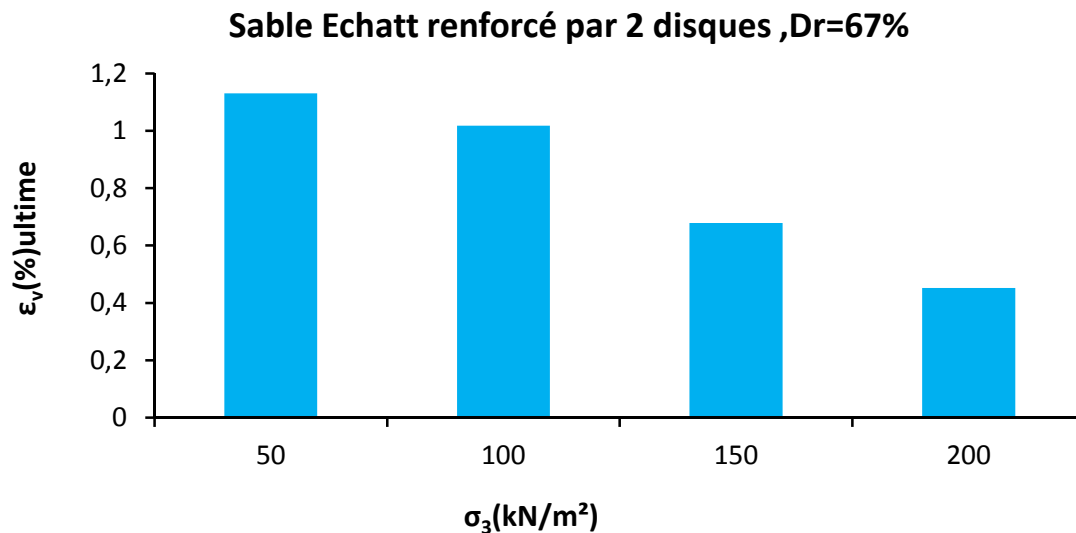
Fig.5.32 Variation du déformation volumique à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

A l'état ultime la déformation volumique ( $\epsilon_v$ ) semble régresser lorsque la contrainte hydrostatique croît comme le montre la figure 5.33. La déformation passe d'une valeur de 1.13% pour 50kN/m<sup>2</sup> de confinement à 1.01%, 0.79%, et 0.45 % de déformation pour les contraintes de 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 5.20

.Haeri (2000)

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique à ( $\epsilon_v$ ) l'état ultime	Déformation axiale ( $\epsilon_1$ ) à l'état ultime
50	1.47	7.37
100	1.24	7.69
150	0.69	8.0
200	0.56	8.33

Tab.5.20 Valeurs des déformations volumiques et des déformations axiales à l'état ultime.



**Fig.5.33 Variation de la déformation volumique en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime**

### **2.1.2 Comportement de sable en fonction de l'évolution de la contrainte latérale**

La figure 5.34 présente l'évolution du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) en fonction de la déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent clairement l'effet important de la contrainte de confinement sur la relation  $\sigma_{dev} = f(\epsilon_3)$ . Elles présentent un accroissement continu du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) pour atteindre une valeur max au pic suivi d'un écrouissage lorsque la contrainte latérale ( $\epsilon_3$ ) augmente. La résistance de sol semble diminuer et atteindre une valeur pratiquement constante par la suite. Un tel comportement correspond à la résistance ultime du sable.

En effet, la valeur du déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup> est de 94.5kN/m<sup>2</sup> pour une déformation latérale de -2.12%. Cette contrainte passe à une valeur de 311.7, 325.6 et 685 kN/m<sup>2</sup> lorsque les contraintes hydrostatiques sont de 100, 150, et 200 kN/m<sup>2</sup> successivement pour des déformations latérales ( $\epsilon_3$ ) à la rupture de -2.33 %, -2.8% et enfin -3.19%. Ces valeurs sont résumées sur le tableau 5.21 .

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

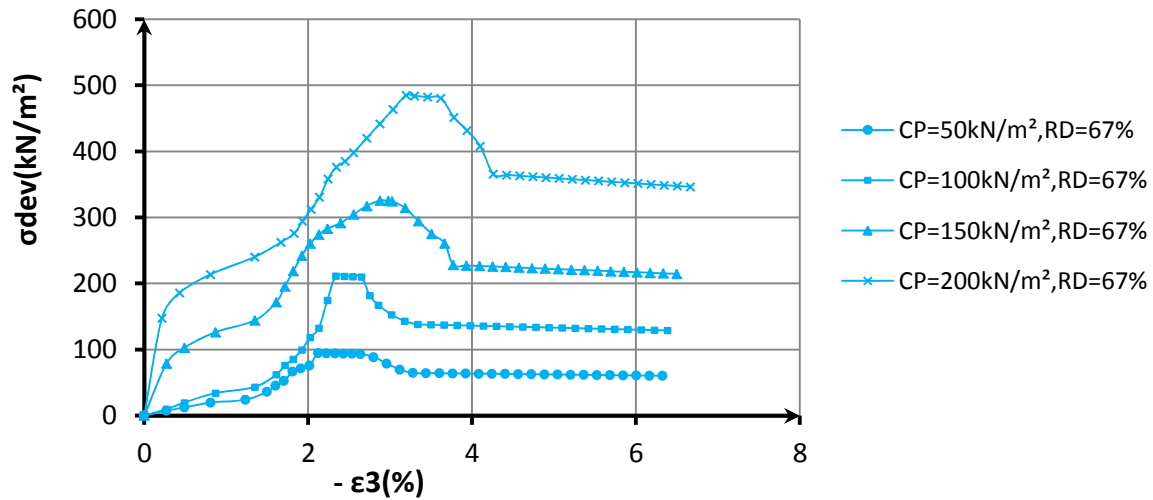


Fig.5.34 Relation Déviateur-Déformation latérale pour sable renforcé par 2 disques à différents confinements

Confinement ( $\sigma_3$ )	Déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à la rupture	Déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) à la rupture
50	94.5	-2.12
100	211.7	-2.33
150	325.6	-2.82
200	481	-3.19

Tab.5.21 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à la rupture

A l'état ultime, le changement du confinement ( $\sigma_3$ ) semble avoir aussi une certaine influence sur le déviateur et la déformation latérale. L'augmentation du confinement augmente automatiquement le déviateur à l'état ultime correspondant à un état à volume constant. Le tableau 5.22 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>.

Confinement ( $\sigma_3$ )	Déviateur ( $\sigma_{dev}$ ) à l'état ultime	Déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) à l'état ultime
50	63	-3.28
100	138	-3.33
150	228	-3.77
200	366	-4.26

Tab.5.22 Valeurs du déviateur et la déformation latérale principales à l'état ultime

Une observation importante est actuellement faite concernant la déformation latérale principale qui se développe lors de tous les essais effectués. En effet toutes ces déformations sont des déformations de traction de signe négatif. Ces dernières mettent en évidence l'utilité de l'utilisation des inclusions horizontales souples pour renforcer les sols sableux.

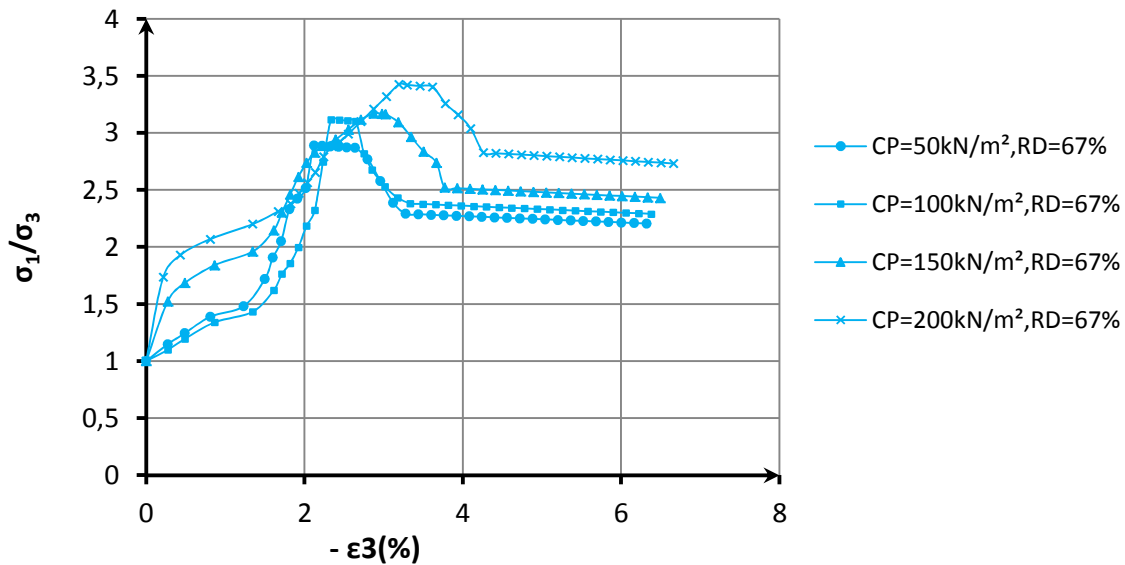
La figure 5.35 présente l'évolution des rapports des contraintes principales ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) en fonction de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ). Cette évolution commence par une mobilisation progressive de la résistance au cisaillement pour atteindre un maximum suivi par la suite par un écrouissage et donc une perte progressive de cette dernière pour atteindre enfin de compte une valeur constante lorsque le changement volumétrique devient insignifiant.

Plus la contrainte hydrostatique ( $\sigma_3$ ) est importante plus la valeur des rapports des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) est plus élevée. Les valeurs de 2.87, 3.11, 3.17 et 3.42 correspondant aux confinements de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> à une déformation latérale de -2.12%, -2.33%, -2.82%, -3.19% respectivement ont été obtenus. Les déformations latérales ( $\varepsilon_3$ ) sont toutes des déformations de traction de signe négatif. Le tableau 5.23 résume les valeurs obtenues.

<b>Confinement (<math>\sigma_3</math>)</b>	<b>Rapport des contraintes (<math>\sigma_1/\sigma_3</math>) à la rupture</b>	<b>Déformation latérale (<math>\varepsilon_3</math>) à la rupture</b>
50	2.87	-2.12
100	3.11	-2.33
150	3.17	-2.82
200	3.42	-3.19

**Tab.5.23 Valeurs du Rapport des contraintes et la déformation latérale principales à la rupture**

### Sable Echatt renforcé par 2 disques



**Fig.5.35 Relation rapport de contrainte -Déformation latérale pour sable renforcé par 2 disques différents contraints de confinement**

A l'état ultime, le changement du confinement influe aussi sur le rapport de contrainte ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) et la déformation latérale principale ( $\epsilon_3$ ). L'augmentation de la contrainte hydrostatique engendre automatiquement un accroissement du rapport de contrainte correspondant à un état de volume constant. Le tableau 5.24 donne les différentes valeurs obtenues pour les confinements de 50, 100, 150 et 200kN/m<sup>2</sup> aussi bien pour les rapports des contraintes que la déformation latérale qui lui correspond.

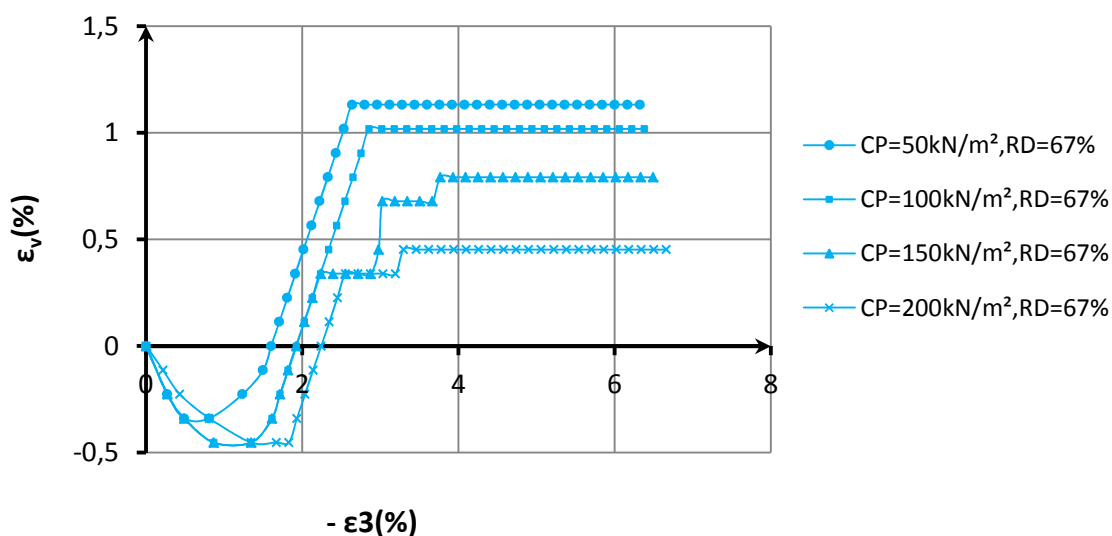
Confinement( $\sigma_3$ )	Rapport des contraintes ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) à l'état ultime	Déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) à l'état ultime
50	2.26	-3.28
100	2.38	-3.33
150	2.52	-3.77
200	2.83	-4.26

**Tab.5.24 Valeurs du rapport de contrainte et la déformation latérale principales à l'état ultime**

L'évolution du changement de volume ( $\epsilon_v$ ) en fonction de la déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) à l'accroissement des contraintes hydrostatiques( $\sigma_3$ ) imposées est donnée sur la figure 5.36. Cette figure montre que plus le confinement est important plus la contraction de l'éprouvette de sol est élevée à l'état initial du cisaillement, c'est-à-dire entre 0 et -1.5% déformation

latérale. Au-delà de -1.5% toutes les éprouvettes exhibent une dilatation. Celle-ci est plus importante lorsque le confinement est faible en magnitude. Le changement volumétrique ( $\epsilon_v$ ) pour les quatre éprouvettes testées atteint un seuil à une déformation latérale d'environ -2.5%. Au-delà le sable montre aucun de changement de volume. Cet état correspond à l'état ultime à volume constant

### Sable Echatt renforcé par 2 disques



**Fig.5.36 Relation déformation volumique-Déformation latéral pour sable renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement**

Les magnitudes des déformations volumétriques ( $\epsilon_v$ ) à la rupture pour les quatre contraintes hydrostatiques appliquées passent d'une valeur de 0.56% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m<sup>2</sup> à 0.45, 0.42, et 0.4% pour les déformations latérales -2.12% , -2.33%, -2.82% et -3.19%. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 5.25 .

Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique( $\epsilon_v$ ) à la rupture	Déformation latérale( $\epsilon_3$ ) à la rupture
50	0.56	-2.12
100	0.45	-2.33
150	0.42	-2.82
200	0.4	-3.19

**Tab.5.25 Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales principales à la rupture**

Les magnitudes des déformations volumétriques ( $\varepsilon_v$ ) à l'état ultime pour les quatre contraintes hydrostatiques ( $\sigma_3$ ) appliquées passent d'une valeur de 1.47% pour une contrainte hydrostatique de 50 kN/m<sup>2</sup> à 1.24, 0.69 et 0.56% pour les déformations latérales -3.28% , -3.33%, -3.77% et -4.26%. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 5.26

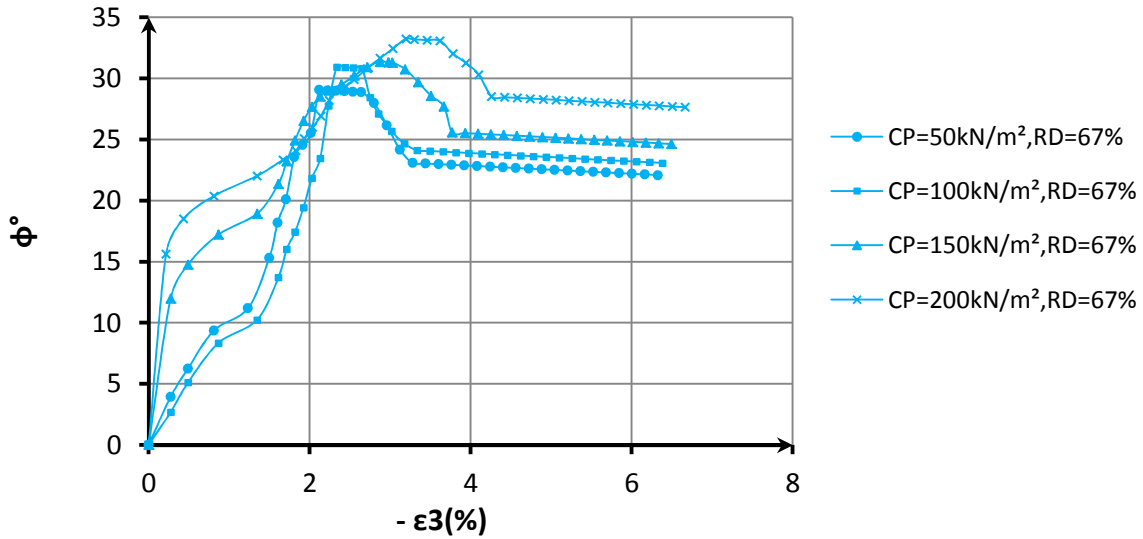
Confinement( $\sigma_3$ )	Déformation volumique ( $\varepsilon_v$ ) à l'état ultime	Déformation latérale( $\varepsilon_3$ ) à l'état ultime
50	1.47	-3.28
100	1.24	-3.33
150	0.69	-3.77
200	0.56	-4.26

**Tab.5.26 Valeurs des déformations volumiques et des déformations latérales principales à l'état ultime**

La figure 5.37 présente l'évolution de l'angle de frottement ( $\phi$ ) en fonction de la déformation axiale latéral( $\varepsilon_3$ ) pour les quatre contraintes de confinement ( $\sigma_3$ ) étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. La forme des quatre courbes n'est pas une droite horizontale comme supposée dans les théories des poussées des terres de Rankine et Coulomb. Les quatre courbes montrent plutôt clairement que l'angle de frottement interne évolue en fonction de la déformation latérale de traction. L'effet important de la contrainte de confinement( $\sigma_3$ ) sur cette évolution est aussi bien évident puisque lorsque la contrainte hydrostatique croît, la courbe est plutôt plus accentuée et l'angle de frottement interne max  $\phi_{max}$  est plus grand. Cela est aussi valable pour l'angle de frottement interne à volume constant  $\phi_{cv}$ . Le tableau ci dessous donne les valeurs des angles de frottement interne au pic et à volume constant pour les quatre contraintes hydrostatique utilisées dans cette campagne d'essais.

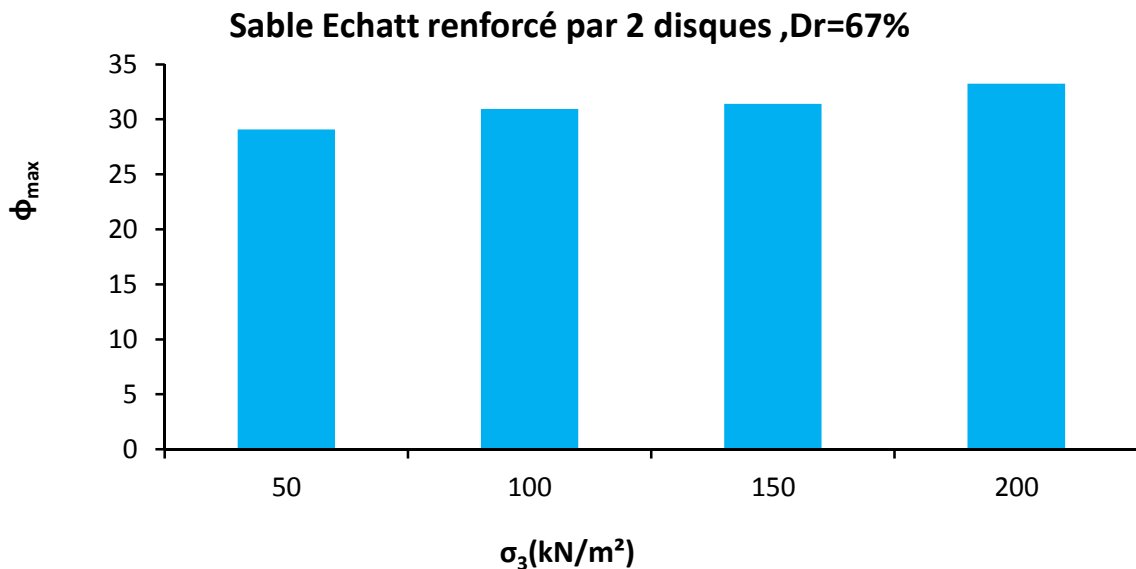


### Sable Echatt renforcé par 2 disques



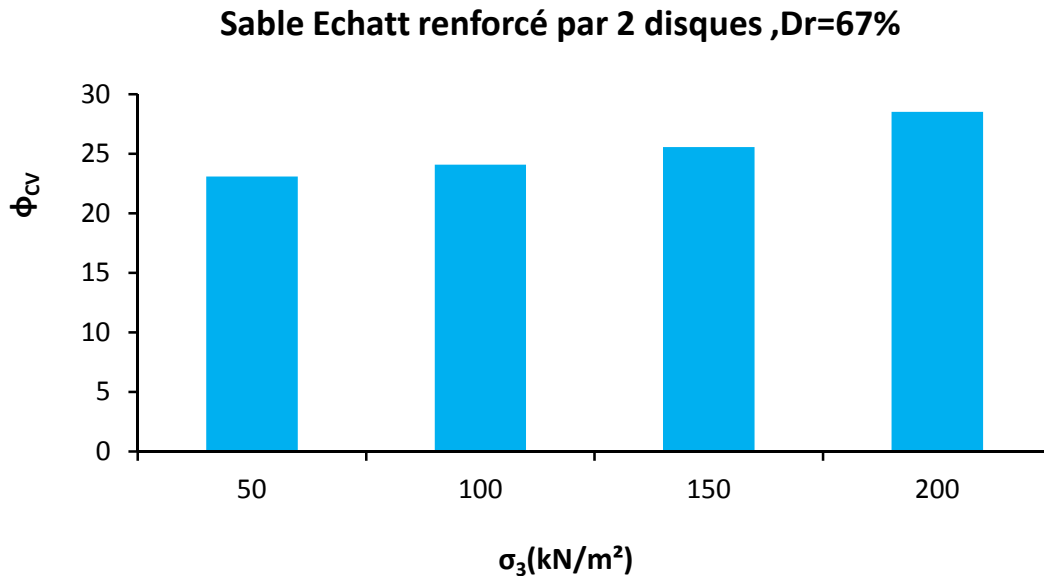
**Fig.5.37 Relation angle de frottement interne - Déformation latérale pour sable renforcé à 2 disques différents contraints de confinement**

La figure 5.38 montre cette augmentation de l'angle de frottement au pic  $\phi_{max}$  en fonction du confinement ( $\sigma_3$ ) sous forme d'histogramme. En effet l'angle de frottement interne au pic pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de 28.8°. Il atteint une valeur de 30.9°, 31.3°, 33.2° lorsque les contraintes hydrostatiques sont de 100, 150, et 200 kN/m<sup>2</sup> successivement.



**Fig.5.38 Variation de l'angle de frottement interne au pic en fonction de la contrainte de confinement**

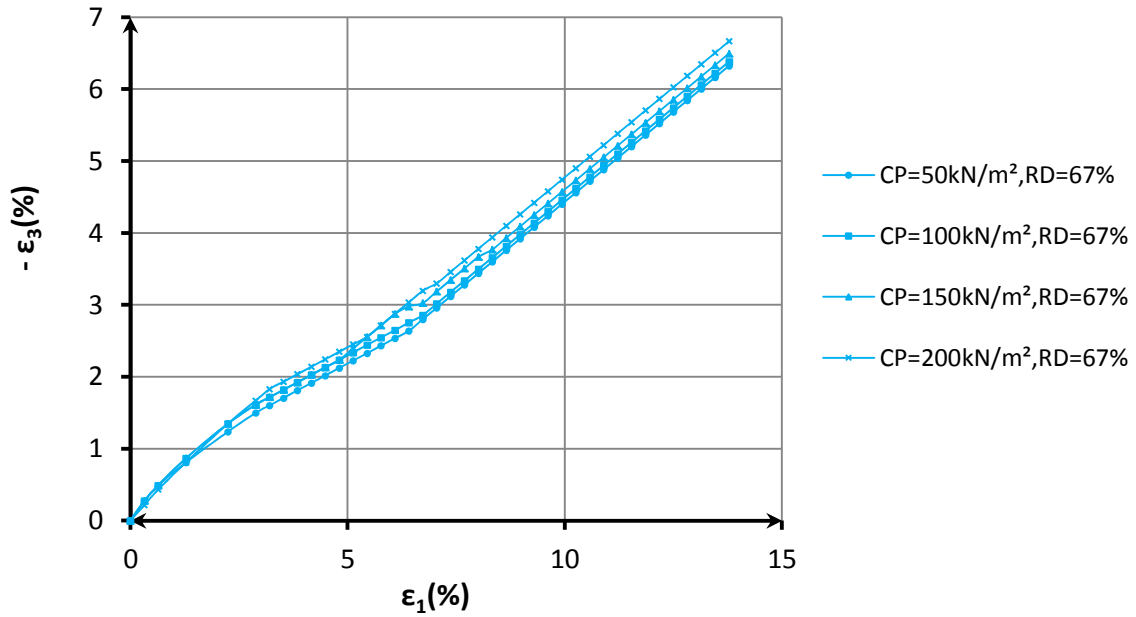
L'accroissement de la contrainte de confinement influe apparemment aussi sur l'angle de frottement interne à l'état ultime comme le montre la figure 5.39. La figure montre un accroissement de l'angle de frottement. Elle passe de 23° pour 50kN/m<sup>2</sup> de confinement à 24°,25.5°,28.5°respectivement pour les contraintes hydrostatiques de 100, 150 et 200 .HAEIRI (2000),



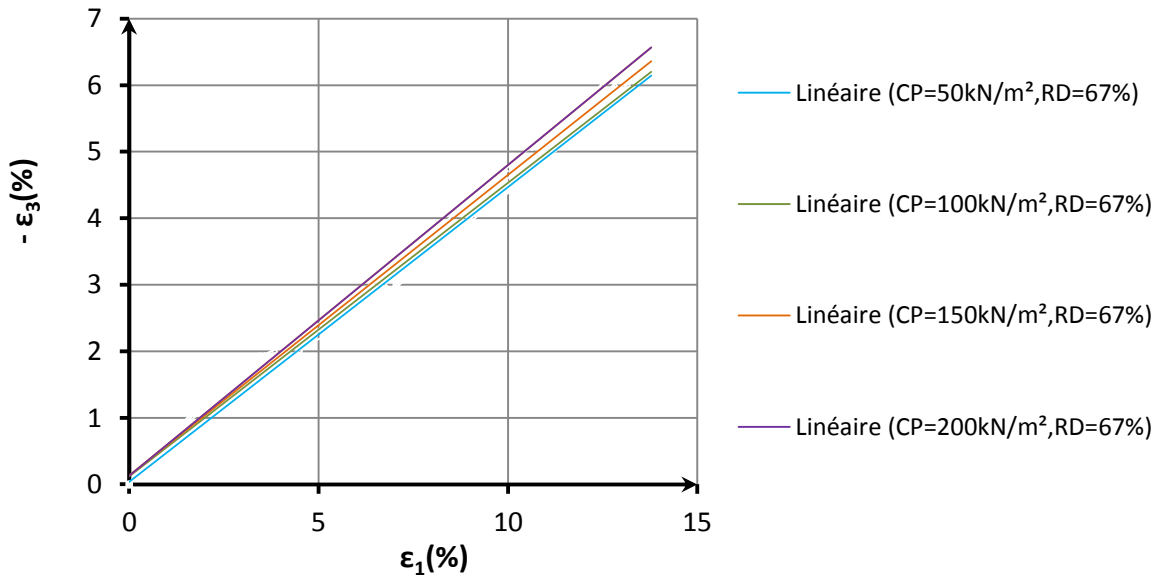
**Fig.5.39** Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

La figure 5.40 présente l'évolution de la déformation latérale ( $\varepsilon_3$ ) en fonction de la déformation axiale ( $\varepsilon_1$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent une légère différence sous l'effet de la contrainte de confinement sur la relation  $\varepsilon_3 = f(\varepsilon_1)$ . En effet, une augmentation de confinement provoque un déplacement des courbes vers la gauche. Ce qui est mieux observé lorsque les courbes obtenues sont présentées par des lignes de tendance. Ces dernières montrent que lorsque la contrainte de confinement augmente la pente de la ligne de tendance correspondante s'élève. En aucun cas ces courbes ne montrent une égalité des déformations latérales et axiales comme supposées dans les théories de Rankine et Coulomb.

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

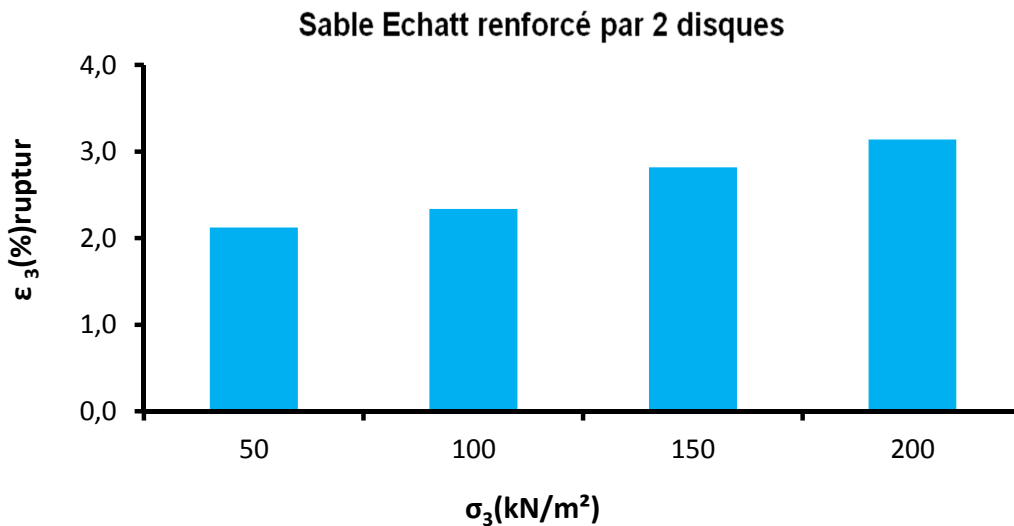


### Sable Echatt renforcé par 2 disques



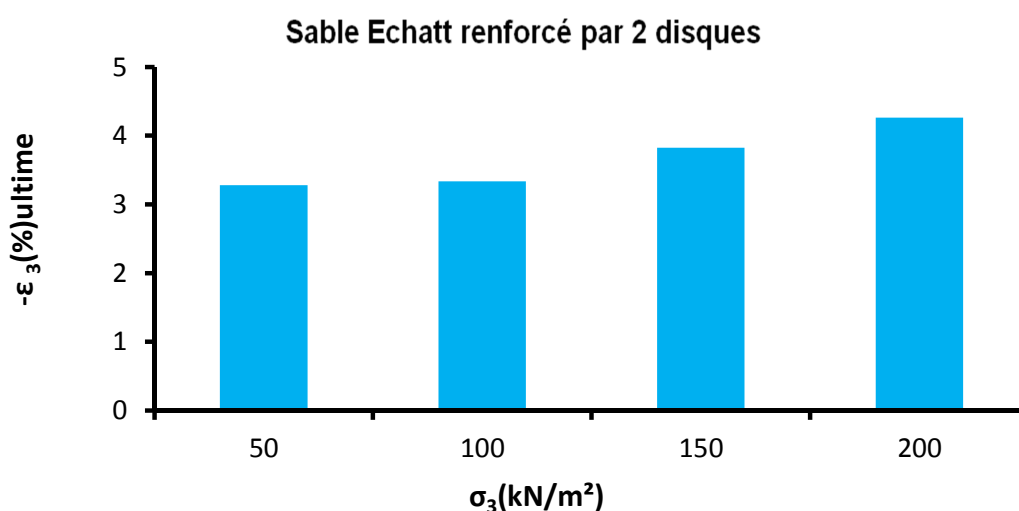
**Fig.5.40** Variation Déformation latéral – Déformation axial pour sable renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement

La figure 5.41 montre cette augmentation de la déformation latérale( $\epsilon_3$ ) à la rupture en fonction du confinement( $\sigma_3$ ). En effet la valeur de la déformation latérale à la rupture pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup>100 kN/m<sup>2</sup>, 150 kN/m<sup>2</sup>, et 200 kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de -2.12%,-2.33%,-2.82%,-3.19% successivement.



**Fig.5.41** Variation de la déformation latérale à la rupture en fonction de la contrainte de confinement

La figure 5.42 montre l'augmentation de la déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) à l'état ultime en fonction du confinement( $\sigma_3$ ). En effet la valeur de la déformation latérale ultime pour un confinement de 50kN/m<sup>2</sup>100 kN/m<sup>2</sup>, 150 kN/m<sup>2</sup>, et 200 kN/m<sup>2</sup> est de l'ordre de -3.28%,-3.33%,-3.77%,-4.26 % successivement.



**Fig.5.42** Variation de la déformation latérale en fonction de la contrainte de confinement à l'état ultime

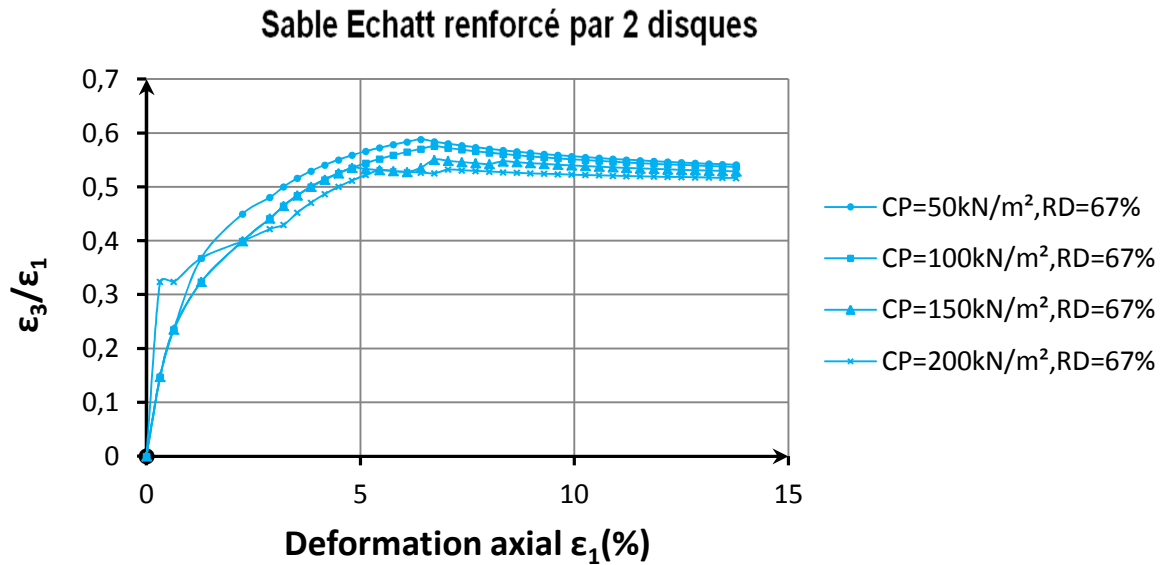
La figure 5.43 présente l'évolution du coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) en fonction de la déformation axiale principale majeure ( $\varepsilon_1$ ) pour les quatre contraintes de confinement étudiées 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup>. Les quatre courbes montrent clairement que le coefficient de Poisson n'est une valeur constante mais plutôt varie en fonction de l'évolution de la déformation axiale. Toutes ces courbes présentent un pic suivi d'une diminution de la magnitude du coefficient de poisson pour atteindre en fin de compte une valeur constante. Mieux encore, l'augmentation du confinement influe d'une manière claire sur l'évolution du coefficient de poisson. Un accroissement de la contrainte hydrostatique résulte en une diminution du coefficient de poisson à la rupture et à l'état ultime. Ces valeurs sont présentées sur le tableau 5.27 et 5.28

Confinement( $\sigma_3$ )	coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) à la rupture	Déformation axiale( $\varepsilon_1$ ) à la rupture
50	-0.56	4.8
100	-0.54	5.1
150	-0.53	6.09
200	-0.52	6.73

**Tab.5.27 Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales principales à la rupture**

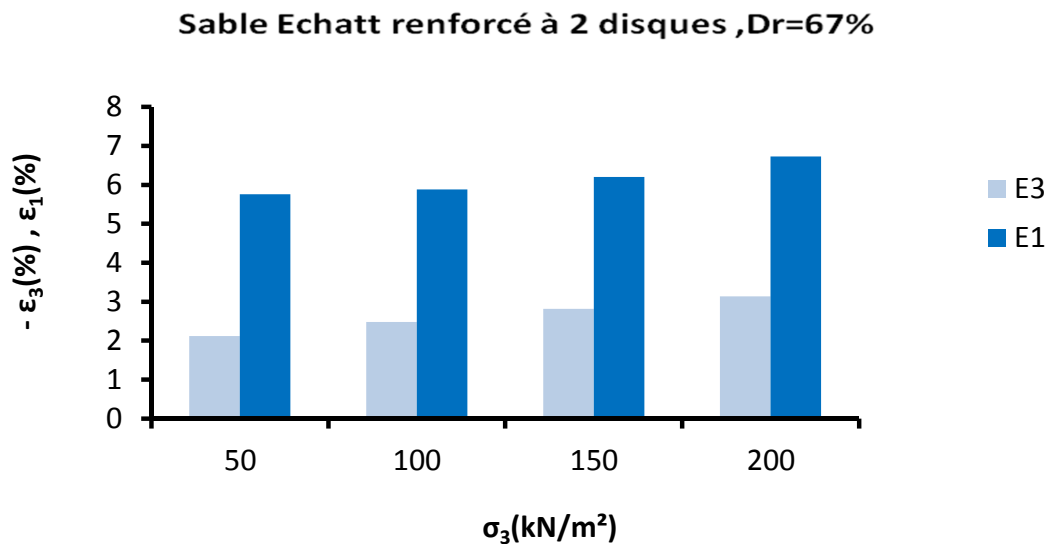
Confinement( $\sigma_3$ )	coefficient de poisson ( $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ ) à l'état ultime	Déformation axiale( $\varepsilon_1$ ) à l'état ultime
50	-0.58	7.59
100	-0.57	7.69
150	-0.54	8.33
200	-0.52	8.97

**Tab.5.28 Valeurs des coefficients de poisson et des déformations axiales principales à l'état ultime**



**Fig.5.43 Relation rapport de contrainte -Déformation latérale pour sable renforcé par 2 disques à différentes contraintes de confinement**

La figure 5.44 présente la variation de la déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) et la déformation axiale principale ( $\epsilon_1$ ) en fonction de la variation des contraintes de confinement ( $\sigma_3$ ) pour le sable Echatt renforcé par 1 disque sous forme d'histogramme, l'augmentation de la contrainte de confinement engendre une augmentation de la déformation latérale ( $\epsilon_3$ ) et la déformation axiale principale ( $\epsilon_1$ ), aussi il est clairement vu que l'échantillon subit une déformation latérale avant sa déformation axiale.



**Fig.5.44 variation de la déformation latérale et axiale en fonction de la contrainte hydrostatique pour le sable renforcé par 2 disques**

### 3 - COMPARAISON

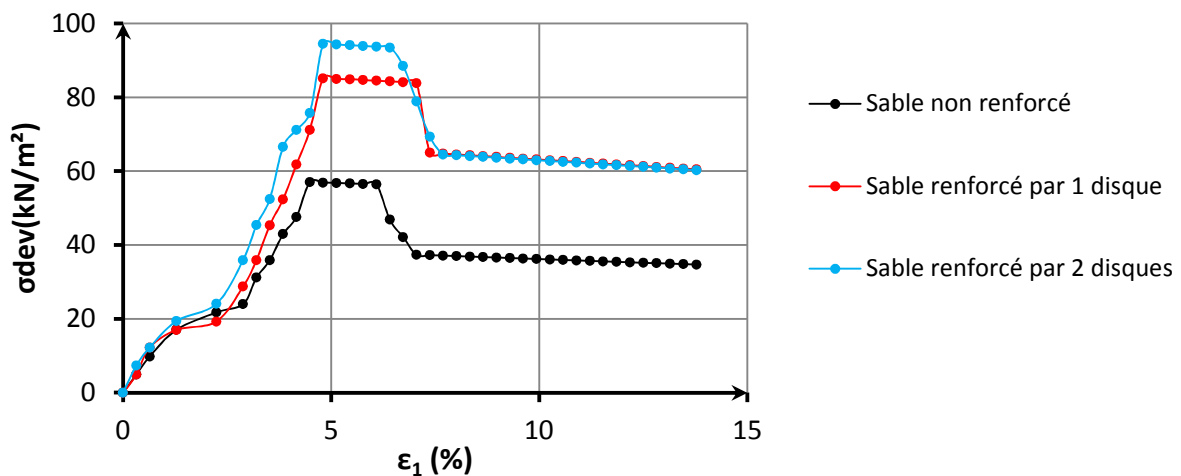
L'influence du nombre d'inclusions horizontales sur le comportement du sable d'Echatt a été étudiée et analysées par une comparaison des différentes courbes donnant l'évolution du déviateur, le rapport des contraintes, le changement volumétrique, le rapport des déformations ainsi que l'angle de frottement interne en fonction de l'évolution des déformations axiale et latérales.

Les figures 5.45, 5.46, 5.47 et 5.47 présentent l'évolution du déviateur pour les contraintes hydrostatiques de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> en fonction de la déformation axiale principale.

Il est tout à fait clair que les courbes montrent une amélioration de l'évolution du déviateur lorsque le nombre de disque en géotextile augmente de 0 à 2 disques. Haeri(2000)

Cette observation est valable aussi bien pour le déviateur à la rupture que pour le déviateur à l'état ultime Tableau.5.29, 5.30, 5.31, 5.32.

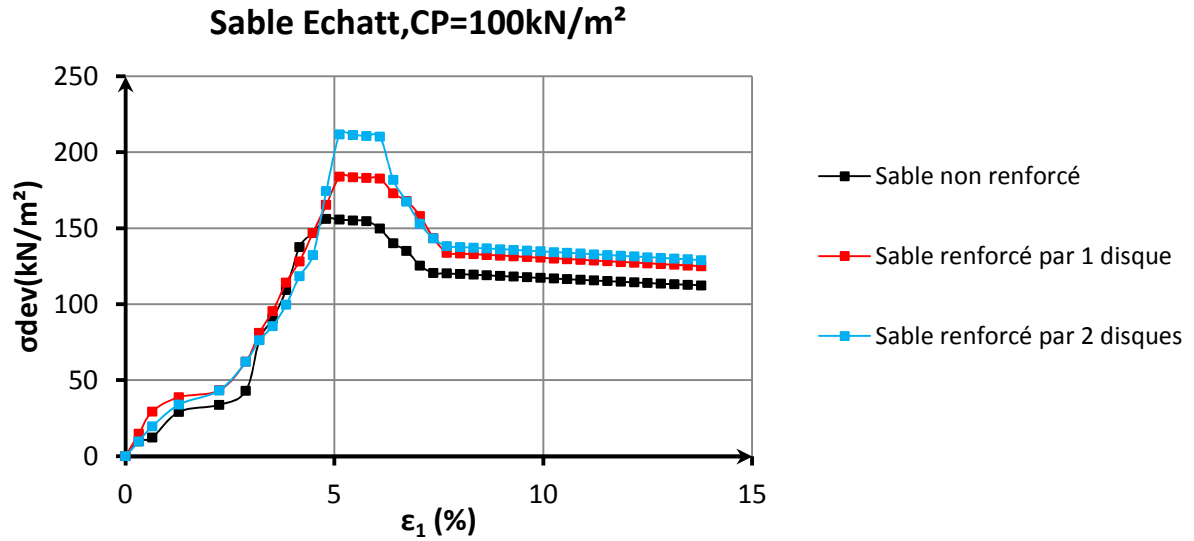
**Sable Echatt, CP=50kN/m<sup>2</sup>**



**Fig.5.45. Influence de nombre de disque sur le déviateur,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

Confinement de 50kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\sigma_{dev}$ )	57	37
	( $\epsilon_1$ )	4.48	7
1	( $\sigma_{dev}$ )	84	63
	( $\epsilon_1$ )	4.8	7.37
2	( $\sigma_{dev}$ )	94.5	63
	( $\epsilon_1$ )	4.8	7.59

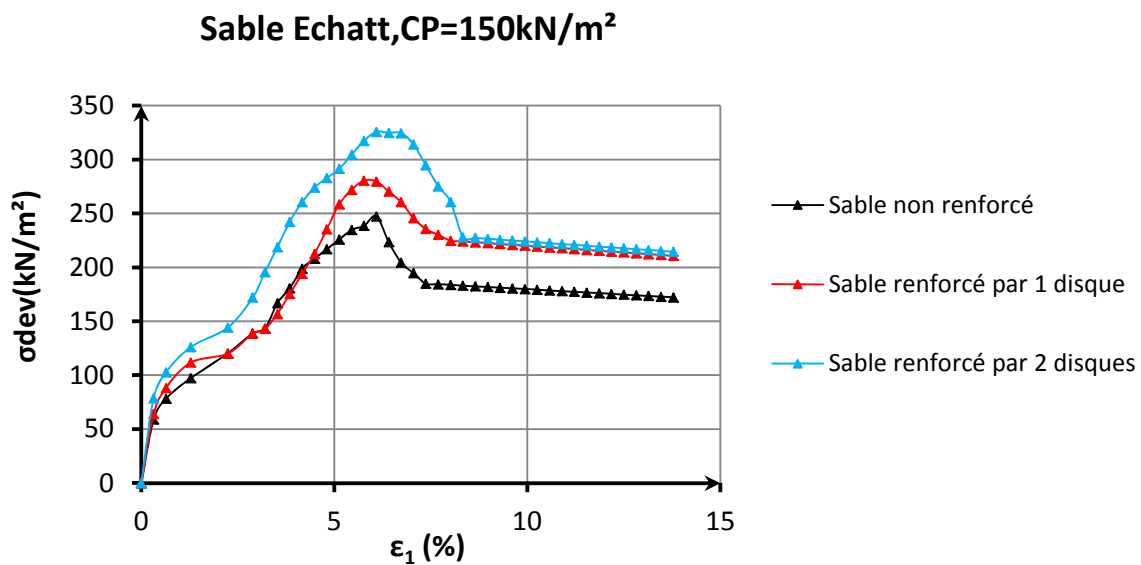
**Tab.5.29 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**



**Fig.5.46. Influence de nombre de disque sur le déviateur,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$**

Confinement de 100kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\sigma_{dev}$ )	156	120
	( $\epsilon_1$ )	4.8	7.2
1	( $\sigma_{dev}$ )	183	133
	( $\epsilon_1$ )	5.12	7.69
2	( $\sigma_{dev}$ )	211.7	138
	( $\epsilon_1$ )	5.1	7.69

**Tab.5.30 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$**



**Fig.5.47. Influence de nombre de disque sur le déviateur,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$**



Confinement de 150kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\sigma_{dev}$ )	234	184
	( $\epsilon_1$ )	5.4	7.3
1	( $\sigma_{dev}$ )	280	224
	( $\epsilon_1$ )	5.76	8
2	( $\sigma_{dev}$ )	325.6	228
	( $\epsilon_1$ )	6.09	8.33

Tab.5.31 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

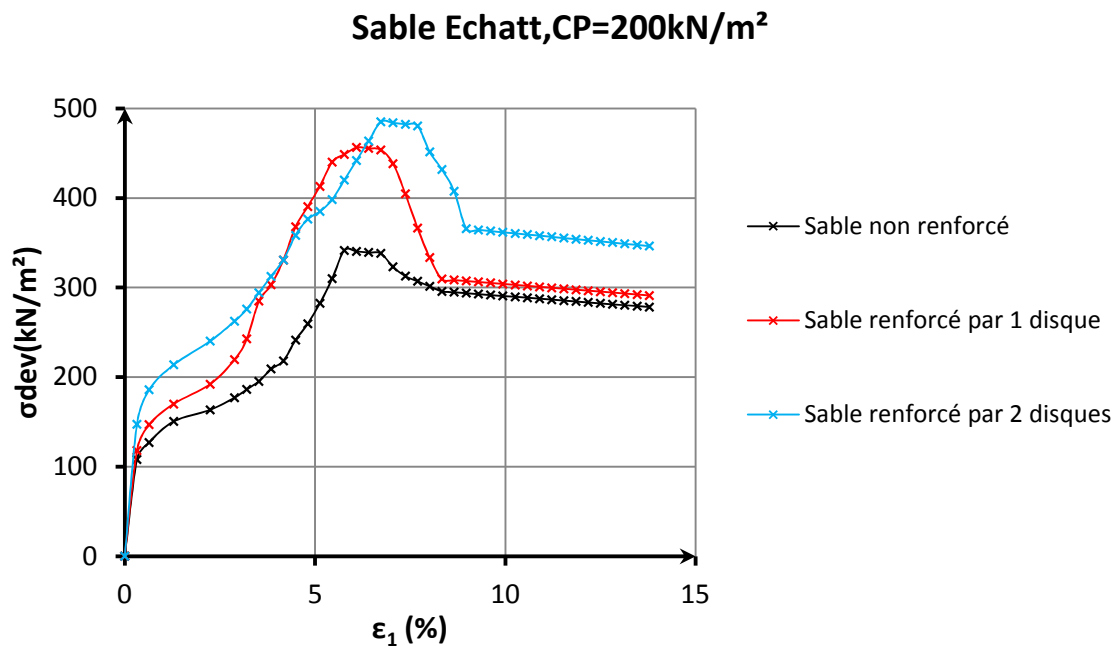
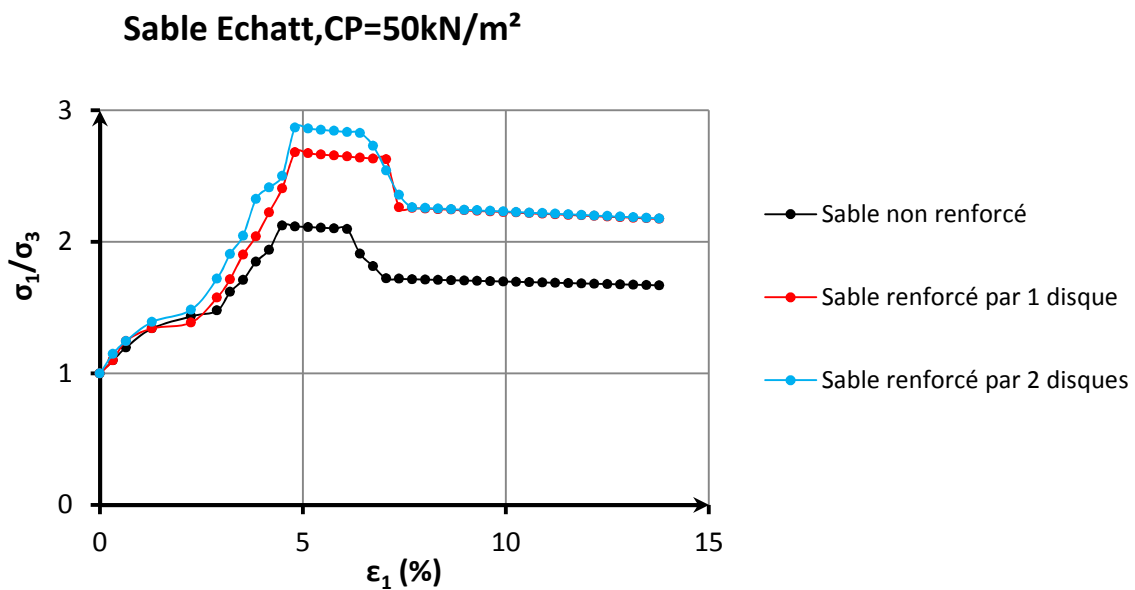


Fig.5.48. Influence de nombre de disque sur le déviateur,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Confinement de 200kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\sigma_{dev}$ )	341	295
	( $\epsilon_1$ )	5.7	8.3
1	( $\sigma_{dev}$ )	456	309
	( $\epsilon_1$ )	6	8.33
2	( $\sigma_{dev}$ )	481	366
	( $\epsilon_1$ )	6.73	8.97

Tab.5.32 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Les courbes 5.49, 5.50, 5.51 et 5.52 présente le comportement du sol sableux non renforcé et renforcé à un et deux disques. Les observations faites lors du déviateur sont encore une fois confirmées par l'étude de l'évolution des rapports des contraintes principales en fonction de la déformation axiale principale. En effet plus le nombre de disques augmente et plus la résistance du sol, exprimée par le rapport des contraintes principales, s'améliore. les tableaux 5.33, 5.34, 5.35, 5.36 présentes les valeurs des rapports de contrainte a la rupture et à l'état ultime



**Fig.5.49 Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

<b>Confinement de 50kN/m<sup>2</sup></b>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.14	1.72
	$(\epsilon_1)$	4.48	7
1	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.7	2.29
	$(\epsilon_1)$	4.8	7.37
2	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.87	2.26
	$(\epsilon_1)$	4.8	7.59

**Tab.5.33 Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte - déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

### Sable Echatt, CP=100kN/m<sup>2</sup>

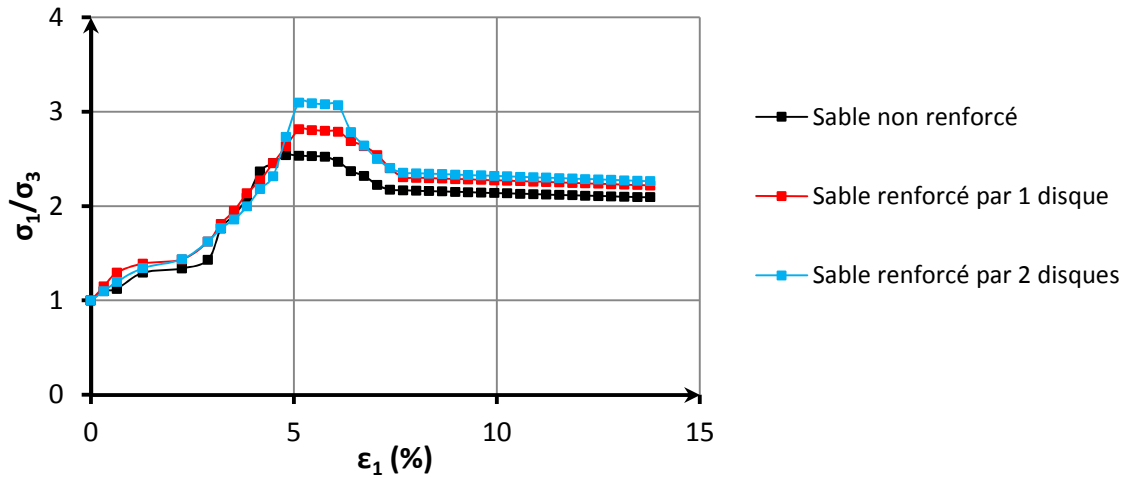


Fig.5.50. Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Confinement de 100kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.55	2.2
	$(\epsilon_1)$	4.8	7.2
1	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.83	2.33
	$(\epsilon_1)$	5.12	7.69
2	$(\sigma_1/\sigma_3)$	3.11	2.38
	$(\epsilon_1)$	5.1	7.69

Tab.5.34 Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte- déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt, CP=150kN/m<sup>2</sup>

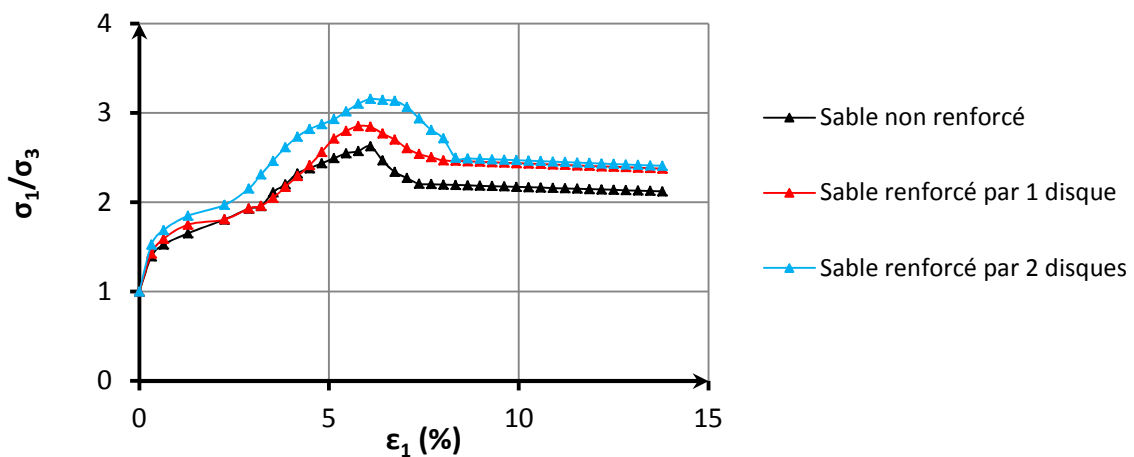


Fig.5.51. Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.57	2.23
	$(\varepsilon_1)$	5.4	7.3
1	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.86	2.49
	$(\varepsilon_1)$	5.76	8
2	$(\sigma_1/\sigma_3)$	3.17	2.52
	$(\varepsilon_1)$	6.09	8.33

Tab.5.35 Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte -déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

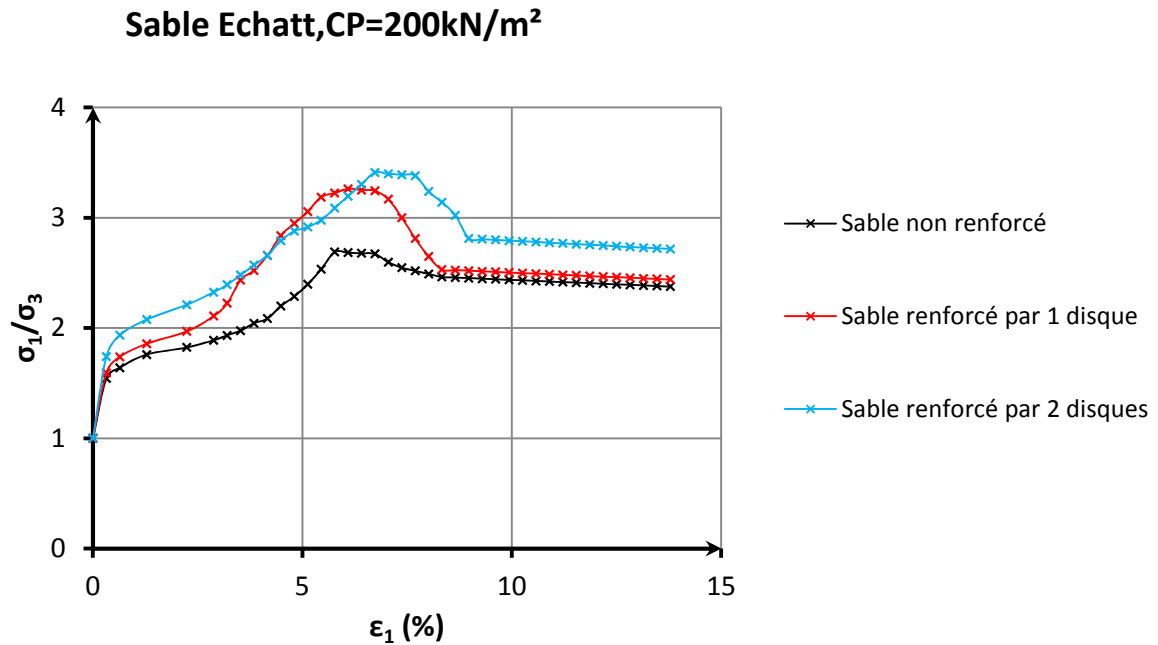
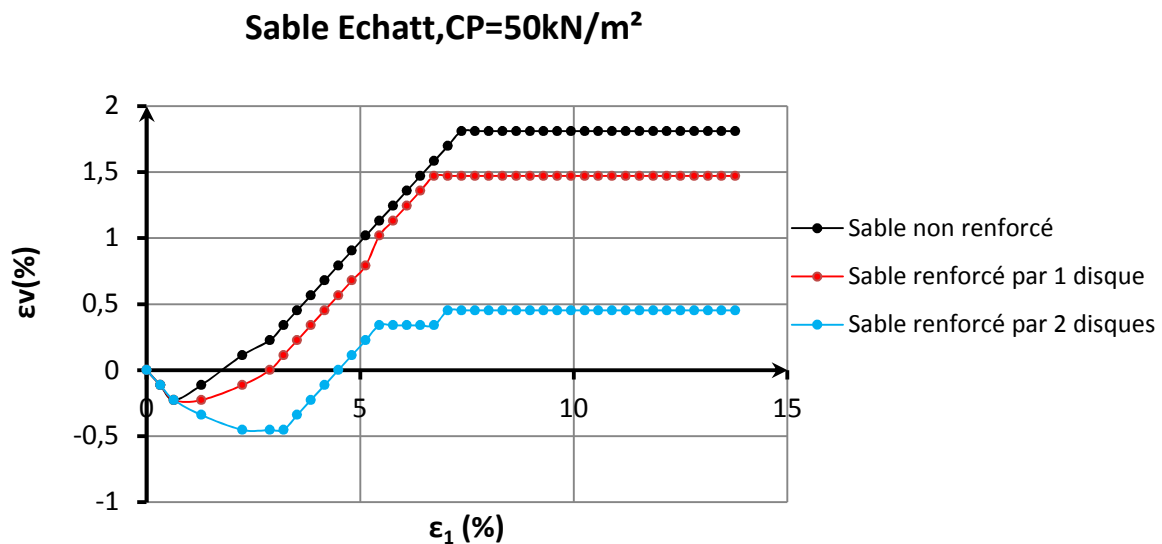


Fig.5.52. Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Confinement de 200kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.7	2.47
	$(\varepsilon_1)$	5.7	8.3
1	$(\sigma_1/\sigma_3)$	3.2	2.54
	$(\varepsilon_1)$	6	8.33
2	$(\sigma_1/\sigma_3)$	3.42	2.83
	$(\varepsilon_1)$	6.73	8.97

Tab.5.36 Influence de nombre de disque sur le rapport de contrainte- déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

La comparaison de l'évolution du changement volumique en fonction de l'évolution de la déformation axiale principale majeure pour les quatre contraintes hydrostatiques de confinement est présentée sur les figures 5.53, 5.54, 5.55 et 5.56. Toutes les courbes montre la même allure, c'est-à-dire le sable commence par une contraction puis se dilate et par la suite garde un changement volumétrique constant à large déformation. Ces mêmes courbes montrent aussi l'influence du nombre de disque sur l'évolution du changement volumique. Les éprouvettes ayant un nombre de disque plus grand exhibent plus de contraction et moins de dilatation avec un changement volumique plus faible à l'état ultime. Cet est atteint à une déformation axiale majeure plus petite. les tableaux 5.37, 5.38, 5.39, 5.40 présentes les valeurs des déformation volumique a la rupture et à l'état ultime. Haeri(2000),Radoslaw.L(2003)



**Fig.5.53 Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

<b>Confinement de 50kN/m<sup>2</sup></b>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\epsilon_v)$	0.79	1.69
	$(\epsilon_1)$	4.48	7
1	$(\epsilon_v)$	0.67	1.47
	$(\epsilon_1)$	4.8	7.37
2	$(\epsilon_v)$	0.56	1.47
	$(\epsilon_1)$	4.8	7.59

**Tab.5.37 Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique -déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

Sable Echatt, CP=100kN/m<sup>2</sup>

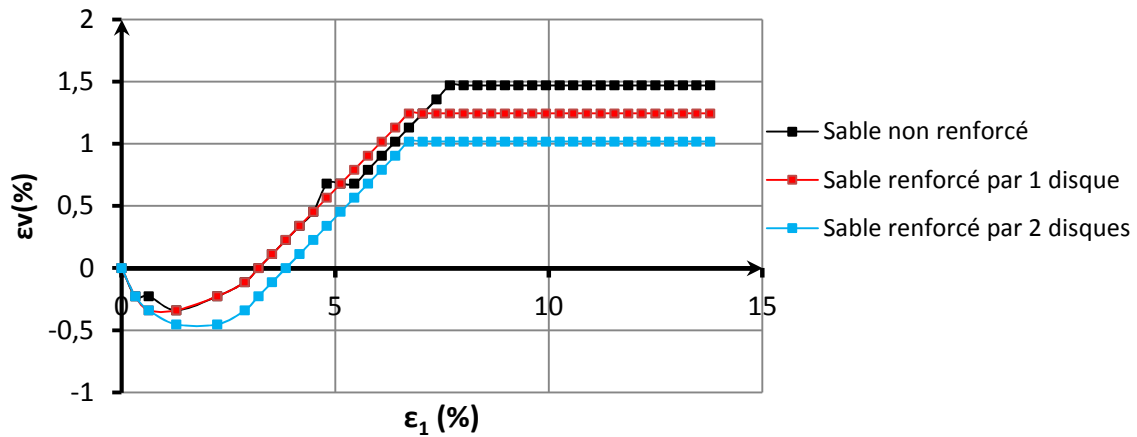


Fig.5.54. Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Confinement de 100kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\epsilon_v$ )	0.67	1.35
	( $\epsilon_1$ )	4.8	7.2
1	( $\epsilon_v$ )	0.67	1.24
	( $\epsilon_1$ )	5.12	7.69
2	( $\epsilon_v$ )	0.45	1.24
	( $\epsilon_1$ )	5.1	7.69

Tab.5.38 Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique- déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt, CP=150kN/m<sup>2</sup>

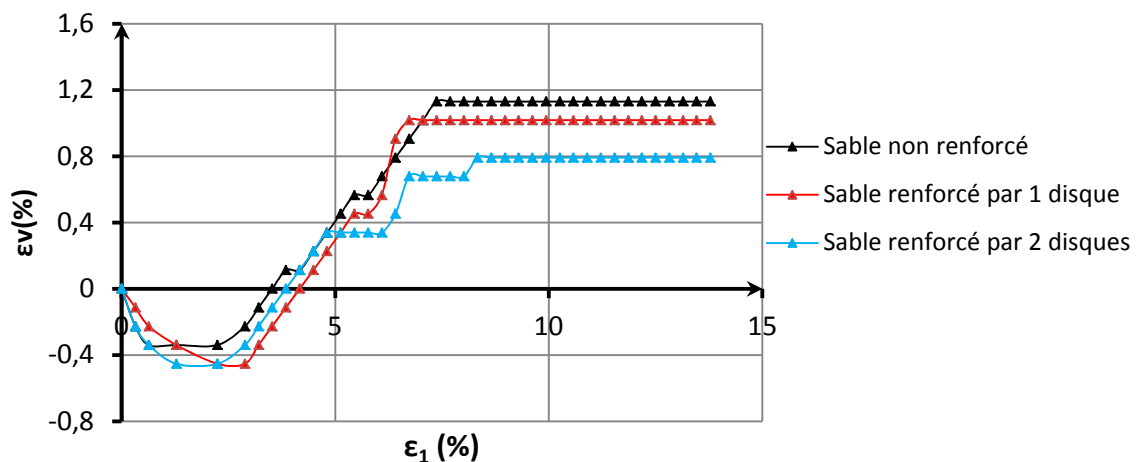


Fig.5.55. Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\epsilon_v$ )	0.56	1.13
	( $\epsilon_1$ )	5.4	7.3
1	( $\epsilon_v$ )	0.45	1.01
	( $\epsilon_1$ )	5.76	8
2	( $\epsilon_v$ )	0.42	0.69
	( $\epsilon_1$ )	6.09	8.33

Tab.5.39 Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique- déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

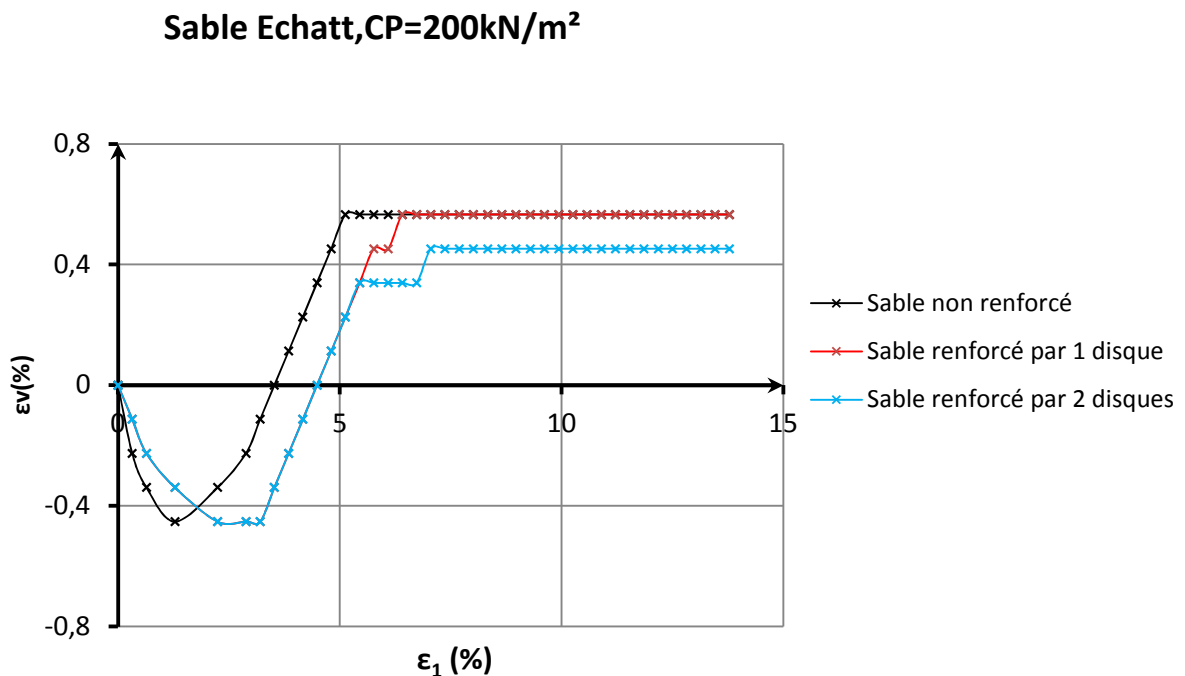
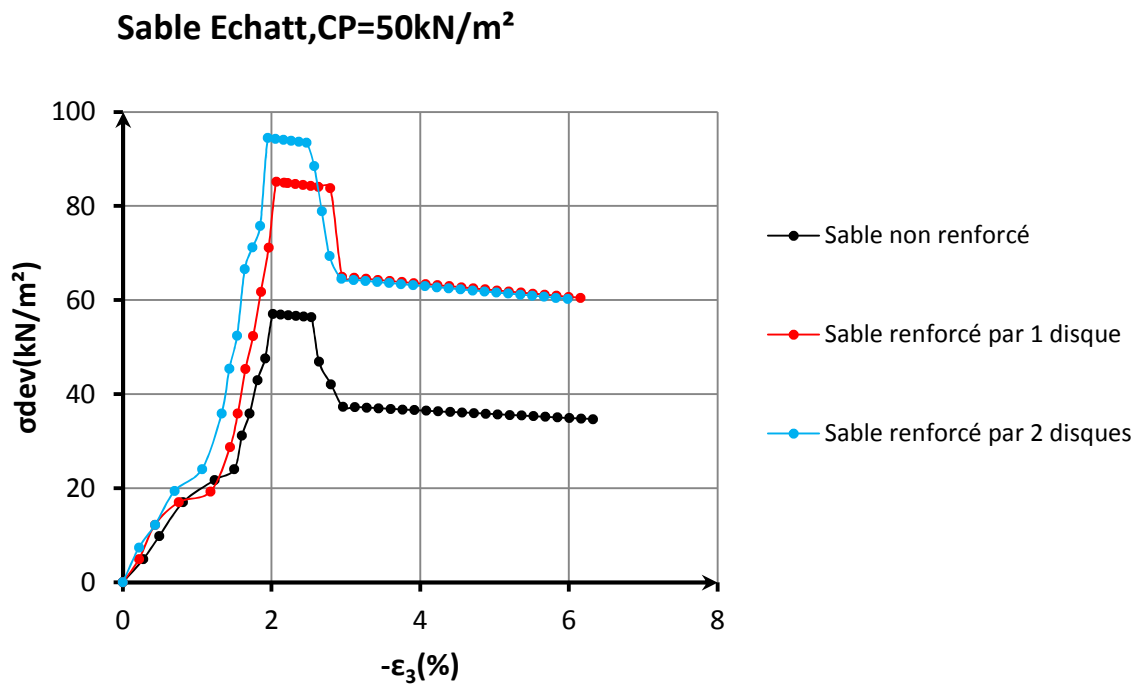


Fig.5.56 Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Confinement de 200kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\epsilon_v$ )	0.5	0.56
	( $\epsilon_1$ )	5.7	8.3
1	( $\epsilon_v$ )	0.44	0.56
	( $\epsilon_1$ )	6	8.33
2	( $\epsilon_v$ )	0.40	0.56
	( $\epsilon_1$ )	6.73	8.97

Tab.5.40 Influence de nombre de disque sur la contrainte volumétrique- déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Les figures 5.57, 5.58, 5.59 et 5.60 présentent l'évolution du déviateur pour les contraintes hydrostatiques de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> en fonction de la déformation latérale. Il est tout à fait clair que les courbes montrent une amélioration de l'évolution du déviateur lorsque le nombre de disque en géotextile augmente de 0 à 2 disques. Cette observation est valable aussi bien pour le déviateur à la rupture que pour le déviateur à l'état ultime. les tableaux 5.41, 5.42, 5.43, 5.44 présentes les valeurs des déviateurs a la rupture et à l'état ultime en fonction de la déformation latérale.



**Fig.5.57. Influence de nombre de disque sur la relation déviateur - déformation latérale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

<b>Confinement de 50kN/m<sup>2</sup></b>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\sigma_{dev})$	57	37
	$(\varepsilon_3)$	-2.12	-3.28
1	$(\sigma_{dev})$	84	63
	$(\varepsilon_3)$	-2.06	-2.95
2	$(\sigma_{dev})$	94.5	64.5
	$(\varepsilon_3)$	-1.84	-2.6

**Tab.5.41 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation latérale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**



Sable Echatt, CP=100kN/m<sup>2</sup>

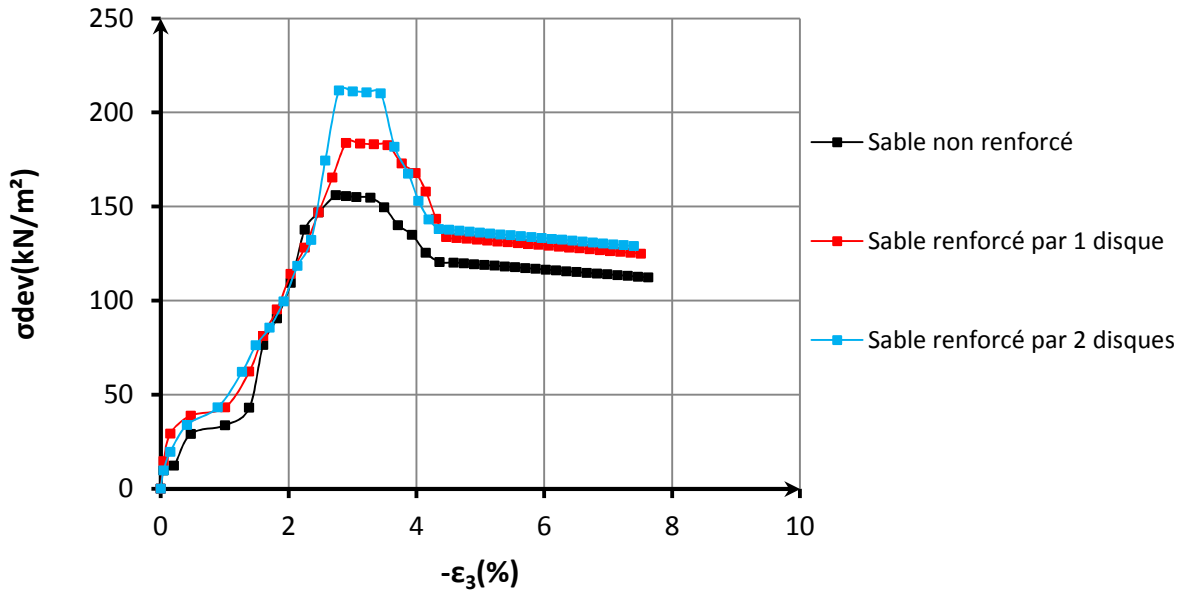


Fig.5.58. Influence de nombre de disque sur la relation déviateur - déformation latérale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Confinement de 100kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\sigma_{dev}$ )	156	120
	( $\epsilon_3$ )	-2.33	-4.33
1	( $\sigma_{dev}$ )	183	133
	( $\epsilon_3$ )	-2.22	-4.2
2	( $\sigma_{dev}$ )	211.7	138
	( $\epsilon_3$ )	-2.13	-4.1

Tab.5.42 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation latérale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt, CP=150kN/m<sup>2</sup>

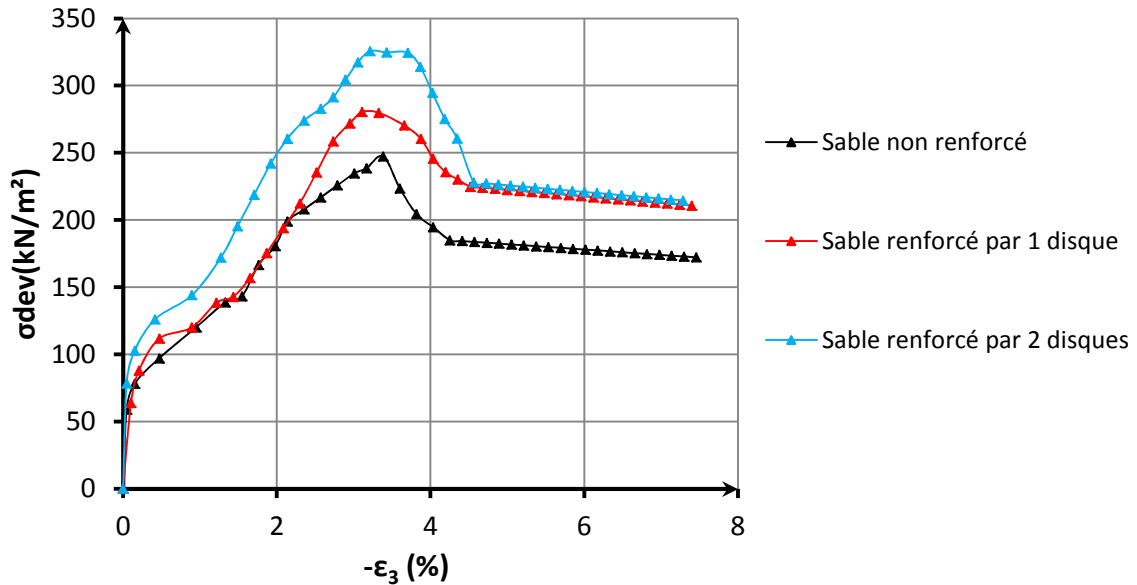
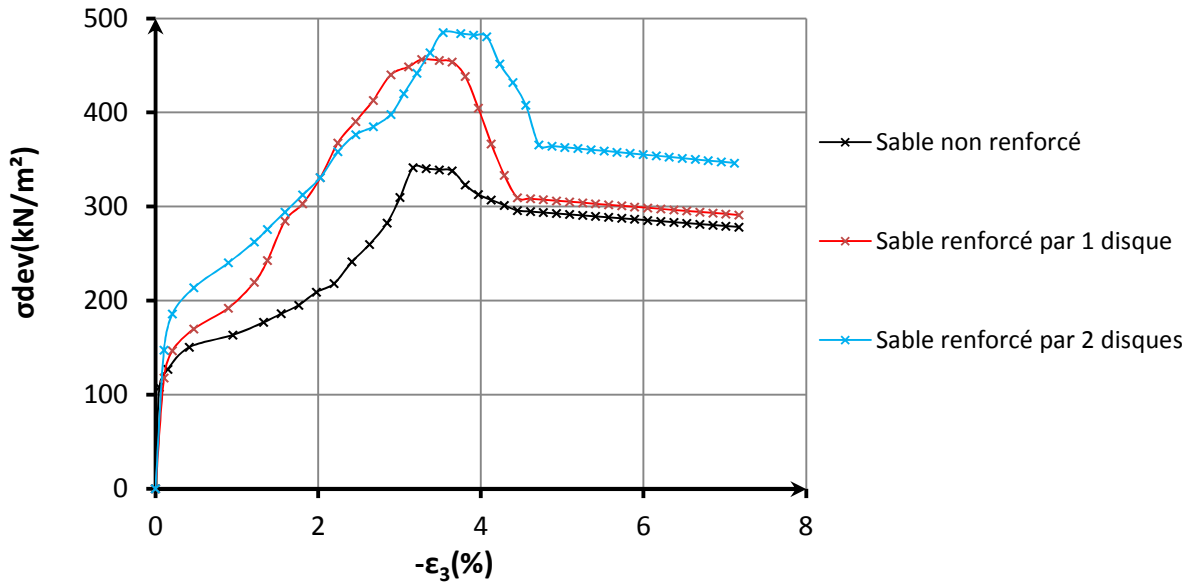


Fig.5.59. Influence de nombre de disque sur la relation déviateur - déformation latérale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\sigma_{dev}$ )	234	184
	( $\epsilon_3$ )	-3.5	-4.3
1	( $\sigma_{dev}$ )	280	224
	( $\epsilon_3$ )	-3.4	-4.2
2	( $\sigma_{dev}$ )	325.6	228
	( $\epsilon_3$ )	-3.3	-4.2

Tab.5.43 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation latérale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

**Sable Echatt, CP=200kN/m<sup>2</sup>**

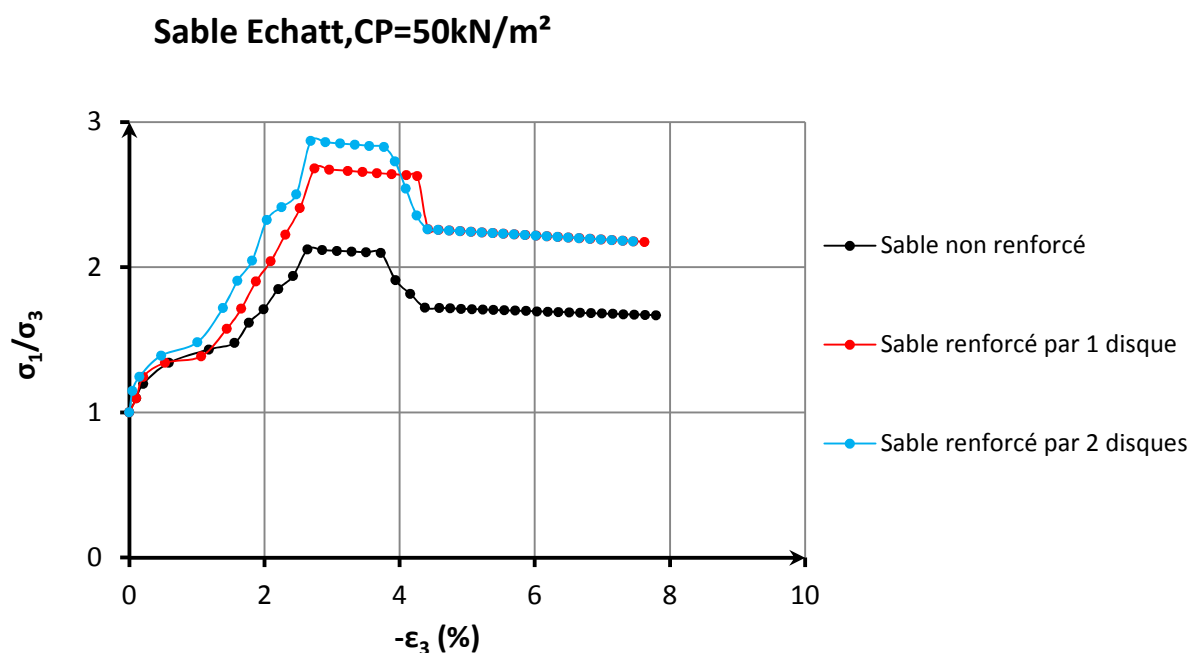


**Fig.5.60. Influence de nombre de disque sur la relation déviateur - déformation latérale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$**

Confinement de 200kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\sigma_{dev}$ )	342	295
	( $\epsilon_3$ )	-3.20	-4.5
1	( $\sigma_{dev}$ )	456	309
	( $\epsilon_3$ )	-3.0	-4.4
2	( $\sigma_{dev}$ )	481	366
	( $\epsilon_3$ )	-3.1	-4.3

**Tab.5.44 Influence de nombre de disque sur la relation déviateur-déformation latérale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$**

Les courbes 5.61, 5.62, 5.63 et 5.64 présente le comportement du sol sableux non renforcé et renforcé à un et deux disques. Il est tout à fait clair que les courbes montrent une amélioration l'évolution des rapports des contraintes principales en fonction de la déformation latérale. En effet plus le nombre de disques augmente et plus la résistance du sol, exprimée par le rapport des contraintes principales, s'améliore. Les tableaux 5.45, 5.46, 5.47, 5.48 présentes les valeurs des rapports de contrainte a la rupture et à l'état ultime en fonction de la déformation latérale.



**Fig.5.61. Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte - déformation latérale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

<b>Confinement de 50kN/m<sup>2</sup></b>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.14	1.72
	$(\varepsilon_3)$	-2.6	-4.3
1	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.7	2.29
	$(\varepsilon_3)$	-2.4	-4.2
2	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.87	2.26
	$(\varepsilon_3)$	-2.4	-4.2

**Tab.5.45 Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte - déformation latérale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

Sable Echatt, CP=100kN/m<sup>2</sup>

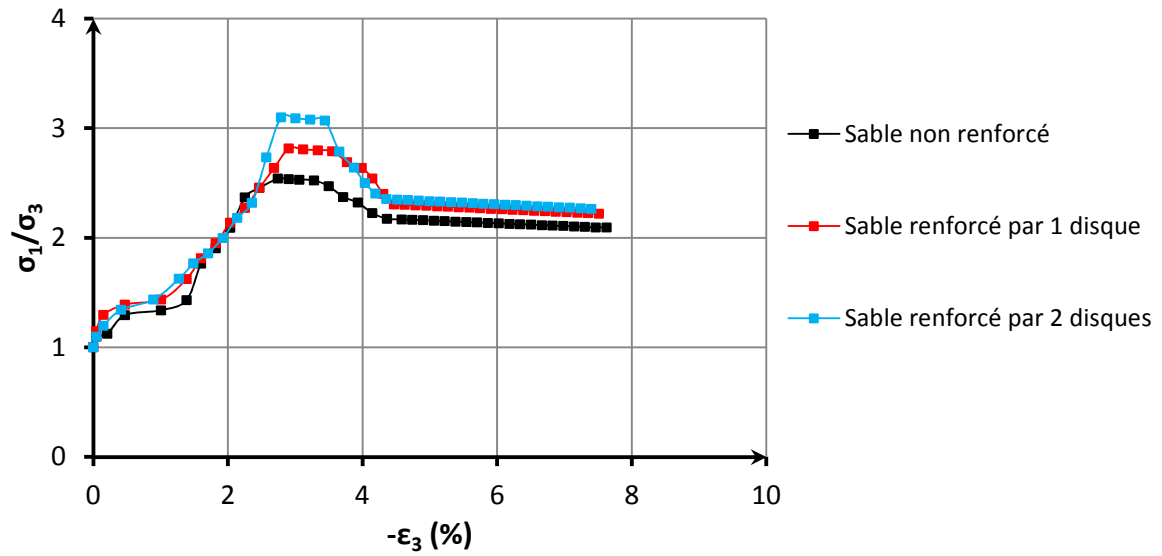


Fig.5.62. Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte - déformation latérale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Confinement de 100kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.55	2.2
	$(\varepsilon_3)$	-2.5	-4.3
1	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.83	2.33
	$(\varepsilon_3)$	-2.5	-4.2
2	$(\sigma_1/\sigma_3)$	3.11	2.38
	$(\varepsilon_3)$	-2.3	-4.2

Tab.5.46 Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte - déformation latérale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt, CP=150kN/m<sup>2</sup>

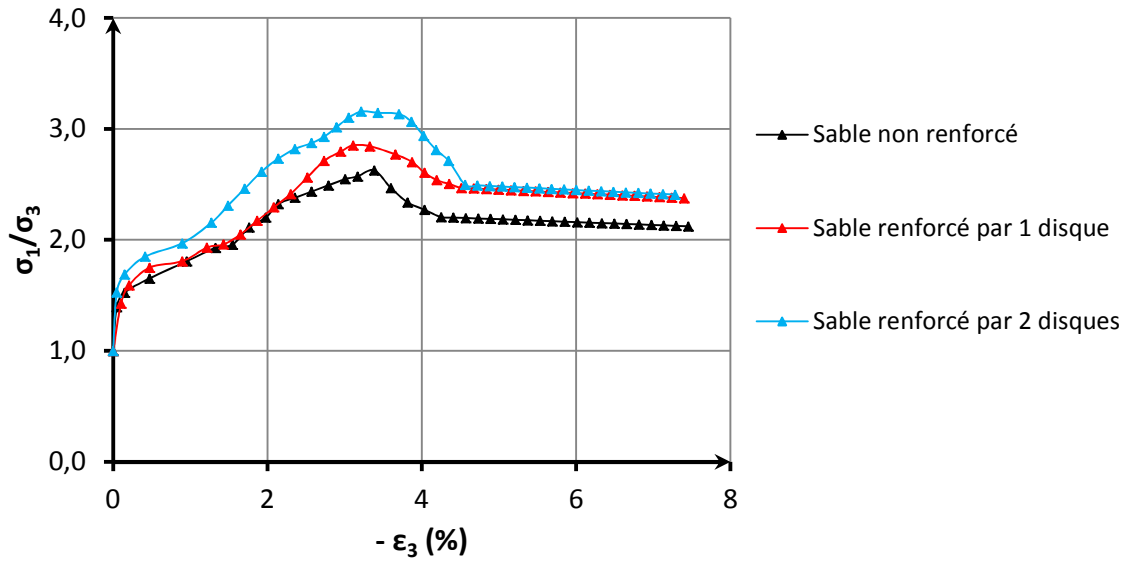
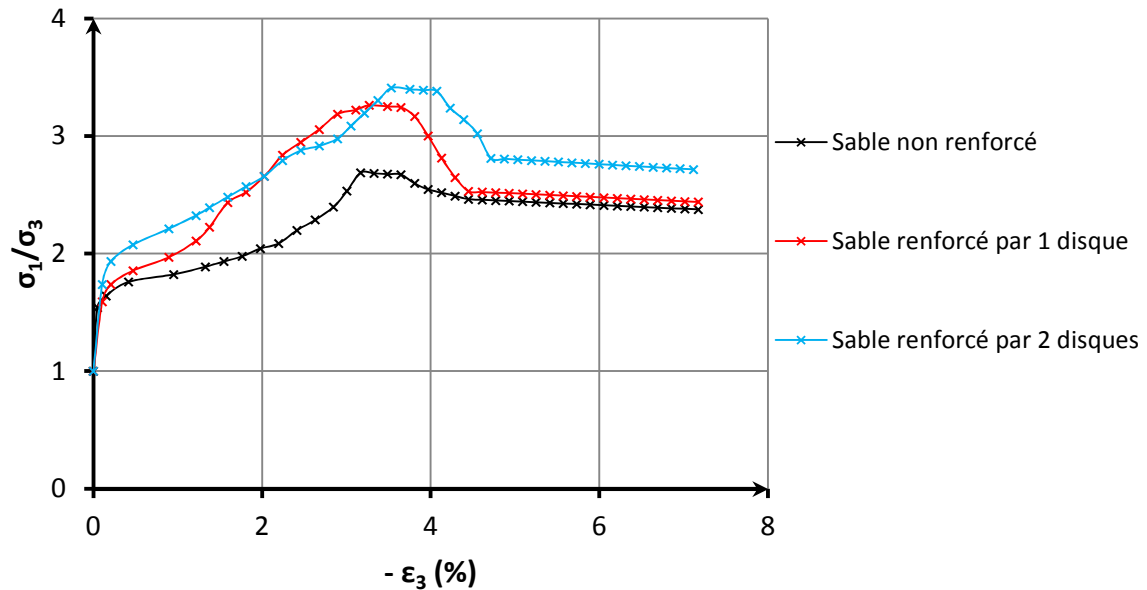


Fig.5.63. Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte - déformation latérale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.57	2.23
	$(\epsilon_3)$	-3.5	-4.3
1	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.86	2.49
	$(\epsilon_3)$	-3.4	-4.2
2	$(\sigma_1/\sigma_3)$	3.17	2.52
	$(\epsilon_3)$	-3.3	-4.2

Tab.5.47 Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte - déformation latérale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

**Sable Echatt, CP=200kN/m<sup>2</sup>**

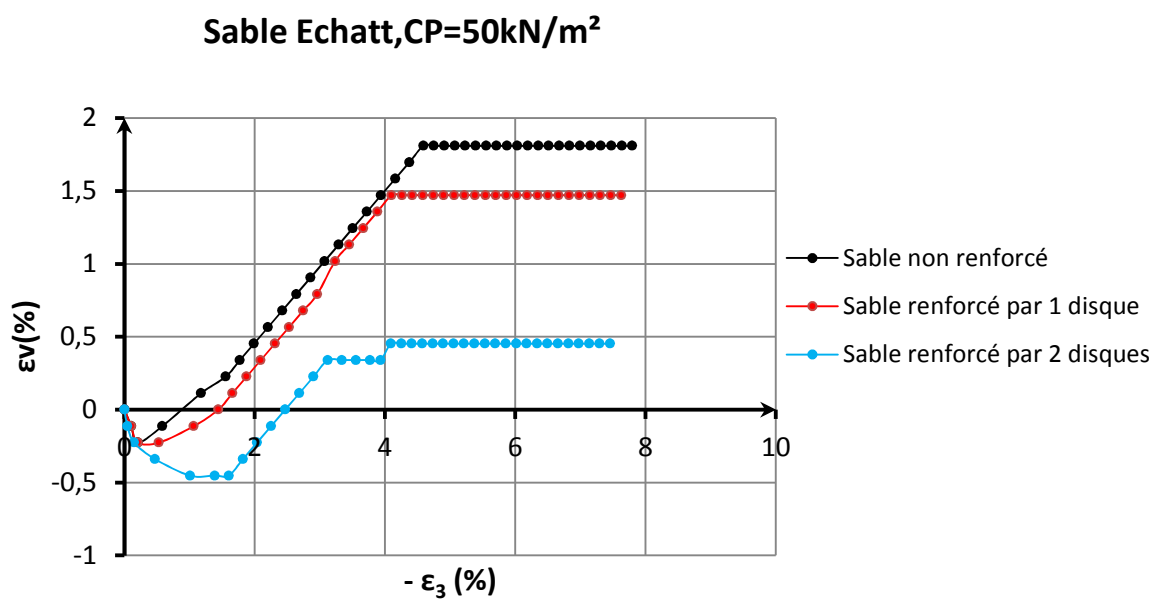


**Fig.5.64. Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte - déformation latérale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$**

Confinement de 200kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\sigma_1/\sigma_3)$	2.7	2.47
	$(\epsilon_3)$	-3.2	-4.5
1	$(\sigma_1/\sigma_3)$	3.2	2.54
	$(\epsilon_3)$	-3	-4.4
2	$(\sigma_1/\sigma_3)$	3.42	2.82
	$(\epsilon_3)$	-3.1	-4.3

**Tab.5.48 Influence de nombre de disque sur la relation rapport de contrainte - déformation latérale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$**

L'évolution du changement volumique en fonction de l'évolution de la déformation latérale pour les quatre contraintes hydrostatiques de confinement est présentée sur les figures 5.65, 5.66, 5.67 et 5.68. Toutes les courbes montre la même allure, c'est-à-dire le sable commence par une contraction puis se dilate et par la suite garde un changement volumétrique constant à large déformation. Ces mêmes courbes montrent aussi l'influence du nombre de disque sur l'évolution du changement volumique. Les tableaux 5.49, 5.50, 5.51, 5.52 présentes les valeurs des déformation volumique a la rupture et à l'état ultime en fonction de la déformation latérale.



**Fig.5.65. Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique - déformation latérale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

Confinement de 50kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\epsilon_v)$	0.79	1.69
	$(\epsilon_3)$	-2.6	-4.3
1	$(\epsilon_v)$	0.67	1.47
	$(\epsilon_3)$	-2.4	-4.2
2	$(\epsilon_v)$	0.56	1.47
	$(\epsilon_3)$	-2.4	-4.2

**Tab.5.49 Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique - déformation latérale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**



Sable Echatt, CP=100kN/m<sup>2</sup>

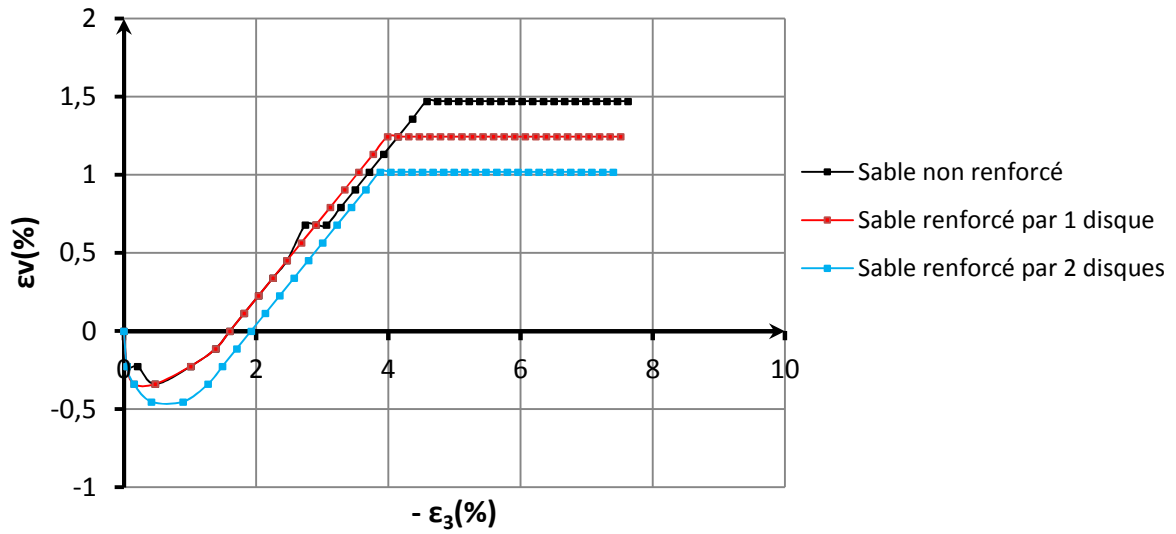
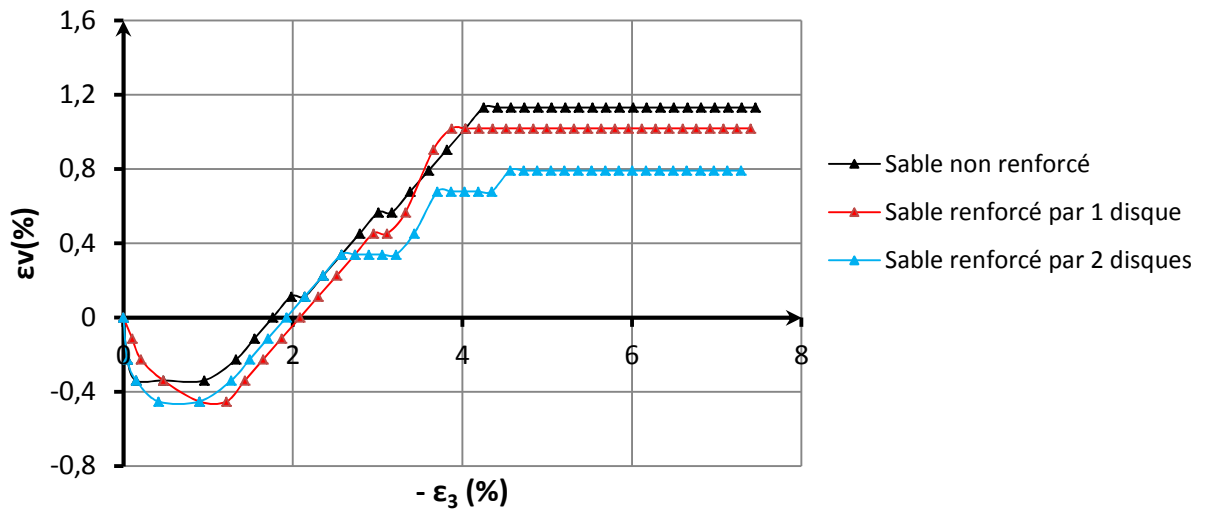


Fig.5.66. Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique - déformation latérale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Confinement de 100kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\epsilon_v$ )	0.67	1.35
	( $\epsilon_3$ )	-2.5	-4.3
1	( $\epsilon_v$ )	0.67	1.24
	( $\epsilon_3$ )	-2.5	-4.00
2	( $\epsilon_v$ )	0.45	1.24
	( $\epsilon_3$ )	-2.3	-3.9

Tab.5.50 Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique - déformation latérale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

**Sable Echatt, CP=150kN/m<sup>2</sup>**



**Fig.5.67. Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique - déformation latérale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$**

Confinement de 150kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\epsilon_v$ )	0.56	1.13
	( $\epsilon_3$ )	-3.5	-4.3
1	( $\epsilon_v$ )	0.45	1.01
	( $\epsilon_3$ )	-3.4	-3.9
2	( $\epsilon_v$ )	0.42	0.69
	( $\epsilon_3$ )	-3.3	-3.8

**Tab.5.51 Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique - déformation latérale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$**

Sable Echatt, CP=200kN/m<sup>2</sup>

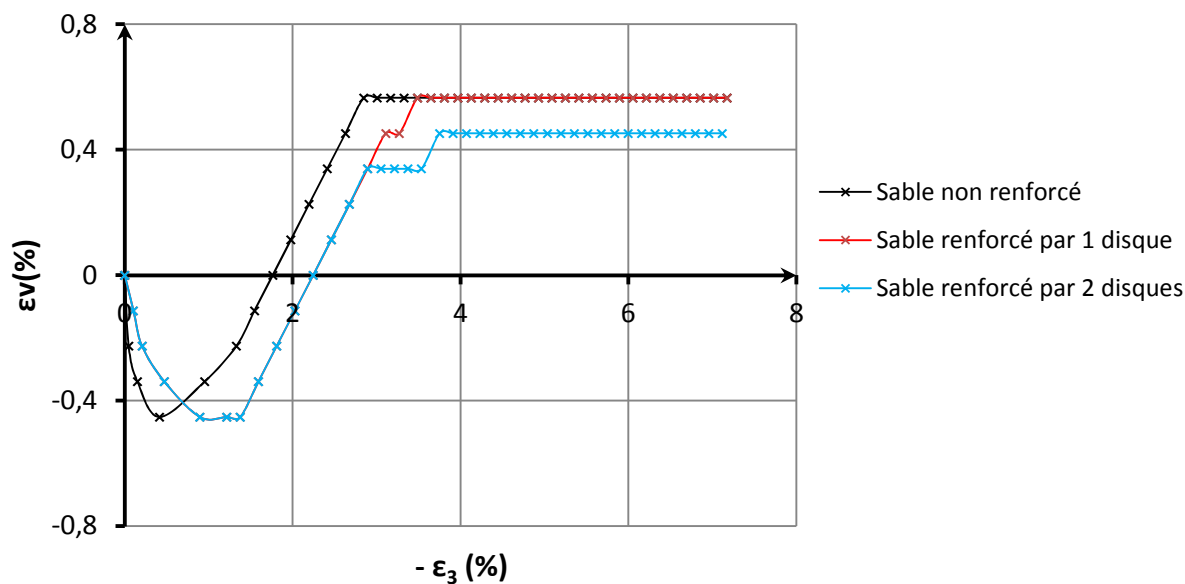
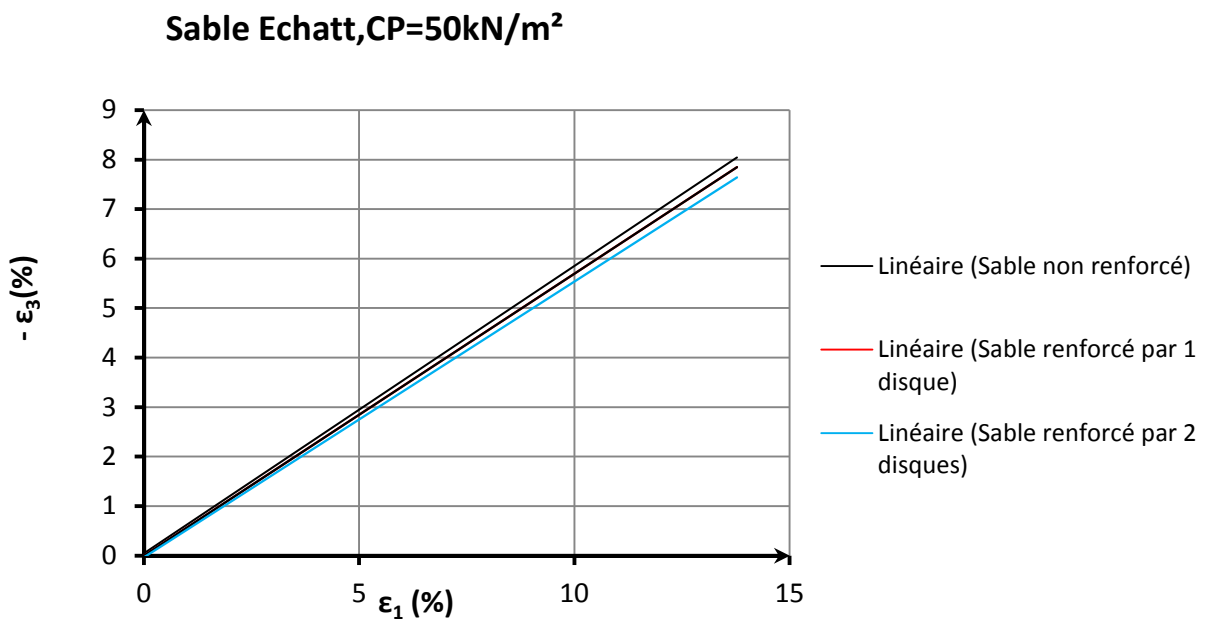


Fig.5.68. Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique - déformation latérale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Confinement de 200kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\epsilon_v$ )	0.5	0.56
	( $\epsilon_3$ )	-3.2	-4.5
1	( $\epsilon_v$ )	0.44	0.56
	( $\epsilon_3$ )	-3.1	-4.4
2	( $\epsilon_v$ )	0.40	0.56
	( $\epsilon_3$ )	-3.0	-4.3

Tab.5.52 Influence de nombre de disque sur la relation déformation volumique - déformation latérale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Les figures 5.69, 5.70, 5.71 et 5.72 présentent l'évolution de la déformation latérale pour les contraintes hydrostatiques de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> en fonction de la déformation axiale. Il est tout à fait clair que les courbes montrent une légère diminution de la déformation latérale quand le nombre de disque en géotextile augmente de 0 à 2 disques. Les tableaux 5.53, 5.54, 5.55, 5.56 présentent les valeurs des déviateurs à la rupture et à l'état ultime en fonction de la déformation axiale.

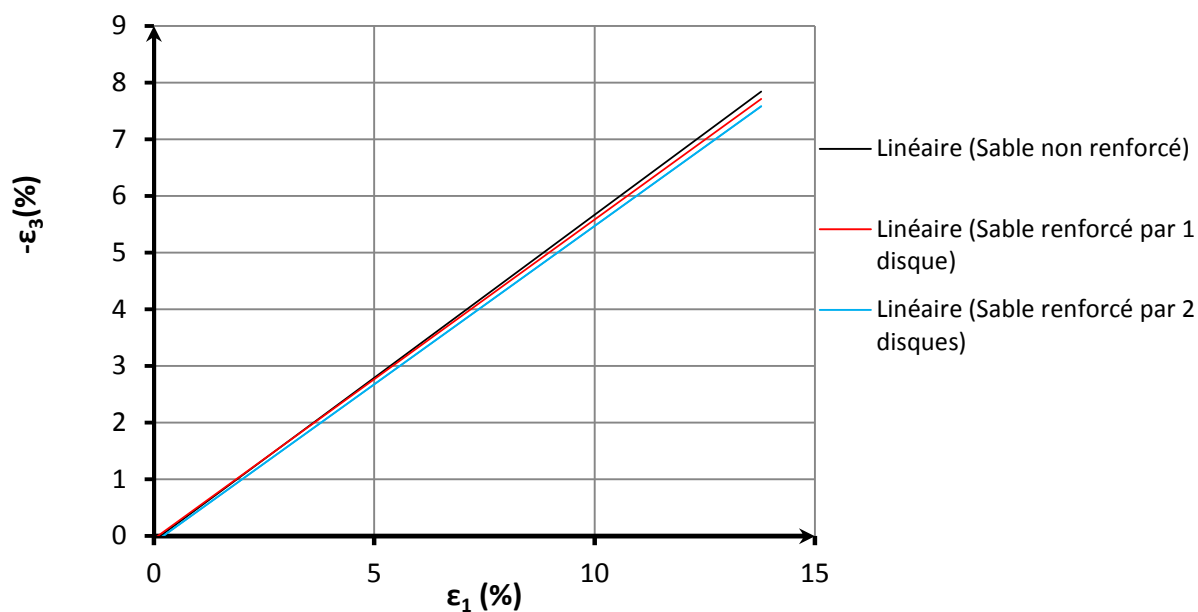


**Fig.5.69. Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

<b>Confinement de 50kN/m<sup>2</sup></b>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\varepsilon_3)$	-2.6	- 4.3
	$(\varepsilon_1)$	4.48	7
1	$(\varepsilon_3)$	-2.4	-4.2
	$(\varepsilon_1)$	4.8	7.37
2	$(\varepsilon_3)$	-2.4	-4.2
	$(\varepsilon_1)$	4.8	7.69

**Tab.5.53 Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

**Sable Echatt, CP=100kN/m<sup>2</sup>**

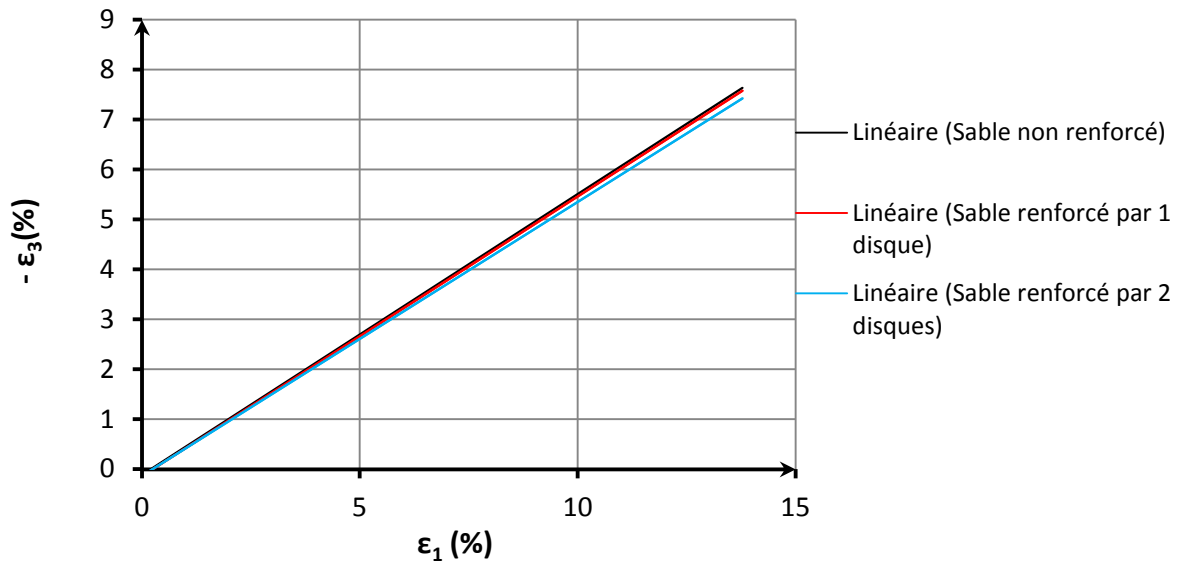


**Fig.5.70. Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$**

Confinement de 100kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\epsilon_3$ )	-2.5	-4.3
	( $\epsilon_1$ )	4.8	7.2
1	( $\epsilon_3$ )	-2.5	-4.2
	( $\epsilon_1$ )	5.12	7.69
2	( $\epsilon_3$ )	-2.3	-4.2
	( $\epsilon_1$ )	5.1	7.69

**Tab.5.54 Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$**

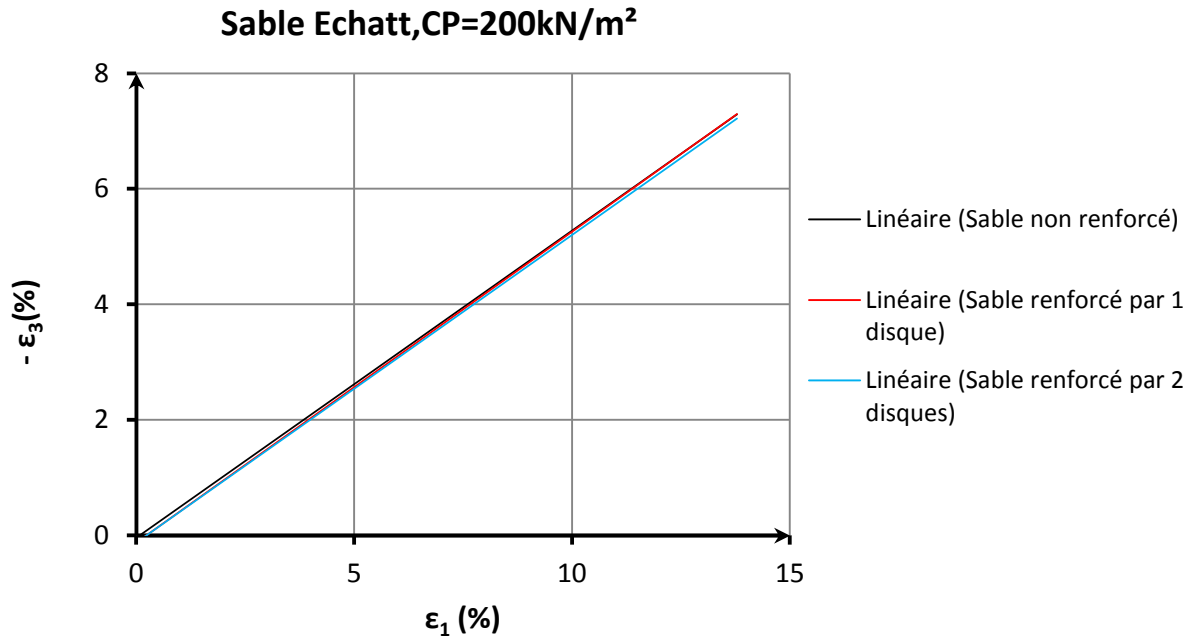
**Sable Echatt, CP=150kN/m<sup>2</sup>**



**Fig.5.71. Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$**

<b>Confinement de 150kN/m<sup>2</sup></b>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\varepsilon_3$ )	-3.5	- 4.3
	( $\varepsilon_1$ )	5.4	7.3
1	( $\varepsilon_3$ )	-3.4	-4.2
	( $\varepsilon_1$ )	5.76	8
2	( $\varepsilon_3$ )	-3.3	-4.2
	( $\varepsilon_1$ )	6.09	8.33

**Tab.5.55 Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$**

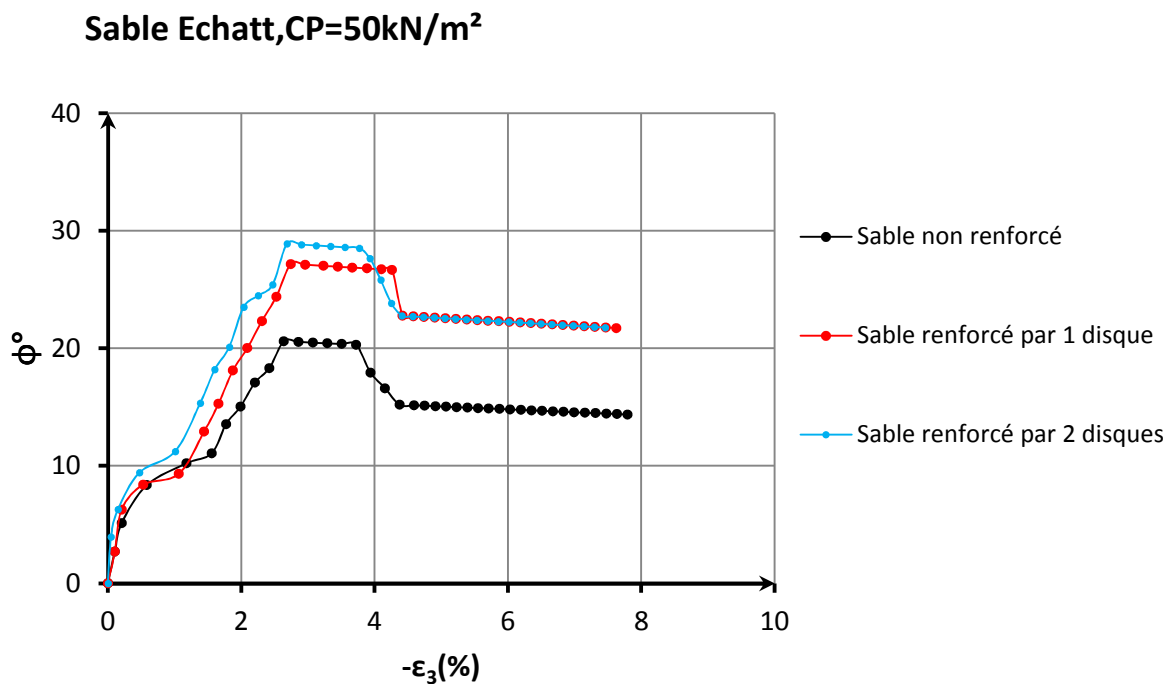


**Fig.5.72. Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$**

<b>Confinement de 200kN/m<sup>2</sup></b>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\varepsilon_3)$	-3.2	-4.5
	$(\varepsilon_1)$	5.7	8.3
1	$(\varepsilon_3)$	-3	-4.4
	$(\varepsilon_1)$	6	8.33
2	$(\varepsilon_3)$	-3.1	-4.3
	$(\varepsilon_1)$	6.73	8.97

**Tab.5.56 Influence de nombre de disque sur la relation déformation latérale – déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$**

Les figures 5.73, 5.74, 5.75 et 5.76 présentent l'évolution de l'angle de frottement interne pour les contraintes hydrostatiques de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> en fonction de la déformation latérale. Il est tout à fait clair que les courbes montrent une amélioration de l'évolution de l'angle de frottement interne lorsque le nombre de disque en géotextile augmente de 0 à 2 disques. Cette observation est valable aussi bien pour l'angle de frottement à la rupture et à l'état ultime. les tableaux 5.57, 5.58, 5.59, 5.60 présentes les valeurs des angle de frottement a la rupture et à l'état ultime en fonction de la déformation latérale.



**Fig.5.73. Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement - déformation latérale, σ<sub>3</sub>=50kN/m<sup>2</sup>**

Confinement de 50kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	(φ)	20.8	15.6
	(ε <sub>3</sub> )	-2.6	-4.3
1	(φ)	27.3	22.7
	(ε <sub>3</sub> )	-2.4	-4.2
2	(φ)	28.8	22.7
	(ε <sub>3</sub> )	-2.4	-4.2

**Tab.5.57 Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement -déformation latérale, σ<sub>3</sub>=50kN/m<sup>2</sup>**



Sable Echatt, CP=100kN/m<sup>2</sup>

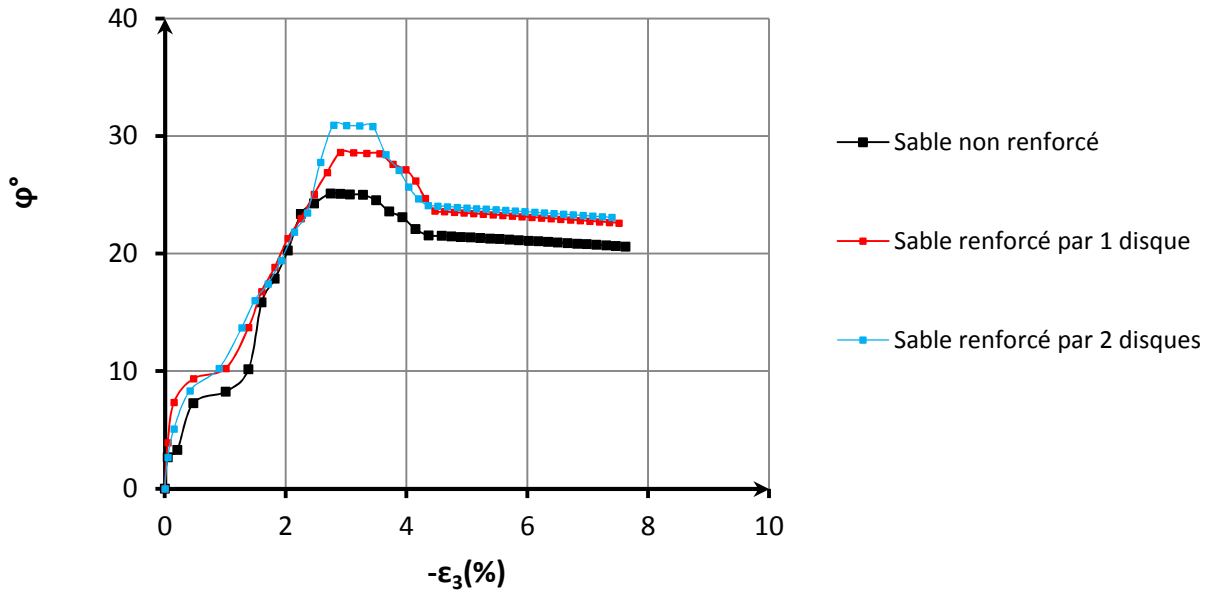


Fig.5.74. Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement - déformation latérale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Confinement de 100kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\phi$ )	25.1	21.5
	( $\epsilon_3$ )	-2.5	-4.3
1	( $\phi$ )	28.6	23.6
	( $\epsilon_3$ )	-2.5	-4.2
2	( $\phi$ )	30.9	24.1
	( $\epsilon_3$ )	-2.3	-4.2

Tab.5.58 Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement - déformation latérale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt, CP=150kN/m<sup>2</sup>

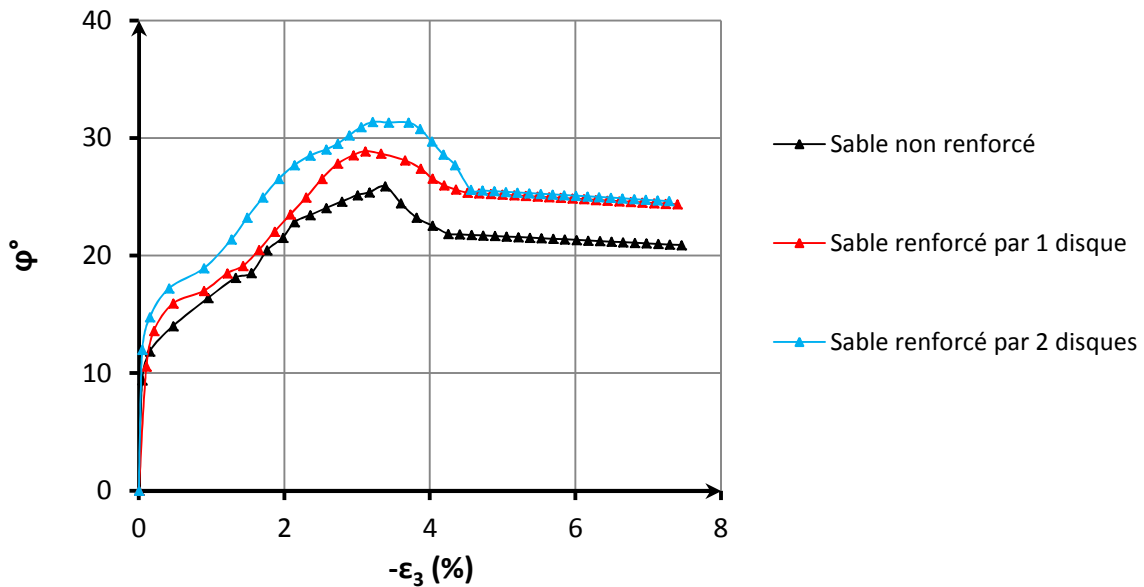
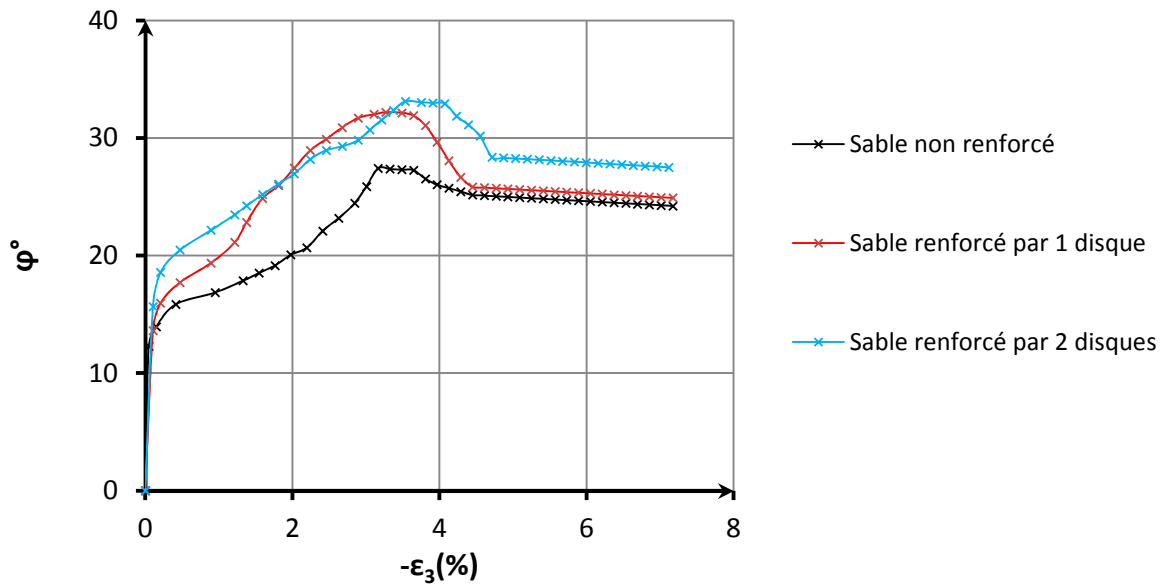


Fig.5.75. Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement - déformation latérale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\phi$ )	25.13	21.9
	( $\epsilon_3$ )	-3.5	-4.3
1	( $\phi$ )	28.8	25.3
	( $\epsilon_3$ )	-3.4	-4.2
2	( $\phi$ )	31.4	25.5
	( $\epsilon_3$ )	-3.3	-4.2

Tab.5.59 Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement - déformation latérale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

**Sable Echatt, CP=200kN/m<sup>2</sup>**

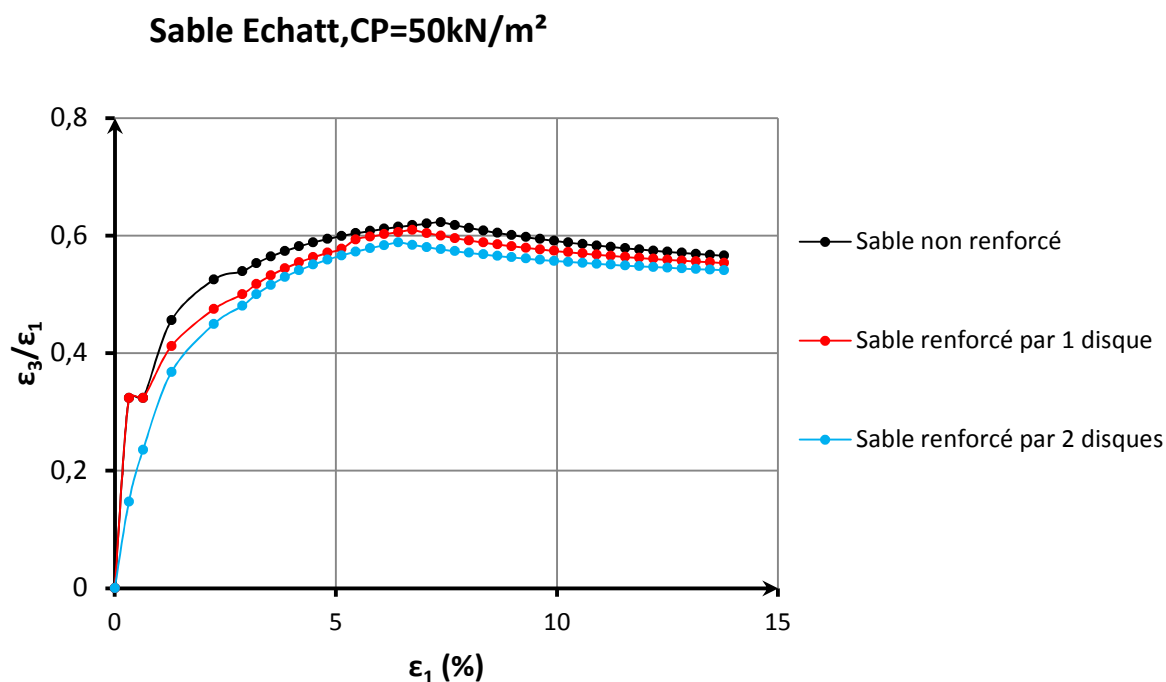


**Fig.5.76. Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement - déformation latérale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$**

Confinement de 200kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	( $\phi$ )	27.42	25.2
	( $\epsilon_3$ )	-3.20	-4.5
1	( $\phi$ )	32.2	25.8
	( $\epsilon_3$ )	-3.0	-4.4
2	( $\phi$ )	33.2	28.5
	( $\epsilon_3$ )	-3.1	-4.3

**Tab.5.60 Influence de nombre de disque sur la relation angle de frottement - déformation latérale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$**

L'évolution du coefficient de poisson en fonction de la déformation latérale pour les contraintes hydrostatiques de 50, 100, 150 et 200 kN/m<sup>2</sup> en fonction de la déformation axiale est présentée dans les figures 5.77,5.78,5.79,5.80. Il est tout à fait clair que les courbes montrent une diminution du coefficient de poisson quand le nombre de disque en géotextile augmente de 0 à 2 disques.les tableaux 5.61, 5.62, 5.63, 5.64 présentes les valeurs des rapports de déformation a la rupture et à l'état ultime en fonction de la déformation axiale.



**Fig.5.77. Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson - déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

<b>Confinement de 50kN/m<sup>2</sup></b>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.62	0.6
	$(\varepsilon_1)$	4.48	7
1	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.61	0.6
	$(\varepsilon_1)$	4.8	7.37
2	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.56	0.58
	$(\varepsilon_1)$	4.8	7.69

**Tab.5.61 Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson - déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$**

Sable Echatt, CP=100kN/m<sup>2</sup>

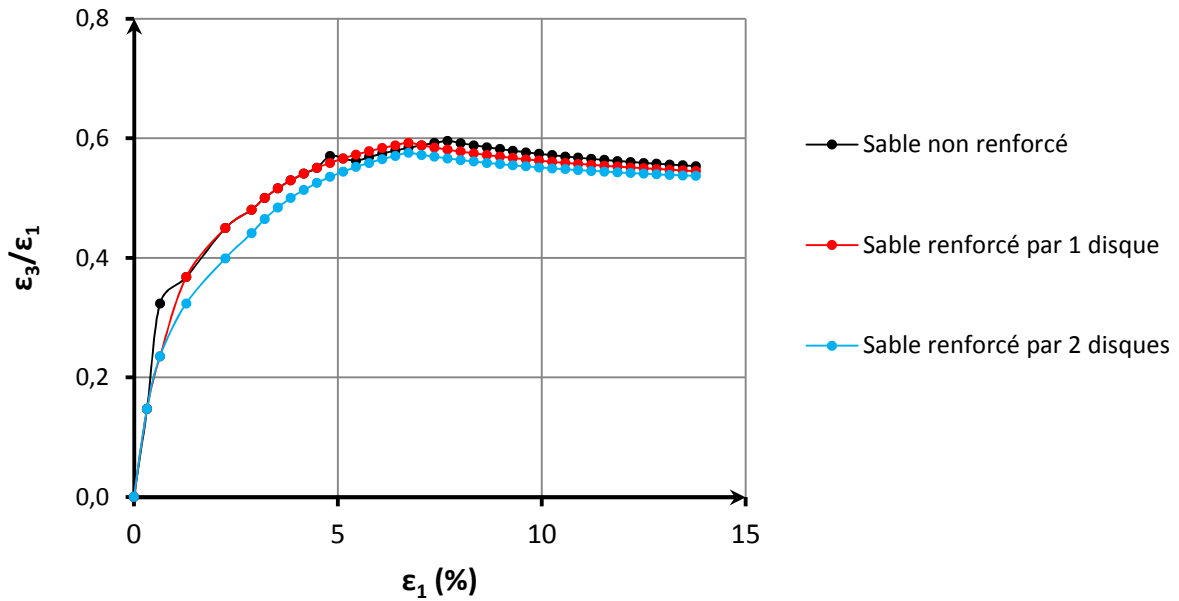


Fig.5.78. Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson - déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Confinement de 100kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.57	0.59
	$(\varepsilon_1)$	4.8	7.2
1	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.56	0.58
	$(\varepsilon_1)$	5.12	7.69
2	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.54	0.57
	$(\varepsilon_1)$	5.1	7.69

Tab.5.62 Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson - déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt, CP=150kN/m<sup>2</sup>

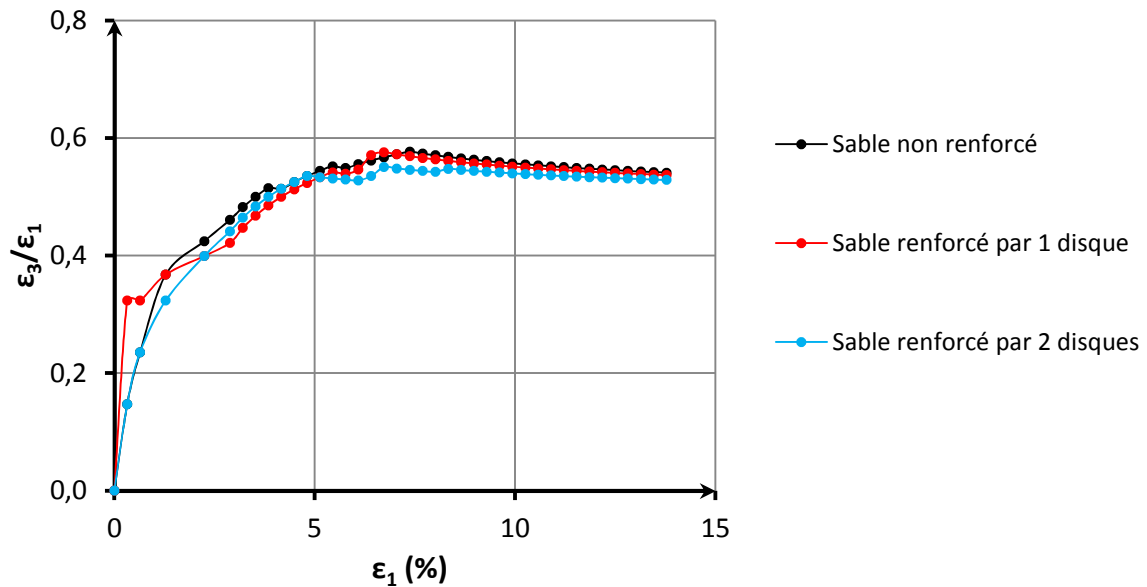


Fig.5.79. Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson - déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Confinement de 150kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.55	0.58
	$(\varepsilon_1)$	5.4	7.3
1	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.54	0.56
	$(\varepsilon_1)$	5.76	8
2	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.53	0.54
	$(\varepsilon_1)$	6.09	8.33

Tab.5.63 Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson - déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt, CP=200kN/m<sup>2</sup>

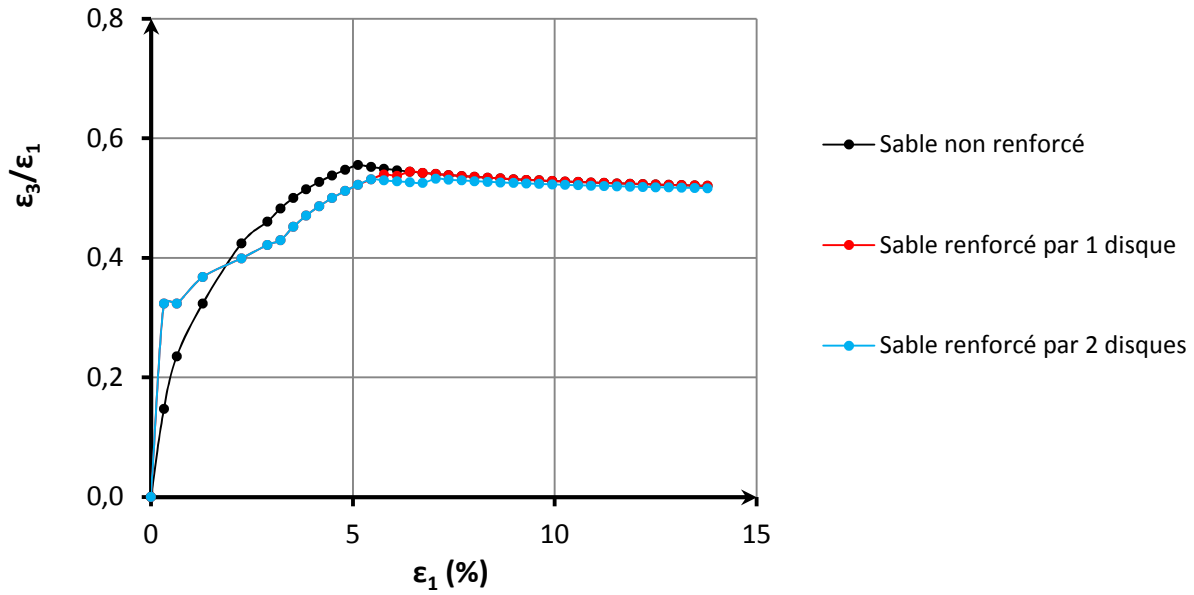


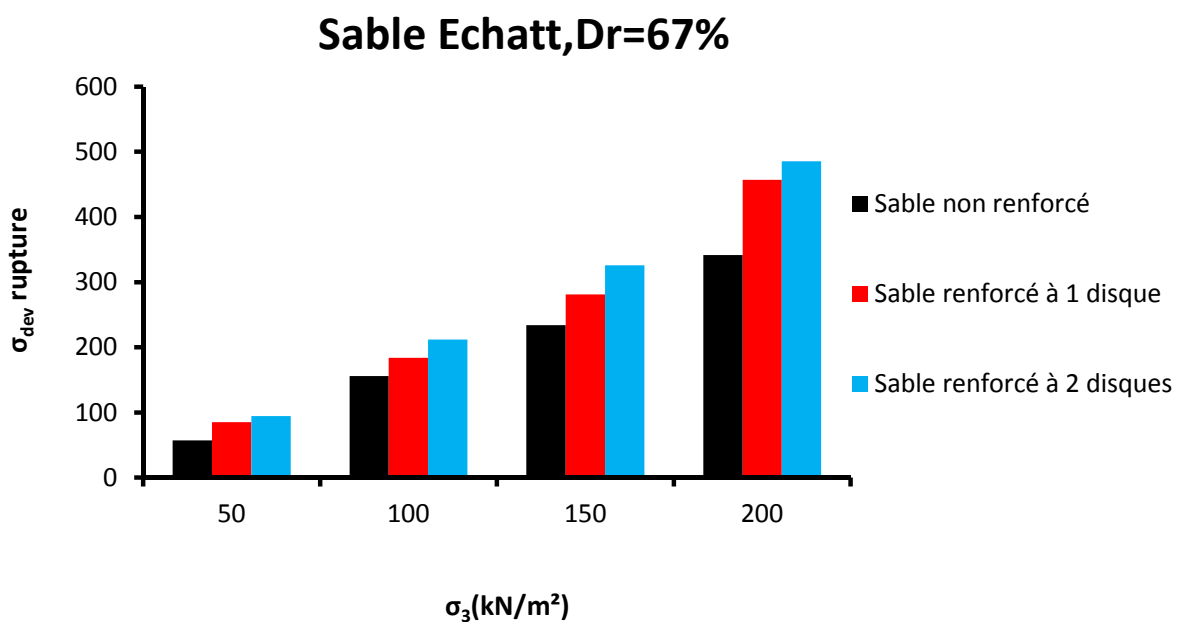
Fig.5.80. Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson - déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Confinement de 200kN/m <sup>2</sup>			
Nombre de Disques	Paramètre	Rupture	Ultime
0	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.54	0.53
	$(\varepsilon_1)$	5.7	8.3
1	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.53	0.52
	$(\varepsilon_1)$	6	8.33
2	$(\varepsilon_3/\varepsilon_1)$	0.52	0.51
	$(\varepsilon_1)$	6.73	8.97

Tab.5.64 Influence de nombre de disque sur la relation coefficient de poisson - déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

## 2-1- à la rupture

La figure 5.81 présente les valeurs du déviateur à la rupture pour les éprouvettes de sol non renforcée et renforcées à un et deux disques en géotextiles comme analysées en laboratoire. Les histogrammes montrent bien l'amélioration de la contrainte axiale verticale lorsque le nombre d'inclusion flexible horizontale augmente pour les quatre confinements utilisés à savoir les contraintes hydrostatiques de 50, 100, 150 et 200kN/m<sup>2</sup>. Ce ci prouve encore une fois que l'utilisation des inclusions souple dans un sol sableux améliore sa résistance comme déjà mis en évidence par Hairi et al (2000,Tan (2005) , M.X.Zhang(2006).



**Fig.5.81 L'influence de nombre de disque sur la contrainte déviateur**

La déformation axiale à la rupture croît aussi en fonction de l'augmentation du nombre de disques en géotextiles mis dans le sol sableux. La figure 5.82 montre la relation entre la déformation axiale principale et la contrainte de confinement des essais effectués. Il est évident d'après cette dernière que lorsque le nombre d'inclusion croît la déformation axiale principale augmente. Cette observation a été faite aussi pour le rapport des contraintes principales comme le montre la figure 5.83.



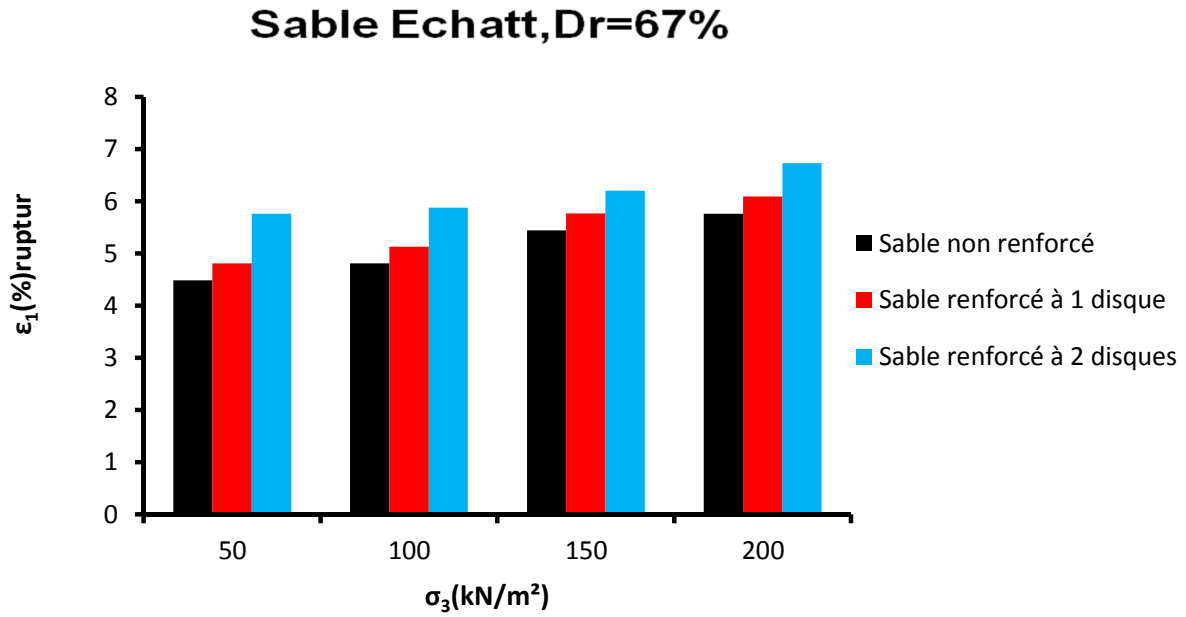


Fig.5.82 L'influence de nombre de disque sur la déformation axial  $\epsilon_1(\%)$  à la rupture

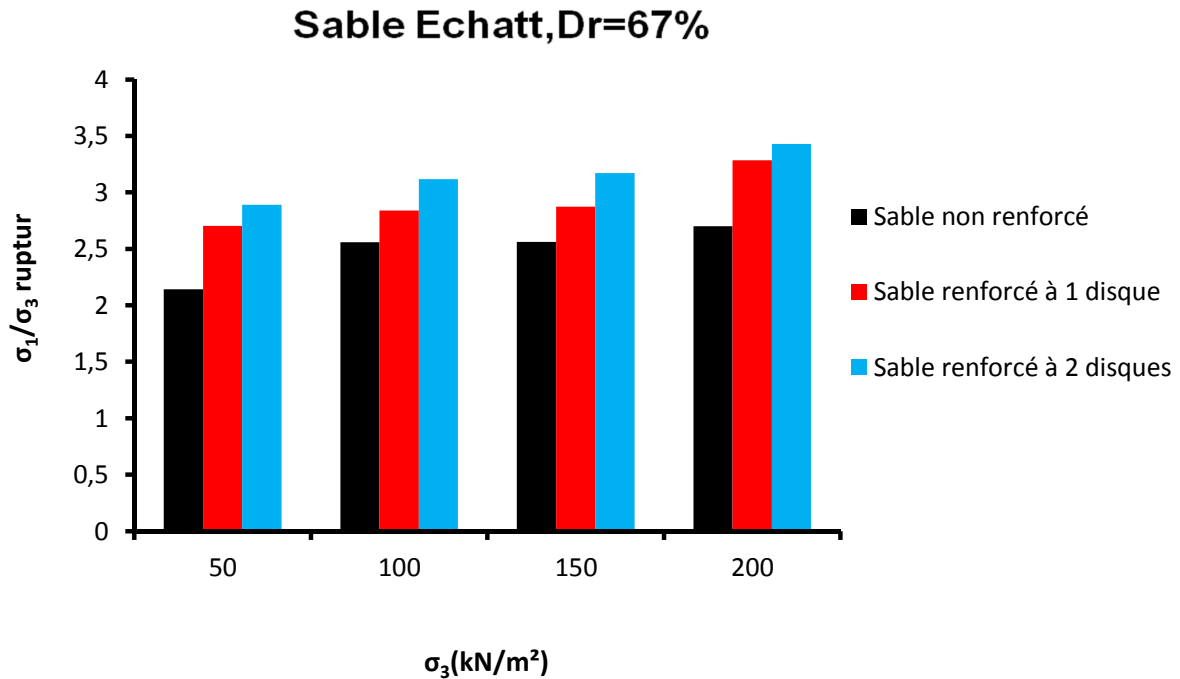


Fig.5.83 L'influence de nombre de disque sur le rapport des contraintes  $\sigma_1/\sigma_3$  à la rupture

Contrairement aux deux caractéristiques précédentes, La déformation volumétrique à la diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement comme le montre la figure 5.84. En effet, l'utilisation des inclusions souples dans le sol sableux semble apporter une amélioration en ce qui concerne la déformation volumétrique à la rupture.

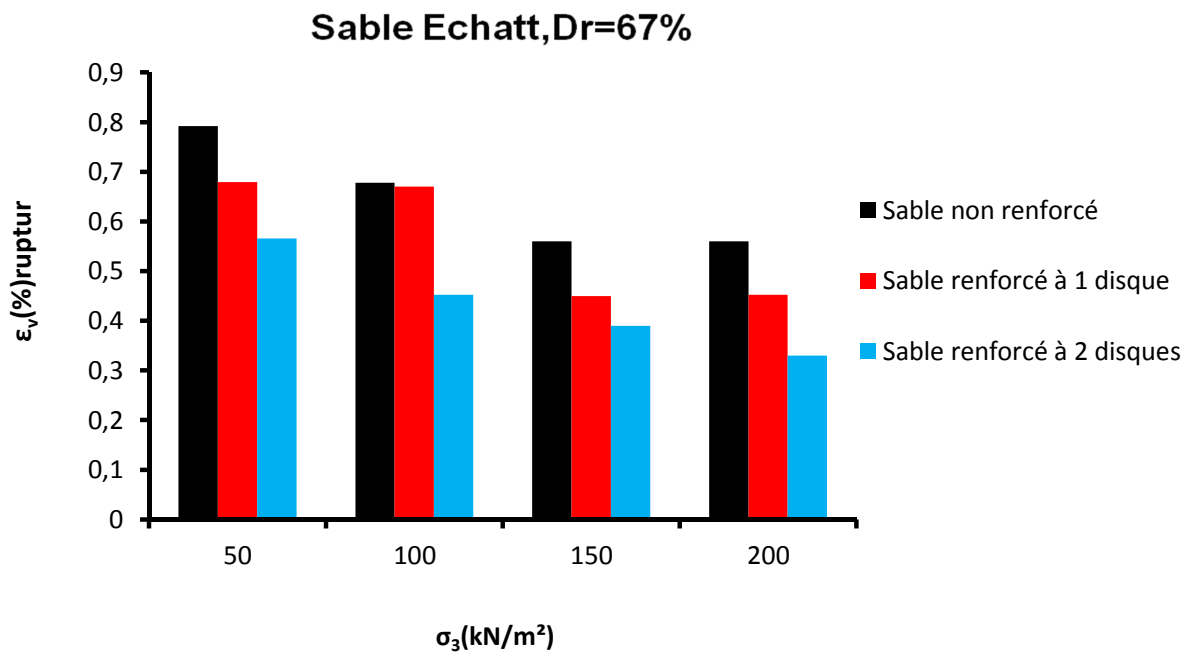


Fig.5.84 L'influence de nombre de disque sur la déformation volumique à la rupture

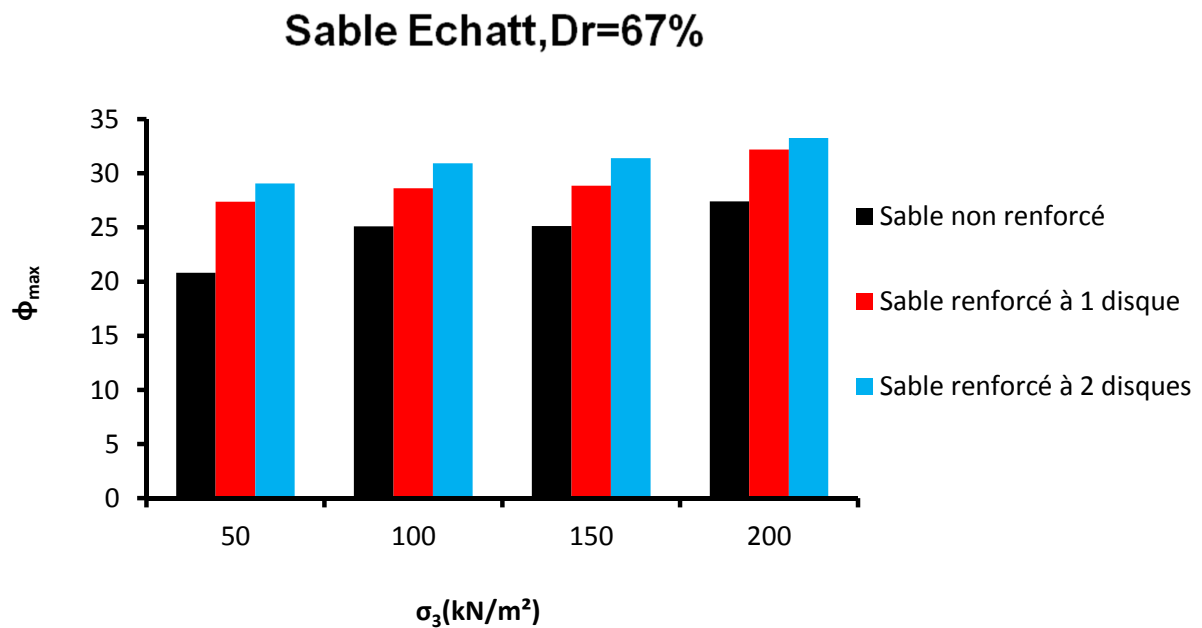
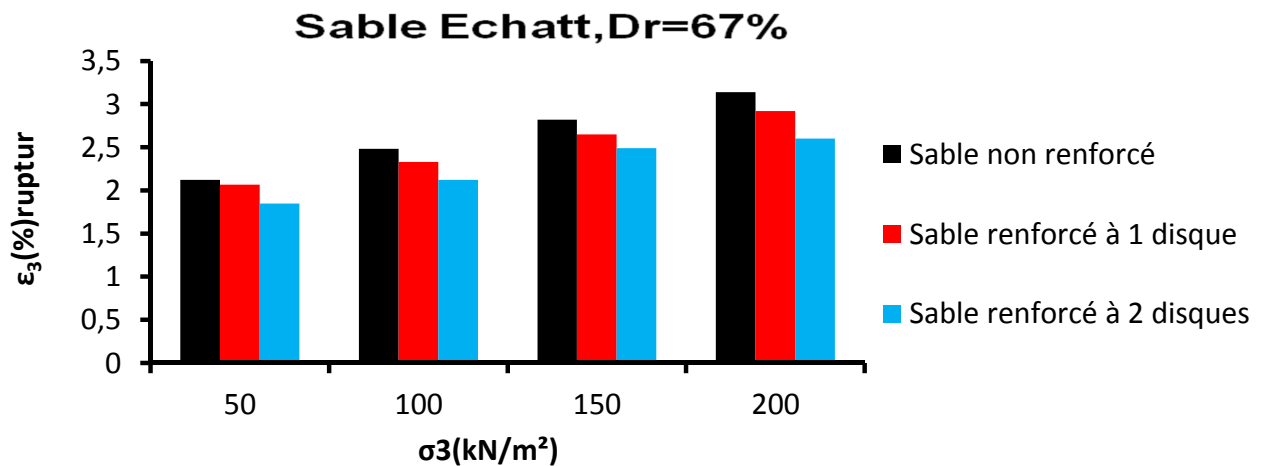


Fig.5.85 L'influence de nombre de disque sur l'angle de frottement au pic

L'incorporation des inclusions dans le sol semble améliorer la valeur de l'angle de frottement interne au pic Fig.5.85. Ce ci est bien évident puisque la résistance au cisaillement du sol s'est améliorée comme discutée au paravent. Une telle observation prouve encore une fois que plus

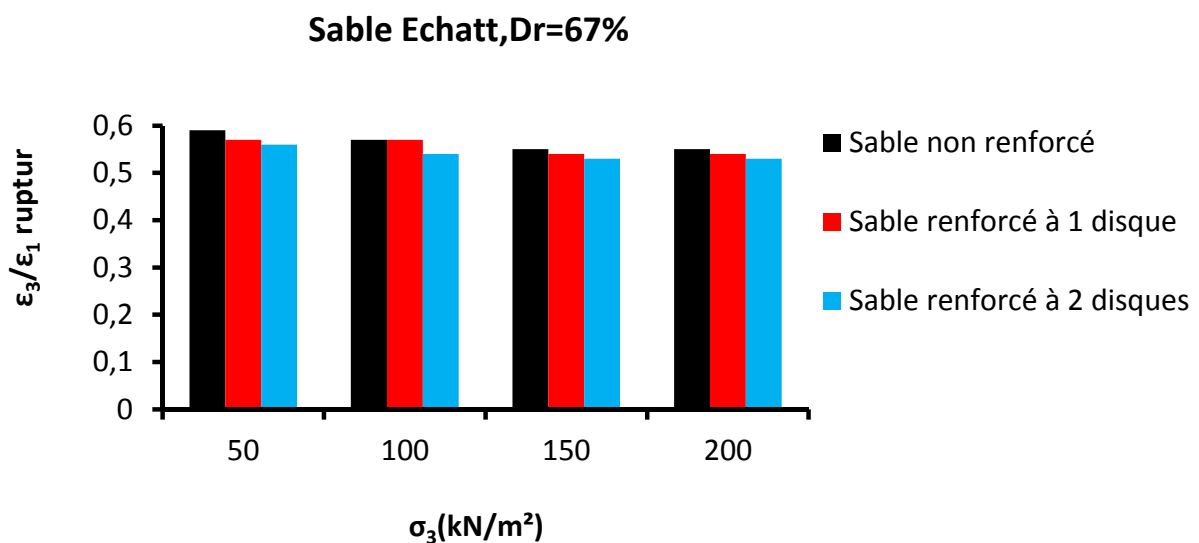
le nombre de disque est important plus le sol résiste mieux et le coefficient de sécurité pour toute étude de stabilité des fondations est par conséquent plus élevé.

La figure 5.86 présente la relation de la déformation latérale de traction à la rupture en fonction de la contrainte de confinement. L'augmentation de nombre de disque en géotextile diminue la déformation latérale à la rupture.



**Fig.5.86 L'influence de nombre de disque sur la déformation latérale à la rupture**

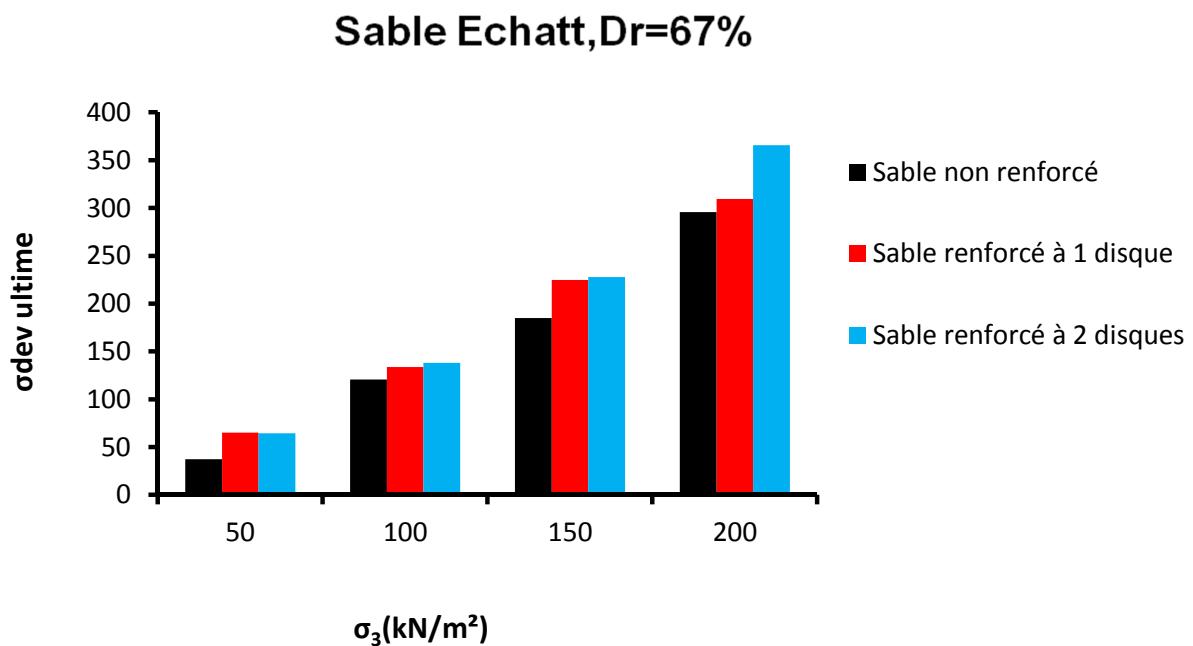
Le rapport de déformation diminue avec l'augmentation de nombre des inclusions comme le montre la figure 5.87. En effet, l'utilisation des inclusions souples dans le sol sableux semble apporter une amélioration en ce qui concerne le coefficient de poisson à la rupture.



**Fig.5.87 L'influence de nombre de disque sur le coefficient de poisson à la rupture**

## 2-2- à l'ultime

La figure 5.88 présente les valeurs du déviateur à l'état ultime pour les éprouvettes de sol non renforcée et renforcées à un et deux disques en géotextiles comme analysées en laboratoire. Les histogrammes montrent bien l'amélioration de la contrainte axiale verticale lorsque le nombre d'inclusion flexible horizontale augmente pour les quatre confinements utilisés à savoir les contraintes hydrostatiques de 50, 100, 150 et 200kN/m<sup>2</sup>.



**Fig.5.88 L'influence de nombre de disque sur la contrainte déviateur à l'état ultime**

La déformation axiale à l'état ultime croit aussi en fonction de l'augmentation du nombre de disques en géotextiles mis dans le sol sableux. La figure 5.89 montre la relation entre la déformation axiale principale et la contrainte de confinement des essais effectués. Il est évident d'après cette dernière que lorsque le nombre d'inclusion croit la déformation axiale principale augmente. Cette observation a été faite aussi pour le rapport des contraintes principales comme le montre la figure 5.90.

### Sable Echatt, Dr=67%

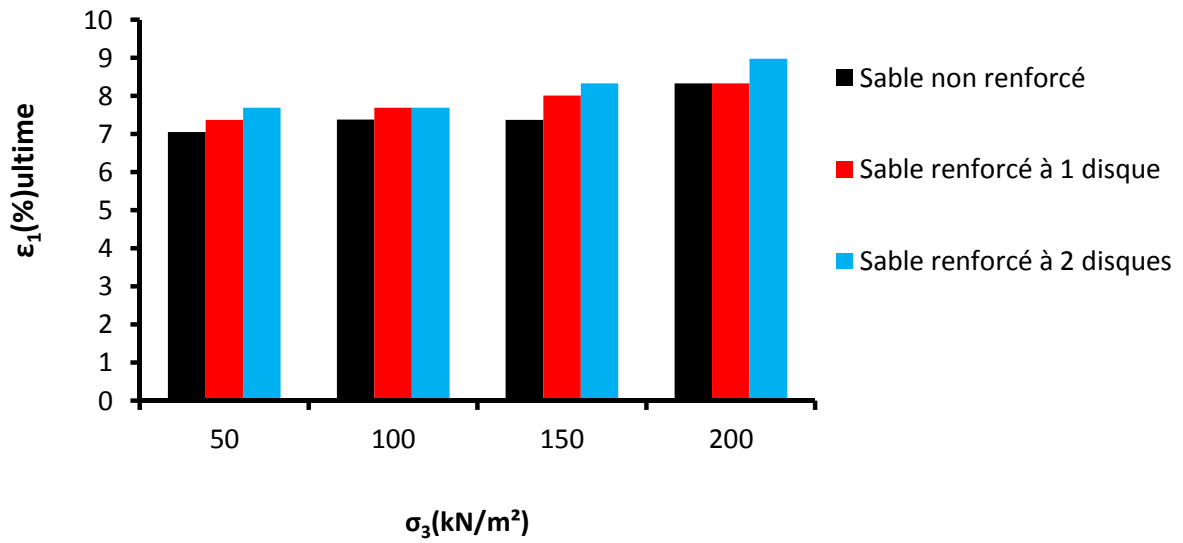


Fig.5.89 L'influence de nombre de disque sur la déformation axiale à l'état ultime

### Sable Echatt, Dr=67%

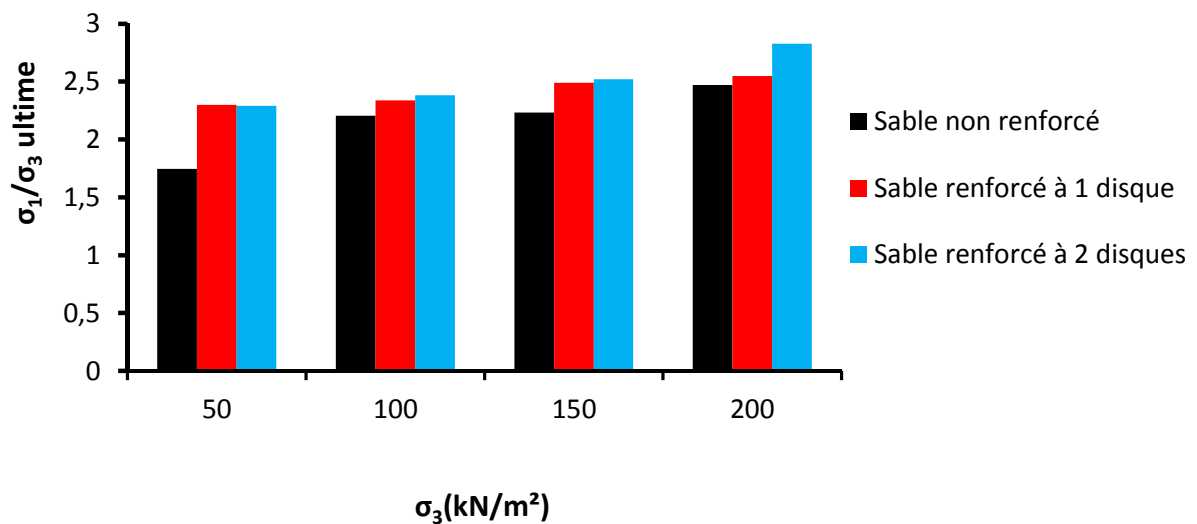
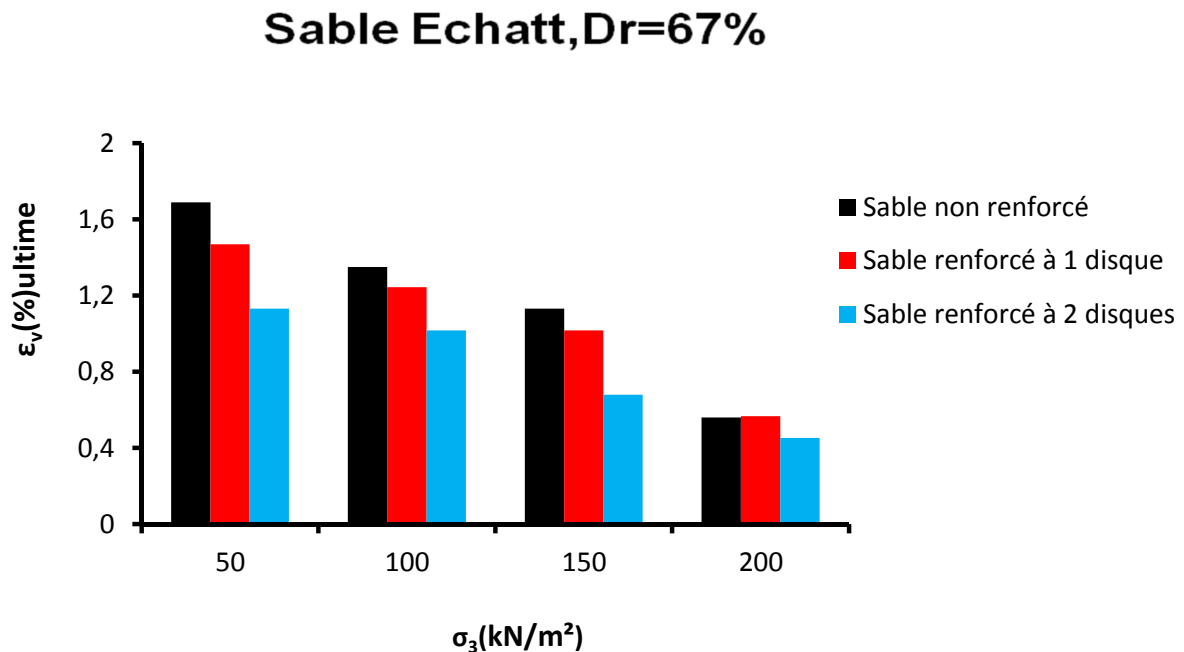


Fig.5.90 L'influence de nombre de disque sur le rapport des contraintes à l'état ultime

Contrairement aux deux caractéristiques précédentes, La déformation volumétrique à l'état ultime diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement comme le montre la figure 5.91. En effet, l'utilisation des inclusions souples dans le sol sableux semble apporter une amélioration en ce qui concerne la déformation volumétrique à l'état ultime.



**Fig.5.91 L'influence de nombre de disque sur la déformation volumétrique à l'état Ultime**

L'incorporation des inclusions dans le sol semble améliorer la valeur de l'angle de frottement interne ultime Fig.5.92. Ce ci est bien évident puisque la résistance au cisaillement du sol s'est améliorée comme discutée au paravent. Une telle observation prouve encore une fois que plus le nombre de disque est important plus le sol résiste mieux et le coefficient de sécurité pour toute étude de stabilité des talus est par conséquent plus élevé.

### Sable Echatt, Dr=67%

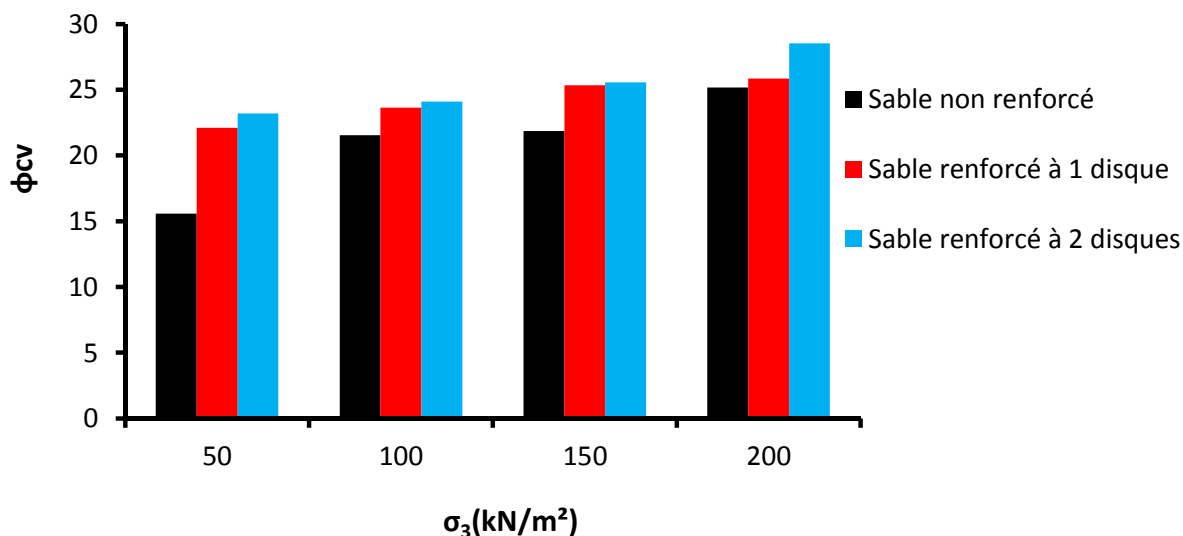


Fig.5.92 L'influence de nombre de disque sur l'angle de frottement à l'état ultime

La figure 5.93 présente la relation de la déformation latérale de traction à l'état ultime en fonction de la contrainte de confinement. L'augmentation de nombre de disque en géotextile diminue la déformation latérale à l'état ultime..

### Sable Echatt, Dr=67%

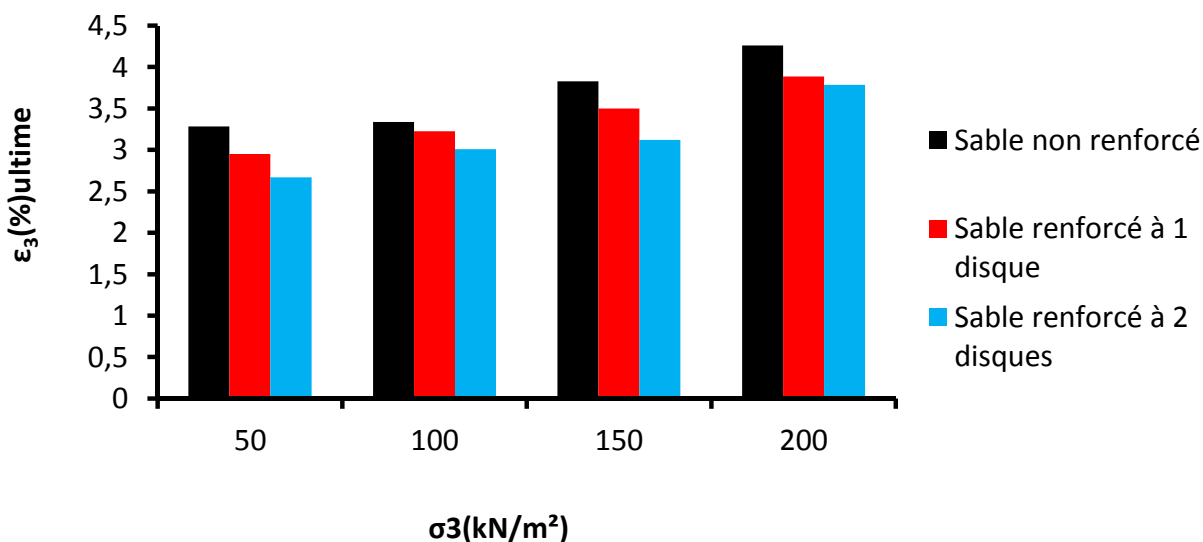
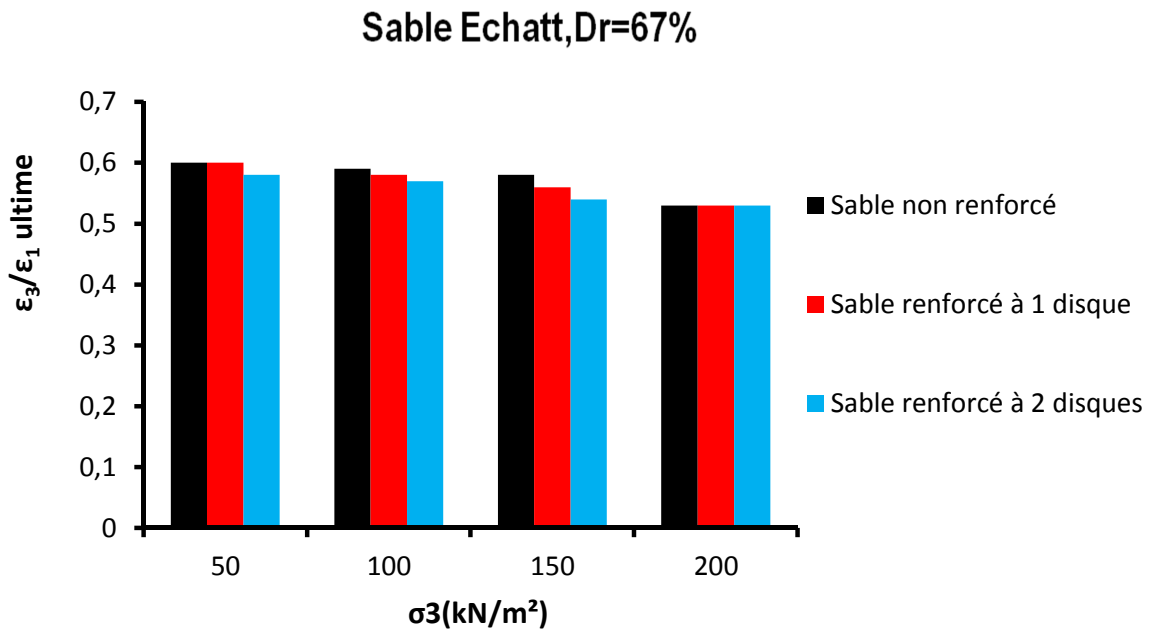


Fig.5.93 L'influence de nombre de disque sur la déformation latérale à l'état ultime

Le rapport de déformation diminue avec l'augmentation de nombre des inclusions comme le montre la figure 5.94. En effet, l'utilisation des inclusions souples dans le sol sableux semble apporter une amélioration en ce qui concerne le coefficient de poisson à l'état ultime.



**Fig.5.94** L'influence de nombre de disque sur le coefficient de poisson à l'état ultime



### CONCLUSION

Le travail de recherche conduit au niveau du laboratoire des travaux public de l'Est sur le sable d'Echatt renforcé et non renforcé par des inclusion en géotextiles de fabrication locale a permis de tirer les conclusions Ci dessous. L'analyse des éprouvettes de sol dans une cellule triaxial avec un élancement de 2 et extrémité ont montré que :

- a. Le rapport des contraintes principales et le déviateur des contraintes à la rupture et à l'état ultime croient avec à l'augmentation du confinement.
- b. La déformation volumique à la rupture diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement alors que la déformation axiale augmente.
- c. A l'état ultime le changement de volume devient constant et varie selon le confinement imposé.
- d. Toutes les éprouvettes exhibent une contraction initiale suivie d'une dilatation. La vitesse de dilatation maximale se situe aux environ de la valeur au pic.
- e. Comme toutes les éprouvettes sont en sable dense, la relation déformation volumique en fonction de la déformation axiale donne des courbes en formé de S montrant une contraction et une dilatation.
- f. La relation entre la déformation axiale et la déformation latérale a montré qu'une augmentation de la contrainte axiale n'engendre pas nécessairement une même augmentation de la contrainte latérale. Avec l'augmentation du déviateur la contrainte latérale se développe moins vitesse que la déformation axiale principale.
- g. Toutes les déformations latérales sont des déformations de traction de signe négatif.
- h. L'approximation de relation déformation latérale en fonction de déformation axiale a des lignes droites montre que la variation de la pression de confinement le sol bien gradue montre une légère variation

- i. Les courbes angle de frottement et le rapport de contrainte en fonction de la déformation latérale montrent qu'elle développent un pic suivi d'une diminution de résistance pour atteindre une valeur constante d'angle de frottement a grande déformation latérale.
- j. Pour les pressions de confinement utilisées dans le programme d'essai la pression de confinement semble avoir une légère influence sur l'angle de frottement et le rapport de contrainte en fonction de la déformation latérale
- k. L'effet de la variation de la contrainte de confinement sur la relation rapport des déformations en fonction de la déformation axiale principale a montré qu'avec l'accroissement de la déformation axiale ce rapport augmente pour atteindre une valeur au pic qui diminue par la suite avec la progression de l'essai de cisaillement. L'augmentation du confinement réduit le rapport des déformations et augmente la déformation axiale principale au pic

La comparaison du comportement des éprouvettes de sol sableux d'Echatt non renforcé et renforcé à 1 et 2 disque a montré les observations suivantes :

L'introduction d'une inclusion en géotextile dans le sol améliore le déviateur, le rapport des contraintes principale et l'angle de frottement interne aussi bien au pic qu'à l'ultime. Plus le nombre d'inclusion est important et plus cette amélioration est évidente.

Une inclusion de disque horizontalement au milieu de l'éprouvette réduit la déformation volumique à la rupture et à l'état ultime. Deux inclusions introduites réduisent encore plus cette caractéristique. Cette observation est aussi faite en ce qui concerne la déformation latérale de traction et le rapport des déformations principales à la rupture

Ces inclusions apportent une réduction dans le coefficient de poisson du sol, les pentes des lignes de tendance (lignes d'approximation). En effet, plus le nombre est important et plus ce coefficient est faible.

A la base de ces conclusions citées ci-dessus, Les inclusions en géotextiles locales introduites dans le sol sableux semblent améliorer la résistance du sol et réduire la déformation latérale ce qui se traduit dans les ouvrages de soutènement par une réduction des poussées des terres. Les hypothèses faites pour les calculs des structures de soutènement par les méthodes aux états limites de Rankine et Coulomb ne semblent pas être vérifiées par la

compagne d'essais effectué en laboratoire d'où les méthodes à utiliser pour les structure en terre armée doivent être sur la base des contraintes de déformations latérale de traction et non celles des déformation axiales de compression.

Lors de cette compagne d'essai un seul type d'inclusion et de sable ont été utilisés, pour mieux comprendre et généraliser ces conclusions il est recommander d'étudier dans des travaux future l'influence du type d'inclusion (matière, rigidité, ouverture des mailles, Espacement dans le sol etc..) et le type de sol par une analyse de l'influence de la granulométrie, la forme des particules de sol, la densité relative et les contrainte de confinement très élevées.

## REFERENCE

1. Allen,T.M , Holtz,R.D,(1991) Design of retaining walls reinforced with geosynthetics ,Geotechnical special publication N°27,pp970-987.
2. Ashmawy ,A.K(1998) Effect of geotextile reinforcement on the stress-strain and volumetric response of sand.vol 2,PP1079-1082.
3. ASTM 3080-98 Standard test methods for direct shear test for soils
4. Bishop,A,W.Henkel, D.J (1969).The measurement of soil properties in the triaxial test.PP50-101
5. Bishop,A,W.(1971).Shear strength for undisturbed and remoulded soil specimens,Cambridge university,pp3-58.
6. Broms,B,B (1977).Triaxial tests with fabric-reinforced soil.vol 3,Ecole nationale des ponts et chaussées,Paris pp 129-134.
7. Chelghoum ,N,(2006).Effect of confining pressure on lateral strain of cohesionless soil.journal of engineering and applied science 1(4)360-369
8. Chelghoum ,N,(2006).Les murs de soutènement.PP
9. Christopher ,B.R,and Holtz,R,D (1985).Geotextile engineering manual ,Washington ,D.C,FHWA-TS-86/203.
10. Conforth D,H,(1964).Plane strain failure characteristics of saturated sand.PhD thesis ,university of London.
11. Djedid.A (1986). Etude du comportement du sable sur chemin non drainé. These University of Grenoble.

12. El Sohby ,M,A.(1964).The behavior of particulate materials under stress,University of Manchester.
13. Fahim,A,(1983).Behaviour of model walls retaining reinforced and unreinforced backfill.PHD.Thesis Strathclyde university.
14. Géotechnique (1994). Norme française. Sols reconnaissance et essais.
15. Gray ,D,H ,Al-Refeai ,T, (1986) .Behavior of fabric vs .fiber –reinforced sand,journal of geotechnical engineering ASCE 112(8),804-820.
16. Haeri,S.M ,Oskrouch,A.M.,(2000) Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sands.Geotextiles and geomembranes 18(16),385-402.
17. Head ,K,H(1986).Manual of soil laboratory testing ,vol3.Proceeding of first Indian geotextiles conference on reinforced soil and geotextiles,pp.F85-93.
18. Hirshfeld ,R,C and poulos,S.J (1963).High-pressure triaxial tests on a compacted sand and undisturbed silt ASTM,STP361,pp329-338.
19. Holtz ,R,D (1995)Retaining walls reinforced with geosynthetics.Geotechnical engineering ,Singapore wold scientific,pp181-194.
20. Ishihara K. et Okada S. (1982).Effects of large preshearing on cyclic behavior of sand. Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol. 22, N° 3.
21. Jewell, R, A, and Paine (1984).Design methods for steep reinforced embankments .On polymer grid reinforcement in civil engineering,London(1984).
22. Jewell ,R,A.,Limit equilibrium analysis of reinforced soil wall.On soil mechanics and foundation engineering ,pp1705-1708.
23. Krishnaswamy ,N,R,Isaac ,N,T,(1985).Liquefaction analysis of saturated reinforced granular soils.Journal of Geotechnical engineering ASCE 121(9),645-651.
24. Lizuka (2004),Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering,Feb 2004

25. Lee,W,F.,(2000).Internal stability analysis of geosynthetics reinforced retaining walls.University of Washington ,Seattle ,380p.
26. MAGNAN J.P. (2000). Cours de mécanique des sols et des roches. Ecole nationale des ponts et chaussées.
27. Maher ,M,H,(1990).Static response of sands reinforced with randomly distributed fibers.Journal of geotechnical engineeringpp 1661-1677.
28. Mashour,M,(1980).The behavior of model granular embankments with and without fabric inclusions .Phd Thesis University of Strathclyde.
29. McGown ,A,Andrawes,K,Z,(1978).Effect of inclusion properties on the behavior of sand. 28(3),327-347.
30. Athanasopoulos.(1993). Stabilité des sables lâches: essais et modélisation. Thèse de Doctorat, Institut de Mécanique de Grenoble.
31. Mesdary ,M,S.,(1969).The Shearing behavior of granular material under a general stress system .Thesis University of Glasgow.
32. Michalowski,R.L(1996).Failure of fiber-reinforced granular soils. 122(3),226-234.
33. Ohashi,H ( 1983 ) Mechanics of fiber reinforcement in sand, journal of geotechnical engineering 109(03),335-353.
34. Park and Tan (2005). comportement du sol renforcé, P-P 149-187.
35. PoulosS. J. (1981). The steady state of deformation. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 107, N°GT5,pp. 553-562.
36. Radoslaw ,L, and Michalowski ,F.(2003).Triaxial compression of sand reinforced with fibers.Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 1090-0241-2003,Feb 2003.

37. K. Rajagopal\*, N.R. Krishnaswamy, G. Madhavi Latha. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 17 (1999) 171-184
38. Rankine ,W,J,M.(1862).Civil Engineering griffin,London.
39. Rowe ,P,W,and Peaker ,K,(1965).Passive earth pressure measurement geotechnique ,vol 15.pp57-78.
40. Terzaghi,K.,(1943).Theoretical soil mechanics
41. Vidal,M,H (1978) .The development and future of reinforced earth .pp,1-61.
42. Yeo ,K,C,(1985).The behavior of polymeric grids used for soil reinforcement .University of Strathclyde.
- 43 Y.T. Kim <sup>a,\*</sup>, H.J. Kim <sup>a</sup>, G.H. Lee (2008) Mechanical behavior of lightweight soil reinforced with waste fishing net. Geotextiles and geomembranes (2008)26.512-518
43. Zhang ,M,X,and Javadi ,A,A.(2006).Triaxial tests of sand reinforced with 3 D inclusions.University of Shanghai.

Sable Echatt non - renforcé

H(mm)	D(mm)	A0(mm²)	V0(mm³)	CR	Dr(%)	σ3(kN/m²)
78	38	1133,54	88416,12	0,5593	67	50

ΔH	VB(ml)	ΔV(ml)	ε1(%)	εv(%)	ε3(%)	A(m²)	P(div)	P(kN)	σdev(kN/m²)	σ3(kN/m²)	σ1(kN/m²)	σ1/σ3	Φ°	ε3/ε1
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	50	50,000	1,000	0,000	0,00
0,25	49,9	-0,1	0,321	0,1131	-0,21681	0,001135	10	0,006	4,926	50	54,926	1,099	2,690	0,32
0,5	49,8	-0,2	0,641	0,2262	-0,43361	0,001138	20	0,011	9,832	50	59,832	1,197	5,129	0,32
1	49,9	-0,1	1,282	0,1131	-0,69758	0,001146	35	0,02	17,075	50	67,075	1,342	8,357	0,46
1,75	50,1	0,1	2,244	-0,1131	-1,06524	0,001160	45	0,025	21,691	50	71,691	1,434	10,213	0,53
2,25	50,2	0,2	2,885	-0,2262	-1,32921	0,001169	50	0,028	23,916	50	73,916	1,478	11,058	0,54
2,5	50,3	0,3	3,205	-0,3393	-1,43291	0,001174	65	0,036	30,953	50	80,953	1,619	13,543	0,55
2,75	50,4	0,4	3,526	-0,4524	-1,53662	0,001180	75	0,042	35,557	50	85,557	1,711	15,029	0,56
3	50,5	0,5	3,846	-0,5655	-1,64032	0,001185	90	0,05	42,479	50	92,479	1,850	17,082	0,57
3,25	50,6	0,6	4,167	-0,6786	-1,74403	0,001190	100	0,056	46,989	50	96,989	1,940	18,316	0,58
3,5	50,7	0,7	4,487	-0,7917	-1,84773	0,001196	120	0,067	56,135	50	106,135	2,123	20,599	0,59
3,75	50,8	0,8	4,808	-0,9048	-1,95144	0,001201	120	0,067	55,884	50	105,884	2,118	20,540	0,59
4	50,9	0,9	5,128	-1,0179	-2,05515	0,001206	120	0,067	55,633	50	105,633	2,113	20,481	0,60
4,25	51	1	5,449	-1,131	-2,15885	0,001212	120	0,067	55,383	50	105,383	2,108	20,422	0,60
4,5	51,1	1,1	5,769	-1,2441	-2,26256	0,001217	120	0,067	55,134	50	105,134	2,103	20,363	0,61
4,75	51,2	1,2	6,090	-1,3572	-2,36626	0,001223	120	0,067	54,885	50	104,885	2,098	20,303	0,61
5	51,3	1,3	6,410	-1,4703	-2,46997	0,001228	100	0,056	45,531	50	95,531	1,911	17,926	0,61
5,25	51,4	1,4	6,731	-1,5834	-2,57367	0,001234	90	0,05	40	50	95,531	1,911	17,926	0,62

Created with



download the free trial online at [nitropdf.com/professional](http://nitropdf.com/professional)



$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\varepsilon 1$ (%)	$\varepsilon v$ (%)	$\varepsilon 3$ (%)	A(m2)	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1/\sigma 3$	$\hat{O}_{max}$	$\varepsilon 3/\varepsilon 1$
5,5	51,5	1,5	7,051	-1,6965	-2,67738	0,001240	80	0,045	36,095	50	86,095	1,722	15,196	0,62
5,75	51,6	1,6	7,372	-1,8096	-8,78109	0,001245	80	0,045	35,930	50	85,930	1,719	15,145	0,62
6	51,6	1,6	7,692	-1,8096	-2,94134	0,001250	80	0,045	35,806	50	85,806	1,716	15,106	0,62
6,25	51,6	1,6	8,013	-1,8096	-3,1016	0,001254	80	0,045	35,682	50	85,682	1,714	15,068	0,61
6,5	51,6	1,6	8,333	-1,8096	-3,26185	0,001258	80	0,045	35,557	50	85,557	1,711	15,029	0,61
6,75	51,6	1,6	8,654	-1,8096	-3,42211	0,001263	80	0,045	35,433	50	85,433	1,709	14,990	0,60
7	51,6	1,6	8,974	-1,8096	-3,58237	0,001267	80	0,045	35,309	50	85,309	1,706	14,951	0,60
7,25	51,6	1,6	9,295	-1,8096	-3,74262	0,001272	80	0,045	35,184	50	85,184	1,704	14,912	0,60
7,5	51,6	1,6	9,615	-1,8096	-3,90288	0,001276	80	0,045	35,060	50	85,060	1,701	14,873	0,59
7,75	51,6	1,6	9,936	-1,8096	-4,06314	0,001281	80	0,045	34,936	50	84,936	1,699	14,834	0,59
8	51,6	1,6	10,256	-1,8096	-4,22339	0,001285	80	0,045	34,811	50	84,811	1,696	14,795	0,59
8,25	51,6	1,6	10,577	-1,8096	-4,38365	0,001290	80	0,045	34,687	50	84,687	1,694	14,756	0,59
8,5	51,6	1,6	10,897	-1,8096	-4,54391	0,001295	80	0,045	34,563	50	84,563	1,691	14,717	0,58
8,75	51,6	1,6	11,218	-1,8096	-4,70416	0,001299	80	0,045	34,438	50	84,438	1,689	14,677	0,58
9	51,6	1,6	11,538	-1,8096	-4,86442	0,001304	80	0,045	34,314	50	84,314	1,686	14,638	0,58
9,25	51,6	1,6	11,859	-1,8096	-5,02467	0,001309	80	0,045	34,190	50	84,190	1,684	14,598	0,58
9,5	51,6	1,6	12,179	-1,8096	-5,18493	0,001313	80	0,045	34,065	50	84,065	1,681	14,559	0,57
9,75	51,6	1,6	12,500	-1,8096	5,345188	0,001318	80	0,045	33,941	50	83,941	1,679	14,519	0,57
10	51,6	1,6	12,821	-1,8096	-5,50544	0,001323	80	0,045	33,817	50	83,817	1,676	14,479	0,57
10,25	51,6	1,6	13,141	-1,8096	-5,6657	0,001328	80	0,045	33,692	50	83,692	1,674	14,439	0,57
10,50	51,6	1,6	13,462	-1,8096	-5,82596	0,001333	80	0,045	33,568	50	83,568	1,671	14,399	0,57
10,75	51,6	1,6	13,782	-1,8096	-5,98621	0,001338	80	0,045	33,444	50	83,444	1,669	14,359	0,57

Created with



**nitroPDF** professional

download the free trial online at [nitropdf.com/professional](http://nitropdf.com/professional)

Created with

 **nitro**<sup>PDF</sup> professional

download the free trial online at [nitropdf.com/professional](https://nitropdf.com/professional)

Created with

 **nitro**<sup>PDF</sup> professional

download the free trial online at [nitropdf.com/professional](https://nitropdf.com/professional)

Created with

 **nitro**<sup>PDF</sup> professional

download the free trial online at [nitropdf.com/professional](https://nitropdf.com/professional)

Created with

 **nitro**<sup>PDF</sup> professional

download the free trial online at [nitropdf.com/professional](https://nitropdf.com/professional)

Sable Echatt non - renforcé

H(mm)	D(mm)	A0(mm <sup>2</sup> )	V0(mm <sup>3</sup> )	CR	Dr(%)	σ3(kN/m <sup>2</sup> )
78	38	1133,54	88416,12	0,5593	67	100

ΔH	VB(ml)	ΔV(ml)	ε1(%)	εv(%)	ε3(%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(kN)	σdev(kN/m <sup>2</sup> )	σ3(kN/m <sup>2</sup> )	σ1(kN/m <sup>2</sup> )	σ1/σ3	Φ°	ε3/ε1
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	100	100,000	1,000	0,000	0
0,25	49,8	-0,2	0,321	-0,2262	-0,27336	0,001139	20	0,0112	9,819	100	109,819	1,098	2,681	0,15
0,5	49,8	-0,2	0,641	-0,2262	-0,43361	0,001143	25	0,014	12,234	100	112,234	1,122	3,303	0,32
1	49,7	-0,3	1,282	-0,3393	-0,81068	0,001152	60	0,0336	29,140	100	129,140	1,291	7,286	0,37
1,75	49,8	-0,2	2,244	-0,2262	-1,2349	0,001162	70	0,0392	33,704	100	133,704	1,337	8,263	0,45
2,25	49,9	-0,1	2,885	-0,1131	-1,49886	0,001168	90	0,0503	43,098	100	143,098	1,431	10,158	0,48
2,5	50	0	3,205	0	-1,60256	0,001171	160	0,0895	76,452	100	176,452	1,765	15,845	0,50
2,75	50,1	0,1	3,526	0,1131	-1,70627	0,001173	190	0,1063	90,588	100	190,588	1,906	17,861	0,52
3	50,2	0,2	3,846	0,2262	-1,80998	0,001176	230	0,1286	109,419	100	209,419	2,094	20,261	0,53
3,25	50,3	0,3	4,167	0,3393	-1,91368	0,001178	290	0,1622	137,659	100	237,659	2,377	23,359	0,54
3,5	50,4	0,4	4,487	0,4524	-2,01739	0,001181	310	0,1734	146,828	100	246,828	2,468	24,256	0,55
3,75	50,6	0,6	4,808	0,6786	-2,06454	0,001182	330	0,1846	156,131	100	256,131	2,561	25,119	0,57
4	50,6	0,6	5,128	0,6786	-2,2248	0,001186	330	0,1846	155,605	100	255,605	2,556	25,071	0,57
4,25	50,6	0,6	5,449	0,6786	-2,38505	0,001190	330	0,1846	155,079	100	255,079	2,551	25,024	0,56
4,5	50,7	0,7	5,769	0,7917	-2,48876	0,001193	330	0,1846	154,730	100	254,730	2,547	24,992	0,57
4,75	50,8	0,8	6,090	0,9048	-2,59247	0,001196	320	0,179	149,701	100	249,701	2,497	24,527	0,57
5	50,9	0,9	6,410	1,0179	-2,69617	0,001198	300	0,1678	140,026	100	240,026	2,400	23,595	0,58
5,25	51	1	6,731	1,131	-2,79988	0,001201	290	0,1622	135,049	100	235,049	2,350	23,094	0,58

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon 1$ (%)	$\epsilon v$ (%)	$\epsilon 3$ (%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(kN)	$\sigma dev$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1/\sigma 3$	$\hat{O}max$	$\epsilon 3/\epsilon 1$
5,5	51,1	1,1	7,051	1,2441	-2,90358	0,001204	270	0,151	125,447	100	225,447	2,254	22,085	0,59
5,75	51,2	1,2	7,372	1,3572	-3,00729	0,001207	260	0,1454	120,522	100	220,522	2,205	21,544	0,59
6	51,3	1,3	7,692	1,4703	-3,11099	0,001209	260	0,1454	120,243	100	220,243	2,202	21,513	0,60
6,25	51,3	1,3	8,013	1,4703	-3,27125	0,001214	260	0,1454	119,825	100	219,825	2,198	21,466	0,59
6,5	51,3	1,3	8,333	1,4703	-3,43151	0,001218	260	0,1454	119,408	100	219,408	2,194	21,420	0,59
6,75	51,3	1,3	8,654	1,4703	-3,59176	0,001222	260	0,1454	118,990	100	218,990	2,190	21,373	0,58
7	51,3	1,3	8,974	1,4703	-3,75202	0,001226	260	0,1454	118,573	100	218,573	2,186	21,325	0,58
7,25	51,3	1,3	9,295	1,4703	-3,91228	0,001231	260	0,1454	118,155	100	218,155	2,182	21,278	0,58
7,5	51,3	1,3	9,615	1,4703	-4,07253	0,001235	260	0,1454	117,738	100	217,738	2,177	21,231	0,58
7,75	51,3	1,3	9,936	1,4703	-4,23279	0,001239	260	0,1454	117,320	100	217,320	2,173	21,184	0,57
8	51,3	1,3	10,256	1,4703	-4,39305	0,001244	260	0,1454	116,903	100	216,903	2,169	21,136	0,57
8,25	51,3	1,3	10,577	1,4703	-4,5533	0,001248	260	0,1454	116,485	100	216,485	2,165	21,088	0,57
8,5	51,3	1,3	10,897	1,4703	-4,71356	0,001253	260	0,1454	116,068	100	216,068	2,161	21,040	0,57
8,75	51,3	1,3	11,218	1,4703	-4,87381	0,001257	260	0,1454	115,650	100	215,650	2,157	20,992	0,57
9	51,3	1,3	11,538	1,4703	-5,03407	0,001262	260	0,1454	115,233	100	215,233	2,152	20,944	0,56
9,25	51,3	1,3	11,859	1,4703	-5,19433	0,001267	260	0,1454	114,815	100	214,815	2,148	20,896	0,56
9,5	51,3	1,3	12,179	1,4703	-5,35458	0,001271	260	0,1454	114,398	100	214,398	2,144	20,848	0,56
9,75	51,3	1,3	12,500	1,4703	-5,51484	0,001276	260	0,1454	113,980	100	213,980	2,140	20,799	0,56
10	51,3	1,3	12,821	1,4703	-5,6751	0,001281	260	0,1454	113,563	100	213,563	2,136	20,751	0,56
10,25	51,3	1,3	13,141	1,4703	-5,83535	0,001285	260	0,1454	113,145	100	213,145	2,131	20,702	0,56
10,50	51,3	1,3	13,462	1,4703	-5,99561	0,001290	260	0,1454	112,728	100	212,728	2,127	20,653	0,55
10,75	51,3	1,3	13,782	1,4703	-6,15587	0,001295	260	0,1454	112,310	100	212,310	2,123	20,604	0,55

Sable Echatt non - renforcé

H(mm)	D(mm)	A0(mm <sup>2</sup> )	V0(mm <sup>3</sup> )	CR	Dr(%)	σ3(KN/m <sup>2</sup> )
78	38	1133,54	88416,12	0,5593	67	150

ΔH	VB(ml)	ΔV(ml)	ε1(%)	εv(%)	ε3(%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(KN)	σdev(kN/m <sup>2</sup> )	σ3(KN/m <sup>2</sup> )	σ1(kN/m <sup>2</sup> )	σ1/σ3	Φ°	ε3/ε1
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	150	150,000	1,000	0,000	0
0,25	49,8	-0,2	0,321	-0,226	-0,2734	0,001139	120	0,0671	58,914	150	208,914	1,393	9,405	0,15
0,5	49,7	-0,3	0,641	-0,339	-0,4902	0,001144	160	0,0895	78,212	150	228,212	1,521	11,848	0,24
1	49,7	-0,3	1,282	-0,339	-0,8107	0,001152	200	0,1119	97,134	150	247,134	1,648	14,014	0,37
1,75	49,7	-0,3	2,244	-0,339	-1,2914	0,001163	250	0,1398	120,234	150	270,234	1,802	16,393	0,42
2,25	49,8	-0,2	2,885	-0,226	-1,5554	0,001169	290	0,1622	138,714	150	288,714	1,925	18,116	0,46
2,5	49,9	-0,1	3,205	-0,113	-1,6591	0,001172	300	0,1678	143,185	150	293,185	1,955	18,511	0,48
2,75	50	0	3,526	0	-1,7628	0,001174	350	0,1958	166,684	150	316,684	2,111	20,464	0,50
3	50,1	0,1	3,846	0,113	-1,8665	0,001177	380	0,2125	180,575	150	330,575	2,204	21,529	0,51
3,25	50,1	0,1	4,167	0,113	-2,0268	0,001181	420	0,2349	198,917	150	348,917	2,326	22,844	0,51
3,5	50,2	0,2	4,487	0,226	-2,1305	0,001184	440	0,2461	207,928	150	357,928	2,386	23,455	0,53
3,75	50,3	0,3	4,808	0,339	-2,2342	0,001186	460	0,2573	216,896	150	366,896	2,446	24,042	0,54
4	50,4	0,4	5,128	0,452	-2,3379	0,001189	480	0,2685	225,820	150	375,820	2,505	24,606	0,54
4,25	50,5	0,5	5,449	0,566	-2,4416	0,001192	500	0,2797	234,701	150	384,701	2,565	25,149	0,55
4,5	50,5	0,5	5,769	0,566	-2,6019	0,001196	510	0,2852	238,584	150	388,584	2,591	25,381	0,55
4,75	50,6	0,6	6,090	0,679	-2,7056	0,001198	530	0,2964	247,378	150	397,378	2,649	25,894	0,56
5	50,7	0,7	6,410	0,792	-2,8093	0,001201	480	0,2685	223,530	150	373,530	2,490	24,463	0,56
5,25	50,8	0,8	6,731	0,905	-2,913	0,001204	440	0,2461	204,434	150	354,434	2,363	23,221	0,57



ΔH	VB(ml)	ΔV(ml)	ε1(%)	εv(%)	ε3(%)	A(m2)	P(div)	P(KN)	σdev(kN/m <sup>2</sup> )	σ3(KN/m <sup>2</sup> )	σ1(kN/m <sup>2</sup> )	σ1/σ3	Φ°	ε3/ε1
5,5	50,9	0,9	7,051	1,018	-3,0167	0,001207	420	0,2349	194,693	150	344,693	2,298	22,550	0,57
5,75	51	1	7,372	1,131	-3,1204	0,001209	400	0,2237	184,994	150	334,994	2,233	21,855	0,58
6	51	1	7,692	1,131	-3,2806	0,001214	400	0,2237	184,354	150	334,354	2,229	21,808	0,57
6,25	51	1	8,013	1,131	-3,4409	0,001218	400	0,2237	183,714	150	333,714	2,225	21,761	0,57
6,5	51	1	8,333	1,131	-3,6012	0,001222	400	0,2237	183,074	150	333,074	2,220	21,714	0,57
6,75	51	1	8,654	1,131	-3,7614	0,001226	400	0,2237	182,434	150	332,434	2,216	21,667	0,57
7	51	1	8,974	1,131	-3,9217	0,001231	400	0,2237	181,794	150	331,794	2,212	21,619	0,56
7,25	51	1	9,295	1,131	-4,0819	0,001235	400	0,2237	181,153	150	331,153	2,208	21,572	0,56
7,5	51	1	9,615	1,131	-4,2422	0,001239	400	0,2237	180,513	150	330,513	2,203	21,524	0,56
7,75	51	1	9,936	1,131	-4,4024	0,001244	400	0,2237	179,873	150	329,873	2,199	21,476	0,56
8	51	1	10,256	1,131	-4,5627	0,001248	400	0,2237	179,233	150	329,233	2,195	21,429	0,56
8,25	51	1	10,577	1,131	-4,723	0,001253	400	0,2237	178,593	150	328,593	2,191	21,381	0,55
8,5	51	1	10,897	1,131	-4,8832	0,001257	400	0,2237	177,953	150	327,953	2,186	21,333	0,55
8,75	51	1	11,218	1,131	-5,0435	0,001262	400	0,2237	177,313	150	327,313	2,182	21,284	0,55
9	51	1	11,538	1,131	-5,2037	0,001266	400	0,2237	176,673	150	326,673	2,178	21,236	0,55
9,25	51	1	11,859	1,131	-5,364	0,001271	400	0,2237	176,033	150	326,033	2,174	21,187	0,55
9,5	51	1	12,179	1,131	-5,5242	0,001276	400	0,2237	175,392	150	325,392	2,169	21,139	0,55
9,75	51	1	12,500	1,131	-5,6845	0,001280	400	0,2237	174,752	150	324,752	2,165	21,090	0,55
10	51	1	12,821	1,131	-5,8447	0,001285	400	0,2237	174,112	150	324,112	2,161	21,041	0,54
10,25	51	1	13,141	1,131	-6,005	0,001290	400	0,2237	173,472	150	323,472	2,156	20,992	0,54
10,50	51	1	13,462	1,131	-6,1653	0,001294	400	0,2237	172,832	150	322,832	2,152	20,943	0,54
10,75	51	1	13,782	1,131	-6,3255	0,001299	400	0,2237	172,192	150	322,192	2,148	20,894	0,54

Sable Echatt non - renforcé

H(mm)	D(mm)	A0(mm²)	V0(mm³)	CR	Dr(%)	$\sigma_3$ (kN/m²)
78	38	1133,54	88416,12	0,5593	67	200

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon_1$ (%)	$\epsilon_v$ (%)	$\epsilon_3$ (%)	A(m²)	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m²)	$\sigma_3$ (kN/m²)	$\sigma_1$ (kN/m²)	$\sigma_1/\sigma_3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon_3/\epsilon_1$
0,00	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	200	200,000	1,000	0,000	0
0,25	49,8	-0,2	0,321	-0,2262	-0,2734	0,001139	220	0,12	108,010	200	308,010	1,540	12,276	0,15
0,50	49,7	-0,3	0,641	-0,3393	-0,4902	0,001144	260	0,15	127,094	200	327,094	1,635	13,953	0,24
1,00	49,6	-0,4	1,282	-0,4524	-0,8672	0,001153	310	0,17	150,388	200	350,388	1,752	15,857	0,32
1,75	49,7	-0,3	2,244	-0,3393	-1,2914	0,001163	340	0,19	163,519	200	363,519	1,818	16,868	0,42
2,25	49,8	-0,2	2,885	-0,2262	-1,5554	0,001169	370	0,21	176,980	200	376,980	1,885	17,863	0,46
2,50	49,9	-0,1	3,205	-0,1131	-1,6591	0,001172	390	0,22	186,141	200	386,141	1,931	18,516	0,48
2,75	50	0	3,526	0	-1,7628	0,001174	410	0,23	195,259	200	395,259	1,976	19,149	0,50
3,00	50,1	0,1	3,846	0,1131	-1,8665	0,001177	440	0,25	209,086	200	409,086	2,045	20,077	0,51
3,25	50,2	0,2	4,167	0,2262	-1,9702	0,001180	460	0,26	218,109	200	418,109	2,091	20,663	0,53
3,50	50,3	0,3	4,487	0,3393	-2,0739	0,001182	510	0,29	241,281	200	441,281	2,206	22,101	0,54
3,75	50,4	0,4	4,808	0,45241	-2,1776	0,001185	550	0,31	259,626	200	459,626	2,298	23,178	0,55
4,00	50,5	0,5	5,128	0,56551	-2,2813	0,001187	600	0,34	282,596	200	482,596	2,413	24,456	0,56
4,25	50,5	0,5	5,449	0,56551	-2,4416	0,001192	660	0,37	309,806	200	509,806	2,549	25,879	0,55
4,50	50,5	0,5	5,769	0,56551	-2,6019	0,001196	730	0,41	341,502	200	541,502	2,708	27,423	0,54
4,75	50,5	0,5	6,090	0,56551	-2,7621	0,001200	730	0,41	340,341	200	540,341	2,702	27,368	0,54
5,00	50,5	0,5	6,410	0,56551	-2,9224	0,001204	730	0,41	339,179	200	539,179	2,696	27,314	0,54
5,25	50,5	0,5	6,731	0,56551	-3,0826	0,001208	730	0,41	338,017	200	538,017	2,690	27,259	0,54

Created with

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon_1$ (%)	$\epsilon_v$ (%)	$\epsilon_3$ (%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1/\sigma_3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon_3/\epsilon_1$
5,50	50,5	0,5	7,051	0,56551	-3,2429	0,001212	700	0,39	323,012	200	523,012	2,615	26,536	0,54
5,75	50,5	0,5	7,372	0,56551	-3,4031	0,001216	680	0,38	312,702	200	512,702	2,564	26,024	0,54
6,00	50,5	0,5	7,692	0,56551	-3,5634	0,001220	670	0,37	307,037	200	507,037	2,535	25,738	0,54
6,25	50,5	0,5	8,013	0,56551	-3,7237	0,001225	660	0,37	301,404	200	501,404	2,507	25,449	0,54
6,50	50,5	0,5	8,333	0,56551	-3,8839	0,001229	650	0,36	295,803	200	495,803	2,479	25,159	0,53
6,75	50,5	0,5	8,654	0,56551	-4,0442	0,001233	650	0,36	294,769	200	494,769	2,474	25,104	0,53
7,00	50,5	0,5	8,974	0,56551	-4,2044	0,001238	650	0,36	293,734	200	493,734	2,469	25,050	0,53
7,25	50,5	0,5	9,295	0,56551	-4,3647	0,001242	650	0,36	292,700	200	492,700	2,464	24,996	0,53
7,50	50,5	0,5	9,615	0,56551	-4,5249	0,001246	650	0,36	291,666	200	491,666	2,458	24,941	0,53
7,75	50,5	0,5	9,936	0,56551	-4,6852	0,001251	650	0,36	290,632	200	490,632	2,453	24,886	0,53
8,00	50,5	0,5	10,256	0,56551	-4,8455	0,001255	650	0,36	289,597	200	489,597	2,448	24,832	0,53
8,25	50,5	0,5	10,577	0,56551	-5,0057	0,001260	650	0,36	288,563	200	488,563	2,443	24,777	0,53
8,50	50,5	0,5	10,897	0,56551	-5,166	0,001264	650	0,36	287,529	200	487,529	2,438	24,721	0,53
8,75	50,5	0,5	11,218	0,56551	-5,3262	0,001269	650	0,36	286,495	200	486,495	2,432	24,666	0,53
9,00	50,5	0,5	11,538	0,56551	-5,4865	0,001274	650	0,36	285,460	200	485,460	2,427	24,611	0,52
9,25	50,5	0,5	11,859	0,56551	-5,6467	0,001278	650	0,36	284,426	200	484,426	2,422	24,555	0,52
9,50	50,5	0,5	12,179	0,56551	-5,807	0,001283	650	0,36	283,392	200	483,392	2,417	24,499	0,52
9,75	50,5	0,5	12,500	0,56551	-5,9672	0,001288	650	0,36	282,357	200	482,357	2,412	24,444	0,52
10,00	50,5	0,5	12,821	0,56551	-6,1275	0,001292	650	0,36	281,323	200	481,323	2,407	24,388	0,52
10,25	50,5	0,5	13,141	0,56551	-6,2878	0,001297	650	0,36	280,289	200	480,289	2,401	24,331	0,52
10,50	50,5	0,5	13,462	0,56551	-6,448	0,001302	650	0,36	279,255	200	479,255	2,396	24,275	0,52
10,75	50,5	0,5	13,782	0,56551	-6,6083	0,001307	650	0,36	278,220	200	478,220	2,391	24,219	0,52

Created with

## sol renforcé à 1 disque

H(mm)	D(mm)	A0(mm <sup>2</sup> )	V0(mm <sup>3</sup> )	CR	Dr(%)	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )
78	38	1133,54	88416,1	0,5593	67	50

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon_1$ (%)	$\epsilon_V$ (%)	$\epsilon_3$ (%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1/\sigma_3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon_3/\epsilon_1$
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	50	50,000	1,000	0,000	0,00
0,25	49,9	-0,1	0,321	-0,1131	0,2168	0,001138	10	0,00559	4,915	50	54,915	1,098	2,685	0,32
0,5	49,8	-0,2	0,641	-0,2262	0,4336	0,001143	25	0,01398	12,234	50	62,234	1,245	6,258	0,32
1	49,8	-0,2	1,282	-0,2262	0,7541	0,001150	35	0,01958	17,018	50	67,018	1,340	8,362	0,41
1,75	49,9	-0,1	2,244	-0,1131	1,1783	0,001160	40	0,02237	19,281	50	69,281	1,386	9,302	0,47
2,25	50	0	2,885	0	1,4423	0,001167	60	0,03356	28,764	50	78,764	1,575	12,908	0,50
2,5	50,1	0,1	3,205	0,113102	1,546	0,001169	75	0,04195	35,877	50	85,877	1,718	15,310	0,52
2,75	50,2	0,2	3,526	0,226203	1,6497	0,001172	95	0,05313	45,345	50	95,345	1,907	18,179	0,53
3	50,3	0,3	3,846	0,339305	1,88	0,001174	110	0,06152	52,390	50	102,390	2,048	20,108	0,54
3,25	50,4	0,4	4,167	0,452406	2,01	0,001177	130	0,07271	61,779	50	111,779	2,236	22,450	0,55
3,5	50,5	0,5	4,487	0,565508	2,03	0,001180	150	0,0839	71,126	50	121,126	2,423	24,559	0,58
3,75	50,6	0,6	4,808	0,678609	2,06	0,001182	180	0,10067	85,162	50	135,162	2,703	27,383	0,60
4	50,7	0,7	5,128	0,791711	2,16	0,001185	180	0,10067	84,972	50	134,972	2,699	27,347	0,60
4,25	50,9	0,9	5,449	1,017914	2,22	0,001186	180	0,10067	84,879	50	134,879	2,698	27,329	0,60
4,5	51	1	5,769	1,131015	2,34	0,001189	180	0,10067	84,688	50	134,688	2,694	27,293	0,60
4,75	51,1	1,1	6,090	1,244117	2,56	0,001191	180	0,10067	84,496	50	134,496	2,690	27,257	0,60
5	51,2	1,2	6,410	1,357219	2,61	0,001194	180	0,10067	84,304	50	134,304	2,686	27,221	0,61
5,25	51,3	1,3	6,731	1,47032	2,77	0,001197	180	0,10067	84,112	50	134,112	2,682	27,184	0,61

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon 1$ (%)	$\epsilon V$ (%)	$\epsilon 3$ (%)	A(m2)	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1/\sigma 3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon 3/\epsilon 1$
5,5	51,3	1,3	7,051	1,47032	2,84	0,001201	180	0,10067	83,823	50	133,823	2,676	27,129	0,60
5,75	51,3	1,3	7,372	1,47032	2,95	0,001205	140	0,0783	64,971	50	114,971	2,299	23,193	0,60
6	51,3	1,3	7,692	1,47032	3,58	0,001209	140	0,0783	64,746	50	114,746	2,295	23,142	0,60
6,25	51,3	1,3	8,013	1,47032	3,2713	0,001214	140	0,0783	64,521	50	114,521	2,290	23,090	0,59
6,5	51,3	1,3	8,333	1,47032	3,4315	0,001218	140	0,0783	64,296	50	114,296	2,286	23,038	0,59
6,75	51,3	1,3	8,654	1,47032	3,5918	0,001222	140	0,0783	64,072	50	114,072	2,281	22,986	0,58
7	51,3	1,3	8,974	1,47032	3,752	0,001226	140	0,0783	63,847	50	113,847	2,277	22,934	0,58
7,25	51,3	1,3	9,295	1,47032	3,9123	0,001231	140	0,0783	63,622	50	113,622	2,272	22,882	0,58
7,5	51,3	1,3	9,615	1,47032	4,0725	0,001235	140	0,0783	63,397	50	113,397	2,268	22,830	0,58
7,75	51,3	1,3	9,936	1,47032	4,2328	0,001239	140	0,0783	63,172	50	113,172	2,263	22,777	0,57
8	51,3	1,3	10,256	1,47032	4,393	0,001244	140	0,0783	62,948	50	112,948	2,259	22,725	0,57
8,25	51,3	1,3	10,577	1,47032	4,5533	0,001248	140	0,0783	62,723	50	112,723	2,254	22,672	0,57
8,5	51,3	1,3	10,897	1,47032	4,7136	0,001253	140	0,0783	62,498	50	112,498	2,250	22,619	0,57
8,75	51,3	1,3	11,218	1,47032	4,8738	0,001257	140	0,0783	62,273	50	112,273	2,245	22,566	0,57
9	51,3	1,3	11,538	1,47032	5,0341	0,001262	140	0,0783	62,048	50	112,048	2,241	22,513	0,56
9,25	51,3	1,3	11,859	1,47032	5,1943	0,001267	140	0,0783	61,824	50	111,824	2,236	22,460	0,56
9,5	51,3	1,3	12,179	1,47032	5,3546	0,001271	140	0,0783	61,599	50	111,599	2,232	22,407	0,56
9,75	51,3	1,3	12,500	1,47032	5,5148	0,001276	140	0,0783	61,374	50	111,374	2,227	22,354	0,56
10	51,3	1,3	12,821	1,47032	5,6751	0,001281	140	0,0783	61,149	50	111,149	2,223	22,300	0,56
10,25	51,3	1,3	13,141	1,47032	5,8354	0,001285	140	0,0783	60,924	50	110,924	2,218	22,246	0,56
10,50	51,3	1,3	13,462	1,47032	5,9956	0,001290	140	0,0783	60,699	50	110,699	2,214	22,193	0,55
10,75	51,3	1,3	13,782	1,47032	6,1559	0,001295	140	0,0783	60,475	50	110,475	2,209	22,139	0,55

Created with

 **nitro**<sup>PDF</sup> professional

download the free trial online at [nitropdf.com/professional](https://nitropdf.com/professional)

Sable Echatt renforcé à 1 disque

H(mm)	D(mm)	A0(mm <sup>2</sup> )	V0(mm <sup>3</sup> )	CR	Dr(%)	σ3(kN/m <sup>2</sup> )
78	38	1133,54	88416,1	0,5593	67,3	100

ΔH	VB(ml)	ΔV(ml)	ε1(%)	εv(%)	ε3(%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(kN)	σdev(kN/m <sup>2</sup> )	σ3(kN/m <sup>2</sup> )	σ1(kN/m <sup>2</sup> )	σ1/σ3	Φ°	ε3/ε1
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	100	100,000	1,000	0,000	0
0,25	49,8	-0,2	0,321	-0,2262	-0,273	0,001139	30	0,0168	14,729	100	114,729	1,147	3,933	0,15
0,5	49,7	-0,3	0,641	-0,3393	-0,49	0,001144	60	0,0336	29,329	100	129,329	1,293	7,348	0,24
1	49,7	-0,3	1,282	-0,3393	-0,811	0,001152	80	0,0447	38,853	100	138,853	1,389	9,362	0,37
1,75	49,8	-0,2	2,244	-0,2262	-1,235	0,001162	90	0,0503	43,333	100	143,333	1,433	10,258	0,45
2,25	49,9	-0,1	2,885	-0,1131	-1,499	0,001168	130	0,0727	62,252	100	162,252	1,623	13,732	0,48
2,5	50	0	3,205	0	-1,603	0,001171	170	0,0951	81,230	100	181,230	1,812	16,788	0,50
2,75	50,1	0,1	3,526	0,1131	-1,706	0,001173	200	0,1119	95,356	100	195,356	1,954	18,835	0,52
3	50,2	0,2	3,846	0,2262	-1,81	0,001176	240	0,1342	114,176	100	214,176	2,142	21,310	0,53
3,25	50,3	0,3	4,167	0,3393	-1,914	0,001178	270	0,151	128,166	100	228,166	2,282	22,989	0,54
3,5	50,4	0,4	4,487	0,4524	-2,017	0,001181	310	0,1734	146,828	100	246,828	2,468	25,046	0,55
3,75	50,5	0,5	4,808	0,5655	-2,121	0,001183	350	0,1958	165,405	100	265,405	2,654	26,915	0,56
4	50,6	0,6	5,128	0,6786	-2,225	0,001186	390	0,2181	183,897	100	283,897	2,839	28,622	0,57
4,25	50,7	0,7	5,449	0,7917	-2,329	0,001189	390	0,2181	183,484	100	283,484	2,835	28,585	0,57
4,5	50,8	0,8	5,769	0,9048	-2,432	0,001191	390	0,2181	183,071	100	283,071	2,831	28,549	0,58
4,75	50,9	0,9	6,090	1,0179	-2,536	0,001194	390	0,2181	182,657	100	282,657	2,827	28,512	0,58
5	51	1	6,410	1,131	-2,64	0,001197	370	0,2069	172,896	100	272,896	2,729	27,623	0,59
5,25	51,1	1,1	6,731	1,2441	-2,743	0,001200	360	0,2013	167,839	100	267,839	2,678	27,148	0,59

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon_1$ (%)	$\epsilon_V$ (%)	$\epsilon_3$ (%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1/\sigma_3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon_3/\epsilon_1$
5,5	51,1	1,1	7,051	1,2441	-2,904	0,001204	340	0,1902	157,970	100	257,970	2,580	26,186	0,59
5,75	51,1	1,1	7,372	1,2441	-3,064	0,001208	310	0,1734	143,535	100	243,535	2,435	24,697	0,58
6	51,1	1,1	7,692	1,2441	-3,224	0,001212	290	0,1622	133,810	100	233,810	2,338	23,632	0,58
6,25	51,1	1,1	8,013	1,2441	-3,384	0,001216	290	0,1622	133,345	100	233,345	2,333	23,580	0,58
6,5	51,1	1,1	8,333	1,2441	-3,545	0,001221	290	0,1622	132,881	100	232,881	2,329	23,527	0,57
6,75	51,1	1,1	8,654	1,2441	-3,705	0,001225	290	0,1622	132,416	100	232,416	2,324	23,475	0,57
7	51,1	1,1	8,974	1,2441	-3,865	0,001229	290	0,1622	131,951	100	231,951	2,320	23,422	0,57
7,25	51,1	1,1	9,295	1,2441	-4,025	0,001234	290	0,1622	131,487	100	231,487	2,315	23,369	0,57
7,5	51,1	1,1	9,615	1,2441	-4,186	0,001238	290	0,1622	131,022	100	231,022	2,310	23,317	0,56
7,75	51,1	1,1	9,936	1,2441	-4,346	0,001242	290	0,1622	130,557	100	230,557	2,306	23,264	0,56
8	51,1	1,1	10,256	1,2441	-4,506	0,001247	290	0,1622	130,093	100	230,093	2,301	23,210	0,56
8,25	51,1	1,1	10,577	1,2441	-4,666	0,001251	290	0,1622	129,628	100	229,628	2,296	23,157	0,56
8,5	51,1	1,1	10,897	1,2441	-4,827	0,001256	290	0,1622	129,164	100	229,164	2,292	23,104	0,56
8,75	51,1	1,1	11,218	1,2441	-4,987	0,001260	290	0,1622	128,699	100	228,699	2,287	23,050	0,56
9	51,1	1,1	11,538	1,2441	-5,147	0,001265	290	0,1622	128,234	100	228,234	2,282	22,997	0,55
9,25	51,1	1,1	11,859	1,2441	-5,307	0,001269	290	0,1622	127,770	100	227,770	2,278	22,943	0,55
9,5	51,1	1,1	12,179	1,2441	-5,468	0,001274	290	0,1622	127,305	100	227,305	2,273	22,889	0,55
9,75	51,1	1,1	12,500	1,2441	-5,628	0,001279	290	0,1622	126,841	100	226,841	2,268	22,835	0,55
10	51,1	1,1	12,821	1,2441	-5,788	0,001283	290	0,1622	126,376	100	226,376	2,264	22,781	0,55
10,25	51,1	1,1	13,141	1,2441	-5,948	0,001288	290	0,1622	125,911	100	225,911	2,259	22,727	0,55
10,50	51,1	1,1	13,462	1,2441	-6,109	0,001293	290	0,1622	125,447	100	225,447	2,254	22,672	0,55
10,75	51,1	1,1	13,782	1,2441	-6,269	0,001298	290	0,1622	124,982	100	224,982	2,250	22,618	0,55



Sable Echatt renforcé à 1 disque

H(mm)	D(mm)	A0(mm <sup>2</sup> )	V0(mm <sup>3</sup> )	CR	Dr(%)	σ3(kN/m <sup>2</sup> )
78	38	1133,54	88416,1	0,5593	66,8	150

ΔH	VB(ml)	ΔV(ml)	ε1(%)	εv(%)	ε3(%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(kN)	σdev(kN/m <sup>2</sup> )	σ3(kN/m <sup>2</sup> )	σ1(kN/m <sup>2</sup> )	σ1/σ3	Φ°	ε3/ε1
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	150	150,000	1,000	0,000	0
0,25	49,9	-0,1	0,321	-0,113	-0,217	0,001138	130	0,0727	63,896	150	213,896	1,426	10,560	0,32
0,5	49,8	-0,2	0,641	-0,226	-0,434	0,001143	180	0,1007	88,087	150	238,087	1,587	13,602	0,32
1	49,7	-0,3	1,282	-0,339	-0,811	0,001152	230	0,1286	111,704	150	261,704	1,745	15,928	0,37
1,75	49,6	-0,4	2,244	-0,452	-1,348	0,001164	250	0,1398	120,099	150	270,099	1,801	17,008	0,40
2,25	49,6	-0,4	2,885	-0,452	-1,669	0,001172	290	0,1622	138,401	150	288,401	1,923	18,503	0,42
2,5	49,7	-0,3	3,205	-0,339	-1,772	0,001174	300	0,1678	142,862	150	292,862	1,952	19,125	0,45
2,75	49,8	-0,2	3,526	-0,226	-1,876	0,001177	330	0,1846	156,805	150	306,805	2,045	20,477	0,47
3	49,9	-0,1	3,846	-0,113	-1,98	0,001180	370	0,2069	175,425	150	325,425	2,170	22,047	0,49
3,25	50	0	4,167	0	-2,083	0,001182	410	0,2293	193,961	150	343,961	2,293	23,505	0,50
3,5	50,1	0,1	4,487	0,113	-2,187	0,001185	450	0,2517	212,413	150	362,413	2,416	24,956	0,51
3,75	50,2	0,2	4,808	0,226	-2,291	0,001188	500	0,2797	235,489	150	385,489	2,570	26,539	0,52
4	50,3	0,3	5,128	0,339	-2,394	0,001190	550	0,3076	258,458	150	408,458	2,723	27,828	0,53
4,25	50,4	0,4	5,449	0,452	-2,498	0,001193	580	0,3244	271,944	150	421,944	2,813	28,550	0,54
4,5	50,4	0,4	5,769	0,452	-2,658	0,001197	600	0,3356	280,368	150	430,368	2,869	28,875	0,55
4,75	50,5	0,5	6,090	0,566	-2,762	0,001200	600	0,3356	279,732	150	429,732	2,865	28,670	0,56
5	50,8	0,8	6,410	0,905	-2,753	0,001200	580	0,3244	270,407	150	420,407	2,803	28,104	0,57
5,25	50,9	0,9	6,731	1,018	-2,856	0,001202	560	0,3132	260,486	150	410,486	2,737	27,396	0,58

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon_1$ (%)	$\epsilon_V$ (%)	$\epsilon_3$ (%)	A(m2)	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1/\sigma_3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon_3/\epsilon_1$
5,5	50,9	0,9	7,051	1,018	-3,017	0,001207	530	0,2964	245,684	150	395,684	2,638	26,552	0,57
5,75	50,9	0,9	7,372	1,018	-3,177	0,001211	510	0,2852	235,598	150	385,598	2,571	25,985	0,57
6	50,9	0,9	7,692	1,018	-3,337	0,001215	500	0,2797	230,179	150	380,179	2,535	25,620	0,57
6,25	50,9	0,9	8,013	1,018	-3,497	0,001219	490	0,2741	224,792	150	374,792	2,499	25,346	0,56
6,5	50,9	0,9	8,333	1,018	-3,658	0,001223	490	0,2741	224,009	150	374,009	2,493	25,292	0,56
6,75	50,9	0,9	8,654	1,018	-3,818	0,001228	490	0,2741	223,226	150	373,226	2,488	25,238	0,56
7	50,9	0,9	8,974	1,018	-3,978	0,001232	490	0,2741	222,443	150	372,443	2,483	25,183	0,56
7,25	50,9	0,9	9,295	1,018	-4,138	0,001236	490	0,2741	221,659	150	371,659	2,478	25,129	0,55
7,5	50,9	0,9	9,615	1,018	-4,299	0,001241	490	0,2741	220,876	150	370,876	2,473	25,074	0,55
7,75	50,9	0,9	9,936	1,018	-4,459	0,001245	490	0,2741	220,093	150	370,093	2,467	25,019	0,55
8	50,9	0,9	10,256	1,018	-4,619	0,001250	490	0,2741	219,310	150	369,310	2,462	24,964	0,55
8,25	50,9	0,9	10,577	1,018	-4,78	0,001254	490	0,2741	218,526	150	368,526	2,457	24,909	0,55
8,5	50,9	0,9	10,897	1,018	-4,94	0,001259	490	0,2741	217,743	150	367,743	2,452	24,854	0,55
8,75	50,9	0,9	11,218	1,018	-5,1	0,001263	490	0,2741	216,960	150	366,960	2,446	24,798	0,55
9	50,9	0,9	11,538	1,018	-5,26	0,001268	490	0,2741	216,177	150	366,177	2,441	24,743	0,54
9,25	50,9	0,9	11,859	1,018	-5,421	0,001272	490	0,2741	215,393	150	365,393	2,436	24,687	0,54
9,5	50,9	0,9	12,179	1,018	-5,581	0,001277	490	0,2741	214,610	150	364,610	2,431	24,631	0,54
9,75	50,9	0,9	12,500	1,018	-5,741	0,001282	490	0,2741	213,827	150	363,827	2,426	24,575	0,54
10	50,9	0,9	12,821	1,018	-5,901	0,001286	490	0,2741	213,044	150	363,044	2,420	24,519	0,54
10,25	50,9	0,9	13,141	1,018	-6,062	0,001291	490	0,2741	212,260	150	362,260	2,415	24,463	0,54
10,50	50,9	0,9	13,462	1,018	-6,222	0,001296	490	0,2741	211,477	150	361,477	2,410	24,406	0,54
10,75	50,9	0,9	13,782	1,018	-6,382	0,001301	490	0,2741	210,694	150	360,694	2,405	24,366	0,54

Sable Echatt renforcé à 1 disque

H(mm)	D(mm)	A0(mm <sup>2</sup> )	V0(mm <sup>3</sup> )	CR	Dr(%)	σ3(kN/m <sup>2</sup> )
78	38	1133,54	88416,1	0,5593	66,9	200

ΔH	VB(ml)	ΔV(ml)	ε1(%)	εv(%)	ε3(%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(kN)	σdev(kN/m <sup>2</sup> )	σ3(kN/m <sup>2</sup> )	σ1(kN/m <sup>2</sup> )	σ1/σ3	Φ°	ε3/ε1
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	200	200,000	1,000	0,000	0
0,25	49,9	-0,1	0,321	-0,113	-0,217	0,001138	240	0,1342	117,962	200	317,962	1,590	13,609	0,32
0,5	49,8	-0,2	0,641	-0,226	-0,434	0,001143	300	0,1678	146,812	200	346,812	1,734	15,949	0,32
1	49,7	-0,3	1,282	-0,339	-0,811	0,001152	350	0,1958	169,984	200	369,984	1,850	17,714	0,37
1,75	49,6	-0,4	2,244	-0,452	-1,348	0,001164	400	0,2237	192,159	200	392,159	1,961	19,379	0,40
2,25	49,6	-0,4	2,885	-0,452	-1,669	0,001172	460	0,2573	219,533	200	419,533	2,098	21,126	0,42
2,5	49,6	-0,4	3,205	-0,452	-1,829	0,001176	510	0,2852	242,592	200	442,592	2,213	22,832	0,43
2,75	49,7	-0,3	3,526	-0,339	-1,932	0,001178	600	0,3356	284,778	200	484,778	2,424	24,856	0,45
3	49,8	-0,2	3,846	-0,226	-2,036	0,001181	640	0,358	303,096	200	503,096	2,515	25,950	0,47
3,25	49,9	-0,1	4,167	-0,113	-2,14	0,001184	700	0,3915	330,780	200	530,780	2,654	27,442	0,49
3,5	50	0	4,487	0	-2,244	0,001186	780	0,4363	367,766	200	567,766	2,839	28,937	0,50
3,75	50,1	0,1	4,808	0,1131	-2,347	0,001189	830	0,4642	390,469	200	590,469	2,952	29,909	0,51
4	50,2	0,2	5,128	0,2262	-2,451	0,001192	880	0,4922	413,065	200	613,065	3,065	30,890	0,52
4,25	50,3	0,3	5,449	0,3393	-2,555	0,001194	940	0,5257	440,237	200	640,237	3,201	31,706	0,53
4,5	50,4	0,4	5,769	0,4524	-2,658	0,001197	960	0,5369	448,588	200	648,588	3,243	32,013	0,54
4,75	50,4	0,4	6,090	0,4524	-2,819	0,001201	980	0,5481	456,376	200	656,376	3,282	32,189	0,54
5	50,5	0,5	6,410	0,5655	-2,922	0,001204	980	0,5481	455,336	200	655,336	3,277	32,144	0,54
5,25	50,5	0,5	6,731	0,5655	-3,083	0,001208	980	0,5481	453,777	200	653,777	3,269	31,905	0,54

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon 1$ (%)	$\epsilon v$ (%)	$\epsilon 3$ (%)	A(m2)	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1/\sigma 3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon 3/\epsilon 1$
5,5	50,5	0,5	7,051	0,5655	-3,243	0,001212	950	0,5313	438,374	200	638,374	3,192	31,066	0,54
5,75	50,5	0,5	7,372	0,5655	-3,403	0,001216	880	0,4922	404,673	200	604,673	3,023	29,646	0,54
6	50,5	0,5	7,692	0,5655	-3,563	0,001220	800	0,4474	366,611	200	566,611	2,833	28,071	0,54
6,25	50,5	0,5	8,013	0,5655	-3,724	0,001225	730	0,4083	333,371	200	533,371	2,667	26,668	0,54
6,5	50,5	0,5	8,333	0,5655	-3,884	0,001229	680	0,3803	309,455	200	509,455	2,547	25,844	0,53
6,75	50,5	0,5	8,654	0,5655	-4,044	0,001233	680	0,3803	308,373	200	508,373	2,542	25,789	0,53
7	50,5	0,5	8,974	0,5655	-4,204	0,001238	680	0,3803	307,291	200	507,291	2,536	25,734	0,53
7,25	50,5	0,5	9,295	0,5655	-4,365	0,001242	680	0,3803	306,209	200	506,209	2,531	25,679	0,53
7,5	50,5	0,5	9,615	0,5655	-4,525	0,001246	680	0,3803	305,127	200	505,127	2,526	25,624	0,53
7,75	50,5	0,5	9,936	0,5655	-4,685	0,001251	680	0,3803	304,045	200	504,045	2,520	25,569	0,53
8	50,5	0,5	10,256	0,5655	-4,845	0,001255	680	0,3803	302,963	200	502,963	2,515	25,513	0,53
8,25	50,5	0,5	10,577	0,5655	-5,006	0,001260	680	0,3803	301,881	200	501,881	2,509	25,457	0,53
8,5	50,5	0,5	10,897	0,5655	-5,166	0,001264	680	0,3803	300,799	200	500,799	2,504	25,401	0,53
8,75	50,5	0,5	11,218	0,5655	-5,326	0,001269	680	0,3803	299,717	200	499,717	2,499	25,345	0,53
9	50,5	0,5	11,538	0,5655	-5,486	0,001274	680	0,3803	298,635	200	498,635	2,493	25,289	0,52
9,25	50,5	0,5	11,859	0,5655	-5,647	0,001278	680	0,3803	297,553	200	497,553	2,488	25,233	0,52
9,5	50,5	0,5	12,179	0,5655	-5,807	0,001283	680	0,3803	296,471	200	496,471	2,482	25,177	0,52
9,75	50,5	0,5	12,500	0,5655	-5,967	0,001288	680	0,3803	295,389	200	495,389	2,477	25,120	0,52
10	50,5	0,5	12,821	0,5655	-6,128	0,001292	680	0,3803	294,307	200	494,307	2,472	25,063	0,52
10,3	50,5	0,5	13,141	0,5655	-6,288	0,001297	680	0,3803	293,225	200	493,225	2,466	25,006	0,52
10,5	50,5	0,5	13,462	0,5655	-6,448	0,001302	680	0,3803	292,143	200	492,143	2,461	24,949	0,52
10,8	50,5	0,5	13,782	0,5655	-6,608	0,001307	680	0,3803	291,061	200	491,061	2,455	24,909	0,52

Sable Echatt renforcé à 2 disques

H(mm)	D(mm)	A0(mm²)	V0(mm³)	CR	Dr(%)	$\sigma_3$ (kN/m²)
78	38	1133,54	88416,1	0,5593	67	50

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon_1$ (%)	$\epsilon_v$ (%)	$\epsilon_3$ (%)	A(m²)	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m²)	$\sigma_3$ (kN/m²)	$\sigma_1$ (kN/m²)	$\sigma_1/\sigma_3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon_3/\epsilon_1$
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	50	50,000	1,000	0,000	0
0,25	49,8	-0,2	0,321	-0,2262031	-0,27336	0,001139	15	0,00839	7,364	50	57,364	1,147	3,933	0,15
0,5	49,7	-0,3	0,641	-0,3393046	-0,49017	0,001144	25	0,01398	12,221	50	62,221	1,244	6,252	0,24
1	49,7	-0,3	1,282	-0,3393046	-0,81068	0,001152	40	0,02237	19,427	50	69,427	1,389	9,362	0,37
1,75	49,8	-0,2	2,244	-0,2262031	-1,2349	0,001162	50	0,02797	24,074	50	74,074	1,481	11,188	0,45
2,25	49,9	-0,1	2,885	-0,1131015	-1,49886	0,001168	75	0,04195	35,915	50	85,915	1,718	15,322	0,48
2,5	50	0	3,205	0	-1,60256	0,001171	95	0,05313	45,393	50	95,393	1,908	18,192	0,50
2,75	50,1	0,1	3,526	0,1131015	-1,70627	0,001173	110	0,06152	52,446	50	102,446	2,049	20,123	0,52
3	50,2	0,2	3,846	0,2262031	-1,80998	0,001176	140	0,0783	66,603	50	116,603	2,332	23,564	0,53
3,25	50,3	0,3	4,167	0,3393046	-1,91368	0,001178	150	0,0839	71,203	50	121,203	2,424	24,576	0,54
3,5	50,4	0,4	4,487	0,4524062	-2,01739	0,001181	160	0,08949	75,782	50	125,782	2,516	25,538	0,55
3,75	50,5	0,5	4,808	0,5655077	-2,12109	0,001183	200	0,11186	94,517	50	144,517	2,890	29,072	0,56
4	50,6	0,6	5,128	0,6786093	-2,2248	0,001186	200	0,11186	94,306	50	144,306	2,886	29,035	0,57
4,25	50,7	0,7	5,449	0,7917108	-2,3285	0,001189	200	0,11186	94,095	50	144,095	2,882	28,999	0,57
4,5	50,8	0,8	5,769	0,9048124	-2,43221	0,001191	200	0,11186	93,883	50	143,883	2,878	28,962	0,58
4,75	50,9	0,9	6,090	1,0179139	-2,53591	0,001194	200	0,11186	93,670	50	143,670	2,873	28,925	0,58
5	51	1	6,410	1,1310155	-2,63962	0,001197	200	0,11186	93,457	50	143,457	2,869	28,887	0,59
5,25	51	1	6,731	1,1310155	-2,79988	0,001201	190	0,10627	88,480	50	138,480	2,770	27,998	0,58

ΔH	VB(ml)	ΔV(ml)	ε1(%)	εv(%)	ε3(%)	A(m2)	P(div)	P(kN)	σdev(kN/m²)	σ3(kN/m²)	σ1(kN/m²)	σ1/σ3	Φ°	ε3/ε1
5,5	51	1	7,051	1,1310155	-2,96013	0,001205	170	0,09508	78,895	50	128,895	2,578	26,168	0,58
5,75	51	1	7,372	1,1310155	-3,12039	0,001209	150	0,0839	69,373	50	119,373	2,387	24,179	0,58
6	51	1	7,592	1,1310155	-3,23049	0,001212	140	0,0783	64,594	50	114,594	2,292	23,107	0,58
6,25	51	1	8,013	1,1310155	-3,4409	0,001218	140	0,0783	64,300	50	114,300	2,286	23,039	0,57
6,5	51	1	8,333	1,1310155	-3,60116	0,001222	140	0,0783	64,076	50	114,076	2,282	22,987	0,57
6,75	51	1	8,654	1,1310155	-3,76142	0,001226	140	0,0783	63,852	50	113,852	2,277	22,935	0,57
7	51	1	8,974	1,1310155	-3,92167	0,001231	140	0,0783	63,628	50	113,628	2,273	22,883	0,56
7,25	51	1	9,295	1,1310155	-4,08193	0,001235	140	0,0783	63,404	50	113,404	2,268	22,831	0,56
7,5	51	1	9,615	1,1310155	-4,24218	0,001239	140	0,0783	63,180	50	113,180	2,264	22,779	0,56
7,75	51	1	9,936	1,1310155	-4,40244	0,001244	140	0,0783	62,956	50	112,956	2,259	22,727	0,56
8	51	1	10,256	1,1310155	-4,5627	0,001248	140	0,0783	62,732	50	112,732	2,255	22,674	0,56
8,25	51	1	10,577	1,1310155	-4,72295	0,001253	140	0,0783	62,508	50	112,508	2,250	22,622	0,55
8,5	51	1	10,897	1,1310155	-4,88321	0,001257	140	0,0783	62,284	50	112,284	2,246	22,569	0,55
8,75	51	1	11,218	1,1310155	-5,04347	0,001262	140	0,0783	62,059	50	112,059	2,241	22,516	0,55
9	51	1	11,538	1,1310155	-5,20372	0,001266	140	0,0783	61,835	50	111,835	2,237	22,463	0,55
9,25	51	1	11,859	1,1310155	-5,36398	0,001271	140	0,0783	61,611	50	111,611	2,232	22,410	0,55
9,5	51	1	12,179	1,1310155	-5,52424	0,001276	140	0,0783	61,387	50	111,387	2,228	22,357	0,55
9,75	51	1	12,500	1,1310155	-5,68449	0,001280	140	0,0783	61,163	50	111,163	2,223	22,303	0,55
10	51	1	12,821	1,1310155	-5,84475	0,001285	140	0,0783	60,939	50	110,939	2,219	22,250	0,54
10,3	51	1	13,141	1,1310155	-6,00501	0,001290	140	0,0783	60,715	50	110,715	2,214	22,196	0,54
10,5	51	1	13,462	1,1310155	-6,16526	0,001294	140	0,0783	60,491	50	110,491	2,210	22,143	0,54
10,8	51	1	13,782	1,1310155	-6,32552	0,001299	140	0,0783	60,267	50	110,267	2,205	22,089	0,54

Sable Echatt renforcé à 2 disques

H(mm)	D(mm)	A0(mm <sup>2</sup> )	V0(mm <sup>3</sup> )	CR	Dr(%)	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )
78	38	1133,54	88416,1	0,5593	67	100

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon_1$ (%)	$\epsilon_v$ (%)	$\epsilon_3$ (%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1/\sigma_3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon_3/\epsilon_1$
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	100	100,000	1,000	0,000	0
0,25	49,8	-0,2	0,321	-0,2262	-0,2734	0,001139	20	0,01119	9,819	100	109,819	1,098	2,682	0,15
0,5	49,7	-0,3	0,641	-0,3393	-0,4902	0,001144	40	0,02237	19,553	100	119,553	1,196	5,109	0,24
1	49,6	-0,4	1,282	-0,4524	-0,8672	0,001153	70	0,03915	33,959	100	133,959	1,340	8,346	0,32
1,75	49,6	-0,4	2,244	-0,4524	-1,348	0,001164	90	0,05034	43,236	100	143,236	1,432	10,239	0,40
2,25	49,7	-0,3	2,885	-0,3393	-1,612	0,001171	130	0,07271	62,112	100	162,112	1,621	13,708	0,44
2,5	49,8	-0,2	3,205	-0,2262	-1,7157	0,001173	160	0,08949	76,279	100	176,279	1,763	16,027	0,46
2,75	49,9	-0,1	3,526	-0,1131	-1,8194	0,001176	180	0,10067	85,627	100	185,627	1,856	17,445	0,48
3	50	0	3,846	0	-1,9231	0,001178	210	0,11745	99,678	100	199,678	1,997	19,428	0,50
3,25	50,1	0,1	4,167	0,1131	-2,0268	0,001181	250	0,13983	118,403	100	218,403	2,184	21,831	0,51
3,5	50,2	0,2	4,487	0,2262	-2,1305	0,001184	280	0,1566	132,318	100	232,318	2,323	23,464	0,53
3,75	50,3	0,3	4,808	0,3393	-2,2342	0,001186	370	0,20694	174,459	100	274,459	2,745	27,768	0,54
4	50,4	0,4	5,128	0,4524	-2,3379	0,001189	450	0,25169	211,706	100	311,706	3,117	30,945	0,54
4,25	50,5	0,5	5,449	0,5655	-2,4416	0,001192	450	0,25169	211,231	100	311,231	3,112	30,908	0,55
4,5	50,6	0,6	5,769	0,6786	-2,5453	0,001194	450	0,25169	210,755	100	310,755	3,108	30,870	0,56
4,75	50,7	0,7	6,090	0,7917	-2,649	0,001197	450	0,25169	210,277	100	310,277	3,103	30,832	0,57
5	50,8	0,8	6,410	0,9048	-2,7527	0,001200	390	0,21813	181,826	100	281,826	2,818	28,438	0,57
5,25	50,9	0,9	6,731	1,0179	-2,8564	0,001202	360	0,20135	167,455	100	267,455	2,675	27,111	0,58

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon 1$ (%)	$\epsilon v$ (%)	$\epsilon 3$ (%)	A(m2)	P(div)	P(kN)	$\sigma dev$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1/\sigma 3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon 3/\epsilon 1$
5,5	50,9	0,9	7,051	1,0179	-3,0167	0,001207	330	0,18457	152,973	100	252,973	2,530	25,683	0,57
5,75	50,9	0,9	7,372	1,0179	-3,1769	0,001211	310	0,17338	143,207	100	243,207	2,432	24,662	0,57
6	50,9	0,9	7,692	1,24	-3,2262	0,001212	300	0,16779	138,418	100	238,418	2,384	24,143	0,57
6,25	50,9	0,9	8,013	1,24	-3,3864	0,001216	300	0,16779	137,938	100	237,938	2,379	24,090	0,56
6,5	50,9	0,9	8,333	1,24	-3,5467	0,001221	300	0,16779	137,457	100	237,457	2,375	24,037	0,56
6,75	50,9	0,9	8,654	1,24	-3,7069	0,001225	300	0,16779	136,976	100	236,976	2,370	23,984	0,56
7	50,9	0,9	8,974	1,24	-3,8672	0,001229	300	0,16779	136,496	100	236,496	2,365	23,931	0,56
7,25	50,9	0,9	9,295	1,24	-4,0274	0,001234	300	0,16779	136,015	100	236,015	2,360	23,878	0,55
7,5	50,9	0,9	9,615	1,24	-4,1877	0,001238	300	0,16779	135,534	100	235,534	2,355	23,824	0,55
7,75	50,9	0,9	9,936	1,24	-4,3479	0,001242	300	0,16779	135,054	100	235,054	2,351	23,771	0,55
8	50,9	0,9	10,256	1,24	-4,5082	0,001247	300	0,16779	134,573	100	234,573	2,346	23,717	0,55
8,25	50,9	0,9	10,577	1,24	-4,6685	0,001251	300	0,16779	134,093	100	234,093	2,341	23,663	0,55
8,5	50,9	0,9	10,897	1,24	-4,8287	0,001256	300	0,16779	133,612	100	233,612	2,336	23,610	0,55
8,75	50,9	0,9	11,218	1,24	-4,989	0,001260	300	0,16779	133,131	100	233,131	2,331	23,555	0,55
9	50,9	0,9	11,538	1,24	-5,1492	0,001265	300	0,16779	132,651	100	232,651	2,327	23,501	0,54
9,25	50,9	0,9	11,859	1,24	-5,3095	0,001270	300	0,16779	132,170	100	232,170	2,322	23,447	0,54
9,5	50,9	0,9	12,179	1,24	-5,4697	0,001274	300	0,16779	131,689	100	231,689	2,317	23,392	0,54
9,75	50,9	0,9	12,500	1,24	-5,63	0,001279	300	0,16779	131,209	100	231,209	2,312	23,338	0,54
10	50,9	0,9	12,821	1,24	-5,7903	0,001284	300	0,16779	130,728	100	230,728	2,307	23,283	0,54
10,25	50,9	0,9	13,141	1,24	-5,9505	0,001288	300	0,16779	130,248	100	230,248	2,302	23,228	0,54
10,50	50,9	0,9	13,462	1,24	-6,1108	0,001293	300	0,16779	129,767	100	229,767	2,298	23,173	0,54
10,75	50,9	0,9	13,782	1,24	-6,271	0,001298	300	0,16779	129,286	100	229,286	2,293	23,118	0,54



Sable Echatt renforcé à 2 disques

H(mm)	D(mm)	A0(mm²)	V0(mm³)	CR	Dr(%)	$\sigma_3$ (kN/m²)
78	38	1133,54	88416,1	0,5593	67	150

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\varepsilon_1$ (%)	$\varepsilon_v$ (%)	$\varepsilon_3$ (%)	A(m²)	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m²)	$\sigma_3$ (kN/m²)	$\sigma_1$ (kN/m²)	$\sigma_1/\sigma_3$	$\Phi^\circ$	$\varepsilon_3/\varepsilon_1$
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	150	150,000	1,000	0,000	0
0,25	49,8	-0,2	0,321	-0,2262	-0,273	0,001139	160	0,089488	78,552	150	228,552	1,524	11,976	0,15
0,5	49,7	-0,3	0,641	-0,3393	-0,49	0,001144	210	0,117453	102,653	150	252,653	1,684	14,770	0,24
1	49,6	-0,4	1,282	-0,4524	-0,867	0,001153	260	0,145418	126,132	150	276,132	1,841	17,217	0,32
1,75	49,6	-0,4	2,244	-0,4524	-1,348	0,001164	300	0,16779	144,119	150	294,119	1,961	18,936	0,40
2,25	49,7	-0,3	2,885	-0,3393	-1,612	0,001171	360	0,201348	172,002	150	322,002	2,147	21,371	0,44
2,5	49,8	-0,2	3,205	-0,2262	-1,716	0,001173	410	0,229313	195,465	150	345,465	2,303	23,235	0,46
2,75	49,9	-0,1	3,526	-0,1131	-1,819	0,001176	460	0,257278	218,823	150	368,823	2,459	24,946	0,48
3	50	0	3,846	0	-1,923	0,001178	510	0,285243	242,076	150	392,076	2,614	26,524	0,50
3,25	50,1	0,1	4,167	0,1131	-2,027	0,001181	550	0,307615	260,487	150	410,487	2,737	27,694	0,51
3,5	50,2	0,2	4,487	0,2262	-2,13	0,001184	580	0,324394	274,087	150	424,087	2,827	28,518	0,53
3,75	50,3	0,3	4,808	0,3393	-2,234	0,001186	600	0,33558	282,907	150	432,907	2,886	29,035	0,54
4	50,3	0,3	5,128	0,3393	-2,394	0,001190	620	0,346766	291,353	150	441,353	2,942	29,517	0,53
4,25	50,3	0,3	5,449	0,3393	-2,555	0,001194	650	0,363545	304,419	150	454,419	3,029	30,242	0,53
4,5	50,3	0,3	5,769	0,363	-2,703	0,001198	680	0,380324	317,465	150	467,465	3,116	30,940	0,53
4,75	50,3	0,3	6,090	0,42	-2,835	0,001201	700	0,39151	325,877	150	475,877	3,173	31,377	0,53
5	50,4	0,4	6,410	0,4524	-2,979	0,001205	700	0,39151	324,871	150	474,871	3,166	31,326	0,54
5,25	50,6	0,6	6,731	0,6786	-3,026	0,001207	700	0,39151	324,495	150	474,495	3,163	31,306	0,55

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon 1$ (%)	$\epsilon v$ (%)	$\epsilon 3$ (%)	A(m2)	P(div)	P(kN)	$\sigma_{dev}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1/\sigma 3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon 3/\epsilon 1$
5,5	50,6	0,6	7,051	0,69	-3,181	0,001211	680	0,380324	314,177	150	464,177	3,095	30,767	0,55
5,75	50,6	0,6	7,372	0,69	-3,341	0,001215	640	0,357952	294,676	150	444,676	2,965	29,704	0,55
6	50,6	0,6	7,692	0,69	-3,501	0,001219	600	0,335558	275,303	150	425,303	2,835	28,590	0,54
6,25	50,6	0,6	8,013	0,69	-3,661	0,001223	570	0,318801	260,630	150	410,630	2,738	27,703	0,54
6,5	50,7	0,7	8,333	0,69	-3,822	0,001227	500	0,27965	227,826	150	377,826	2,519	25,571	0,54
6,75	50,7	0,7	8,654	0,69	-3,982	0,001232	500	0,27965	227,029	150	377,029	2,514	25,517	0,54
7	50,7	0,7	8,974	0,69	-4,142	0,001236	500	0,27965	226,233	150	376,233	2,508	25,462	0,54
7,25	50,7	0,7	9,295	0,69	-4,302	0,001240	500	0,27965	225,436	150	375,436	2,503	25,407	0,54
7,5	50,7	0,7	9,615	0,69	-4,463	0,001245	500	0,27965	224,640	150	374,640	2,498	25,352	0,54
7,75	50,7	0,7	9,936	0,69	-4,623	0,001249	500	0,27965	223,843	150	373,843	2,492	25,297	0,54
8	50,7	0,7	10,256	0,69	-4,783	0,001254	500	0,27965	223,046	150	373,046	2,487	25,242	0,54
8,25	50,7	0,7	10,577	0,69	-4,943	0,001258	500	0,27965	222,250	150	372,250	2,482	25,186	0,54
8,5	50,7	0,7	10,897	0,69	-5,104	0,001263	500	0,27965	221,453	150	371,453	2,476	25,131	0,54
8,75	50,7	0,7	11,218	0,69	-5,264	0,001267	500	0,27965	220,657	150	370,657	2,471	25,075	0,54
9	50,7	0,7	11,538	0,69	-5,424	0,001272	500	0,27965	219,860	150	369,860	2,466	25,019	0,53
9,25	50,7	0,7	11,859	0,69	-5,584	0,001277	500	0,27965	219,064	150	369,064	2,460	24,963	0,53
9,5	50,7	0,7	12,179	0,69	-5,745	0,001281	500	0,27965	218,267	150	368,267	2,455	24,907	0,53
9,75	50,7	0,7	12,500	0,69	-5,905	0,001286	500	0,27965	217,470	150	367,470	2,450	24,851	0,53
10	50,7	0,7	12,821	0,69	-6,065	0,001291	500	0,27965	216,674	150	366,674	2,444	24,794	0,53
10,25	50,7	0,7	13,141	0,69	-6,226	0,001295	500	0,27965	215,877	150	365,877	2,439	24,738	0,53
10,50	50,7	0,7	13,462	0,69	-6,386	0,001300	500	0,27965	215,081	150	365,081	2,434	24,681	0,53
10,75	50,7	0,7	13,782	0,69	-6,546	0,001305	500	0,27965	214,284	150	364,284	2,429	24,624	0,53

Sable Echatt renforcé à 2 disques

H(mm)	D(mm)	A0(mm <sup>2</sup> )	V0(mm <sup>3</sup> )	CR	Dr(%)	σ3(kN/m <sup>2</sup> )
78	38	1133,54	88416,12	0,5593	67	200

ΔH	VB(ml)	ΔV(ml)	ε1(%)	εv(%)	ε3(%)	A(m <sup>2</sup> )	P(div)	P(kN)	σdev(kN/m <sup>2</sup> )	σ3(kN/m <sup>2</sup> )	σ1(kN/m <sup>2</sup> )	σ1/σ3	Φ°	ε3/ε1
0	50	0	0	0	0	0,001133	0	0	0,000	200	200,000	1,000	0,000	0
0,25	49,9	-0,1	0,321	-0,113	0,2168	0,001138	300	0,16779	147,452	200	347,452	1,737	15,625	0,32
0,5	49,8	-0,2	0,641	-0,226	0,4336	0,001143	380	0,212534	185,962	200	385,962	1,930	18,503	0,32
1	49,7	-0,3	1,282	-0,339	0,8107	0,001152	440	0,246092	213,694	200	413,694	2,068	20,378	0,37
1,75	49,6	-0,4	2,244	-0,452	1,348	0,001164	500	0,27965	240,198	200	440,198	2,201	22,036	0,40
2,25	49,6	-0,4	2,885	-0,452	1,6685	0,001172	550	0,307615	262,485	200	462,485	2,312	23,342	0,42
2,5	49,6	-0,4	3,205	-0,452	1,8288	0,001176	580	0,324394	275,889	200	475,889	2,379	24,091	0,43
2,75	49,7	-0,3	3,526	-0,339	1,9325	0,001178	620	0,346766	294,271	200	494,271	2,471	25,078	0,45
3	49,8	-0,2	3,846	-0,226	2,0362	0,001181	660	0,369138	312,568	200	512,568	2,563	26,018	0,47
3,25	49,9	-0,1	4,167	-0,113	2,1399	0,001184	700	0,39151	330,780	200	530,780	2,654	26,913	0,49
3,5	50	0	4,487	0	2,2436	0,001186	760	0,425068	358,336	200	558,336	2,792	28,199	0,50
3,75	50,1	0,1	4,808	0,113	2,3473	0,001189	800	0,44744	376,355	200	576,355	2,882	28,998	0,51
4	50,2	0,2	5,128	0,226	2,451	0,001192	820	0,458626	384,901	200	584,901	2,925	29,366	0,52
4,25	50,3	0,3	5,449	0,339	2,5547	0,001194	850	0,475405	398,086	200	598,086	2,990	29,921	0,53
4,5	50,3	0,3	5,769	0,36	2,7046	0,001198	900	0,50337	420,162	200	620,162	3,101	30,817	0,53
4,75	50,3	0,3	6,090	0,386	2,8519	0,001202	950	0,531335	442,111	200	642,111	3,211	31,668	0,52
5	50,3	0,3	6,410	0,395	3,0076	0,001206	1000	0,5593	463,833	200	663,833	3,319	32,476	0,52
5,25	50,3	0,3	6,731	0,401	3,1649	0,001210	1050	0,587265	485,386	200	685,386	3,427	33,245	0,52

Created with

$\Delta H$	VB(ml)	$\Delta V$ (ml)	$\epsilon 1$ (%)	$\epsilon v$ (%)	$\epsilon 3$ (%)	A(m2)	P(div)	P(kN)	$\sigma dev$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 3$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma 1/\sigma 3$	$\Phi^\circ$	$\epsilon 3/\epsilon 1$
5,5	50,4	0,4	7,051	0,452	3,2994	0,001213	1050	0,587265	483,968	200	683,968	3,420	33,195	0,52
5,75	50,4	0,4	7,372	0,459	3,4564	0,001218	1050	0,587265	482,331	200	682,331	3,412	33,138	0,52
6	50,4	0,4	7,692	0,5	3,5962	0,001221	1050	0,587265	480,860	200	680,860	3,404	33,086	0,52
6,25	50,4	0,4	8,013	0,512	3,7504	0,001225	990	0,553707	451,863	200	651,863	3,259	32,035	0,52
6,5	50,4	0,4	8,333	0,52	3,9067	0,001230	950	0,531335	432,130	200	632,130	3,161	31,286	0,52
6,75	50,4	0,4	8,654	0,561	4,0464	0,001233	900	0,50337	408,123	200	608,123	3,041	30,333	0,52
7	50,4	0,4	8,974	0,562	4,2062	0,001238	810	0,453033	366,025	200	566,025	2,830	28,543	0,52
7,25	50,4	0,4	9,295	0,562	4,3664	0,001242	810	0,453033	364,737	200	564,737	2,824	28,486	0,52
7,5	50,4	0,4	9,615	0,562	4,5267	0,001246	810	0,453033	363,448	200	563,448	2,817	28,428	0,52
7,75	50,4	0,4	9,936	0,562	4,6869	0,001251	810	0,453033	362,159	200	562,159	2,811	28,371	0,52
8	50,4	0,4	10,256	0,562	4,8472	0,001255	810	0,453033	360,870	200	560,870	2,804	28,313	0,52
8,25	50,4	0,4	10,577	0,562	5,0075	0,001260	810	0,453033	359,581	200	559,581	2,798	28,255	0,52
8,5	50,4	0,4	10,897	0,562	5,1677	0,001264	810	0,453033	358,293	200	558,293	2,791	28,197	0,52
8,75	50,4	0,4	11,218	0,562	5,328	0,001269	810	0,453033	357,004	200	557,004	2,785	28,138	0,52
9	50,4	0,4	11,538	0,562	5,4882	0,001274	810	0,453033	355,715	200	555,715	2,779	28,080	0,52
9,25	50,4	0,4	11,859	0,562	5,6485	0,001278	810	0,453033	354,426	200	554,426	2,772	28,021	0,52
9,5	50,4	0,4	12,179	0,562	5,8087	0,001283	810	0,453033	353,137	200	553,137	2,766	27,962	0,52
9,75	50,4	0,4	12,500	0,562	5,969	0,001288	810	0,453033	351,848	200	551,848	2,759	27,903	0,52
10	50,4	0,4	12,821	0,562	6,1293	0,001292	810	0,453033	350,560	200	550,560	2,753	27,844	0,52
10,25	50,4	0,4	13,141	0,562	6,2895	0,001297	810	0,453033	349,271	200	549,271	2,746	27,785	0,52
10,50	50,4	0,4	13,462	0,562	6,4498	0,001302	810	0,453033	347,982	200	547,982	2,740	27,725	0,52
10,75	50,4	0,4	13,782	0,562	6,61	0,001307	810	0,453033	346,693	200	546,693	2,733	27,665	0,52

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

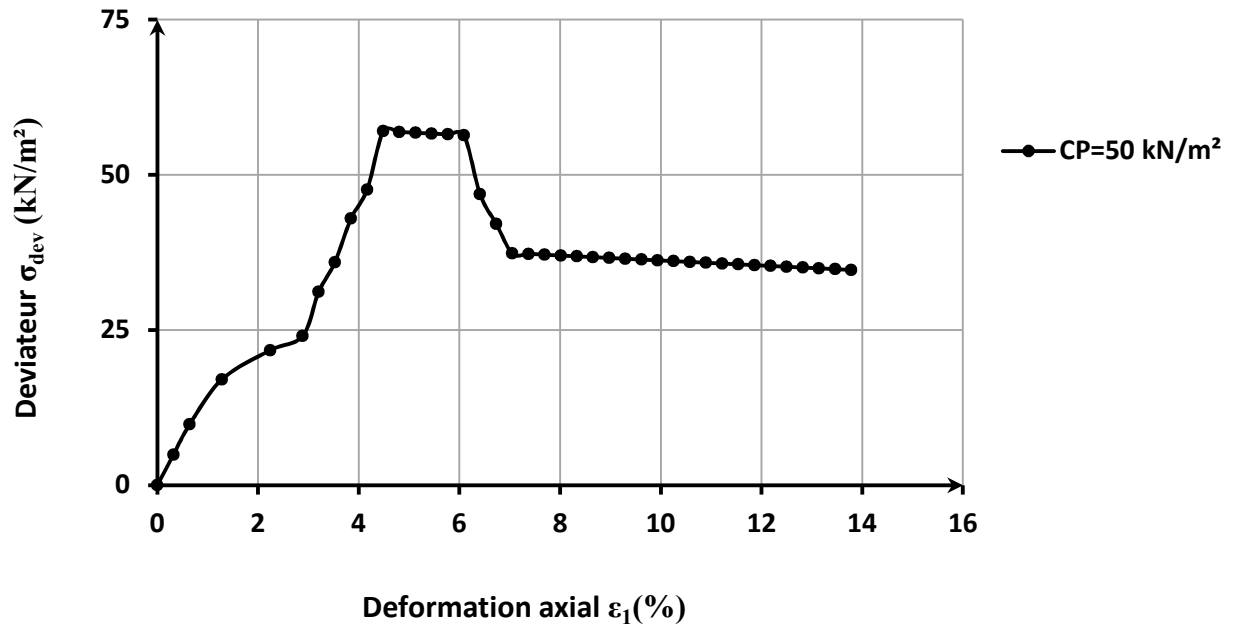


Fig.A.1 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

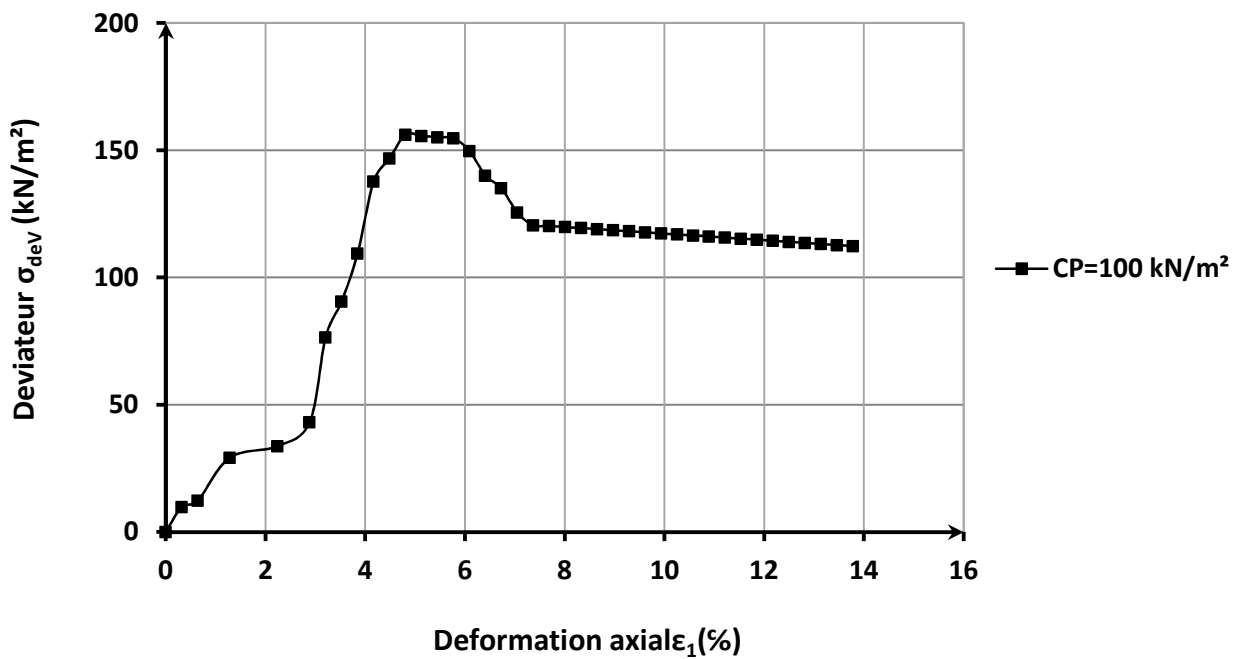
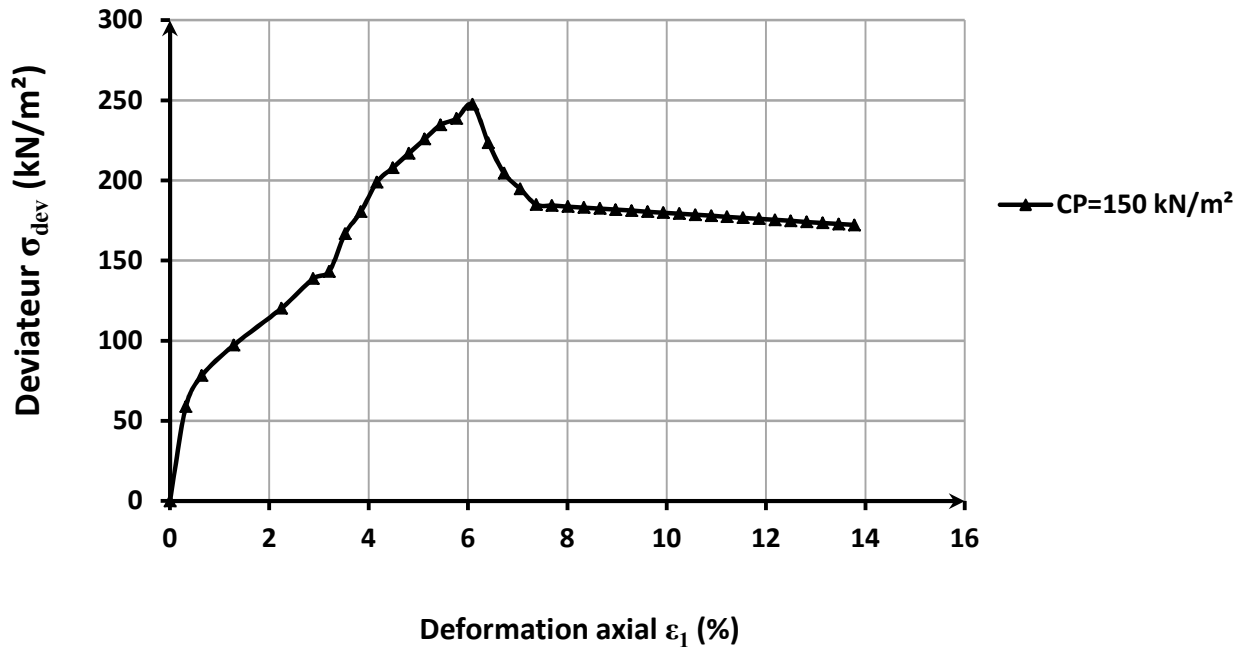


Fig.A.2 déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%



FigA.3 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

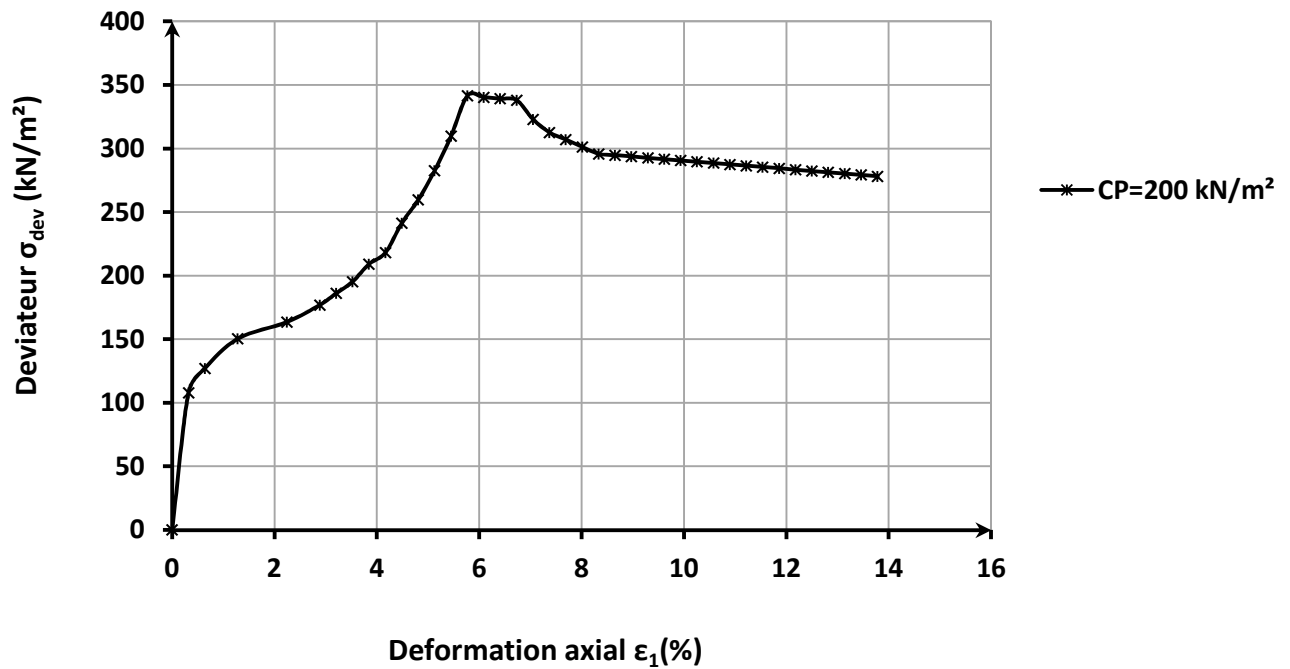


Fig.A.4 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

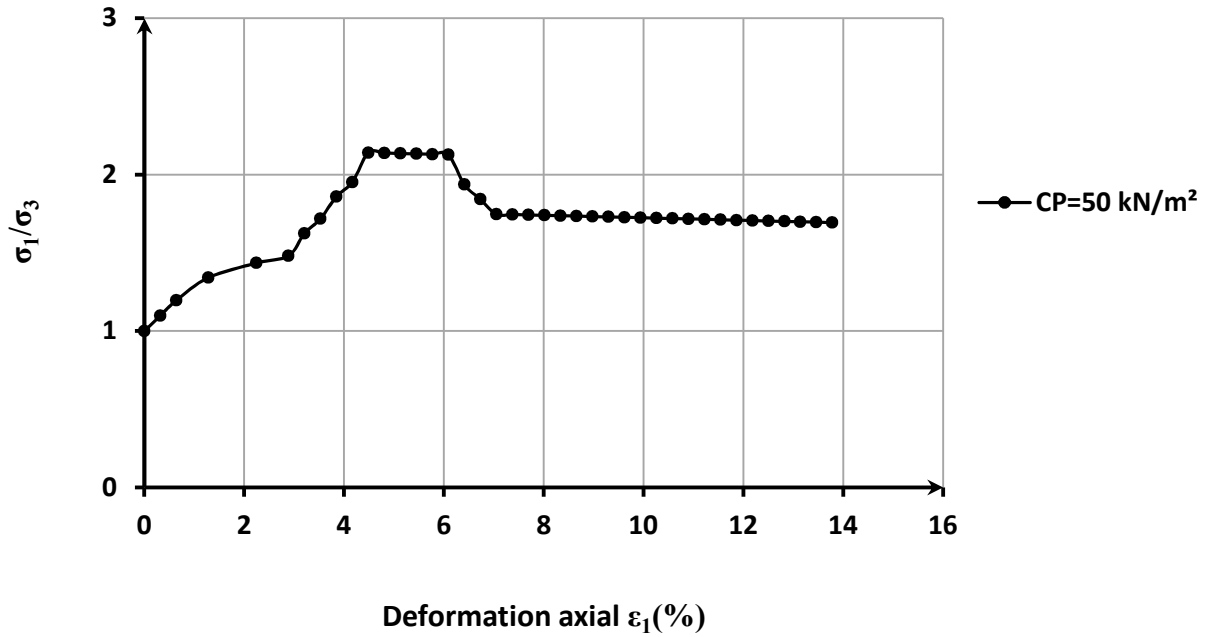


Fig.A.5 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

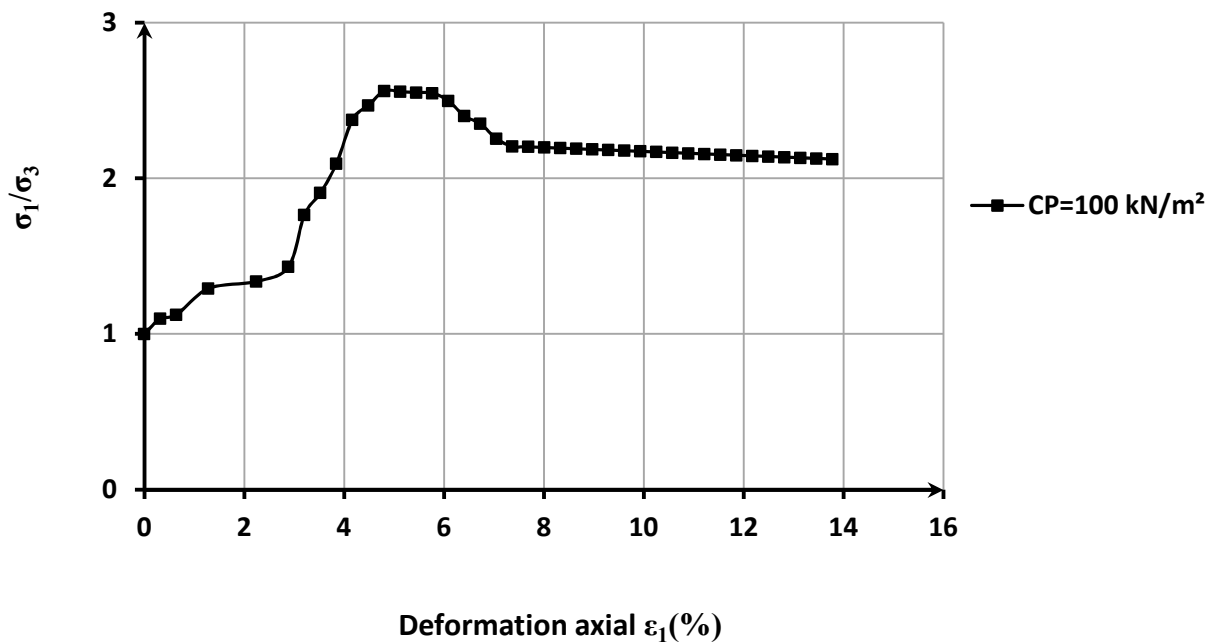


Fig.A.6 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

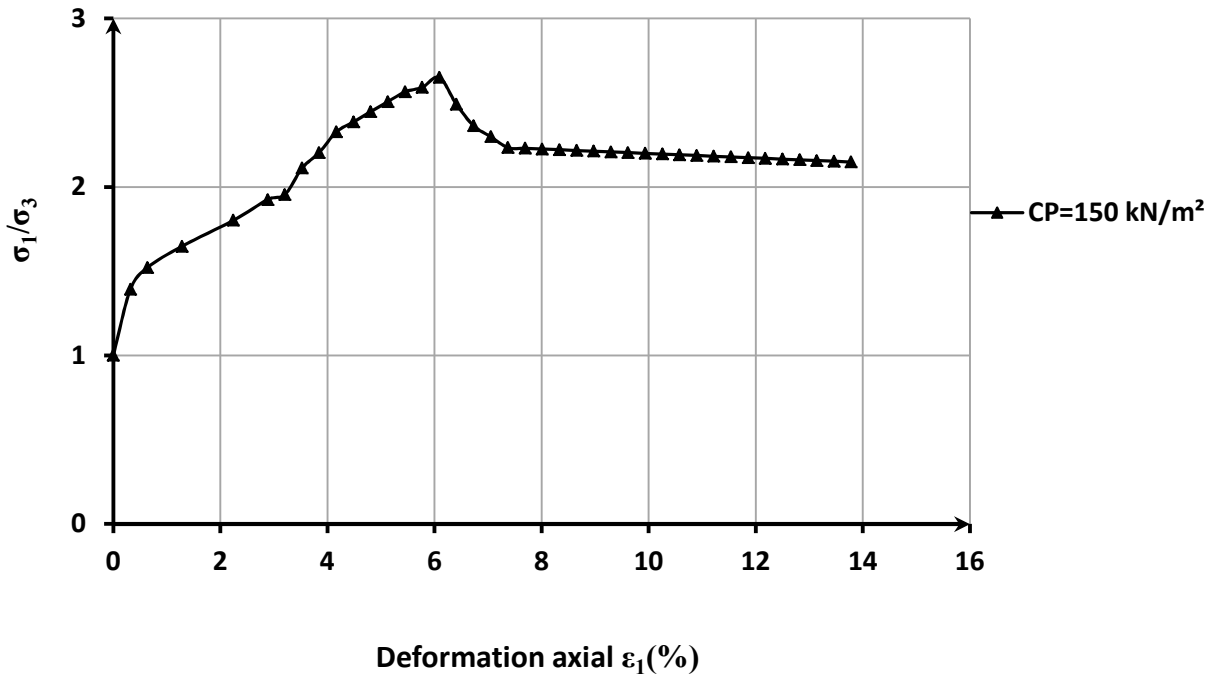


Fig.A.7 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

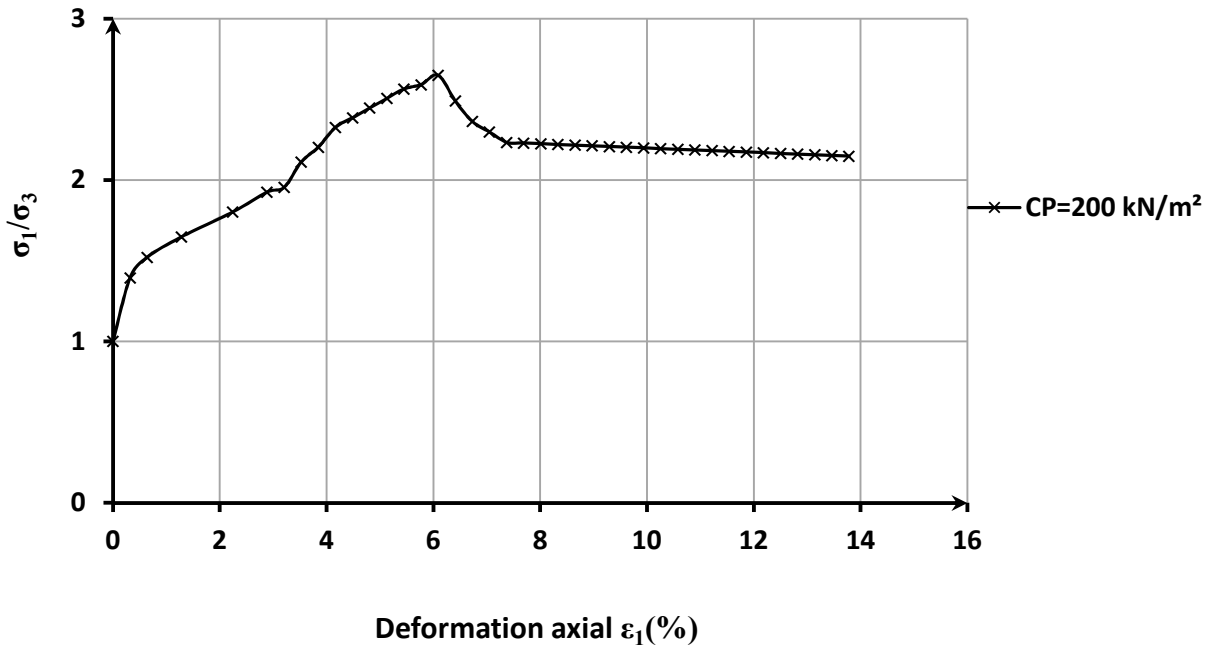


Fig.A.8 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$



### Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

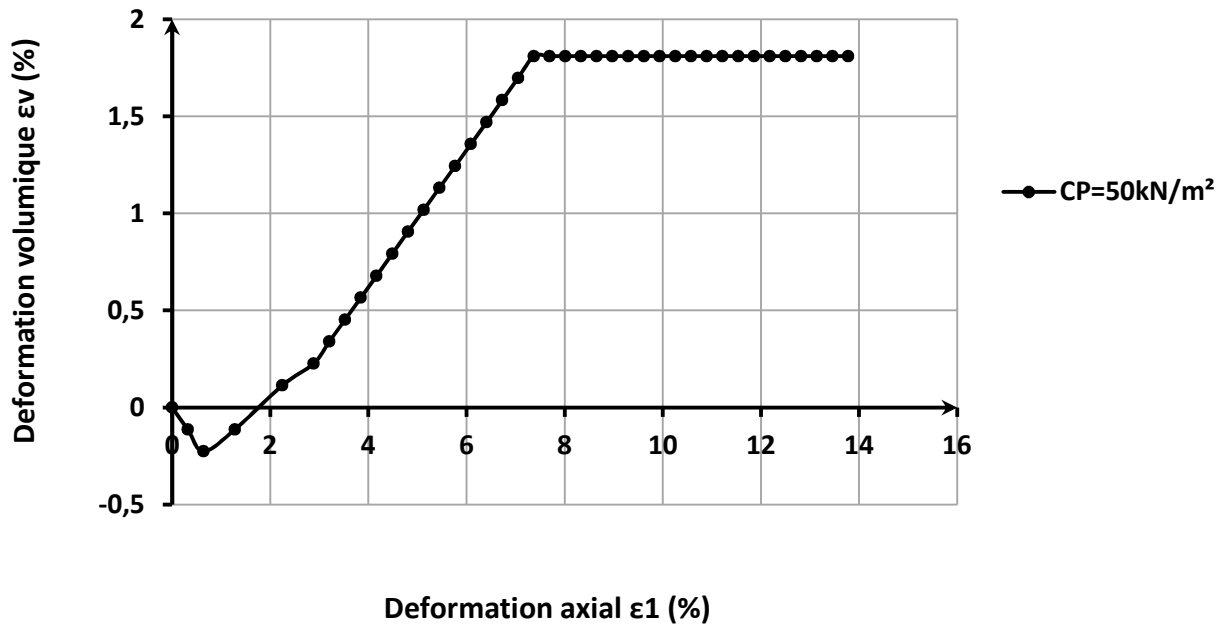


Fig.A.9 Relation déformation volumique- Déformation axial à  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

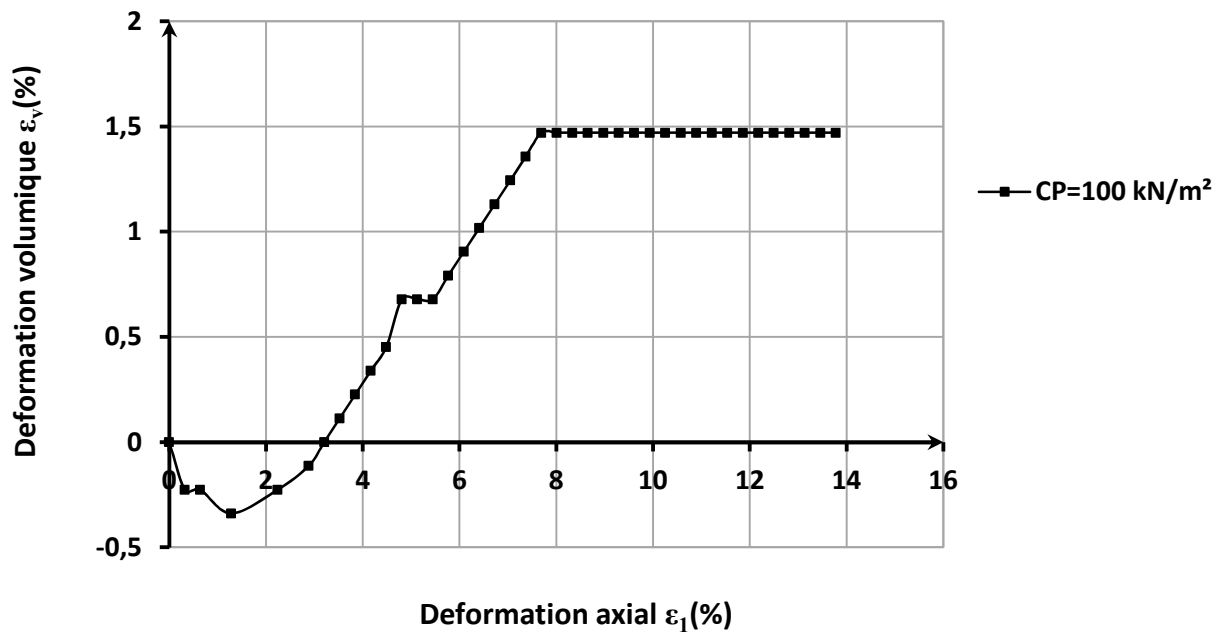


Fig.A.10 Relation déformation volumique- Déformation axial à  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

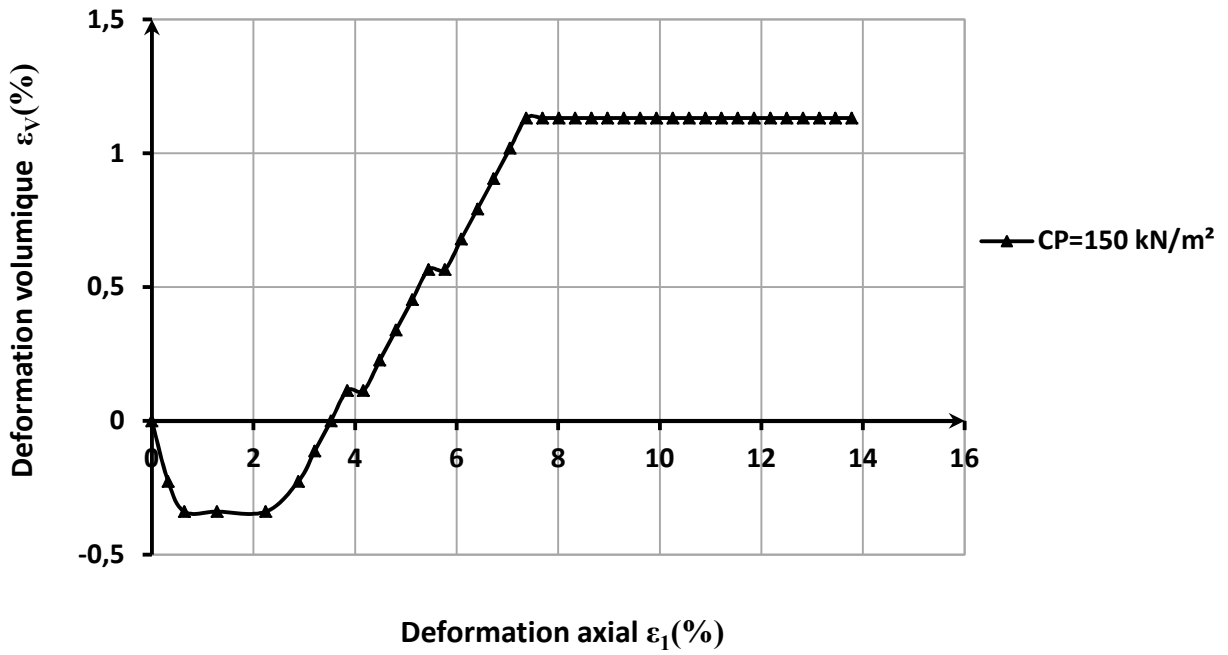


Fig.A.11 Relation déformation volumique- Déformation axiale à  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

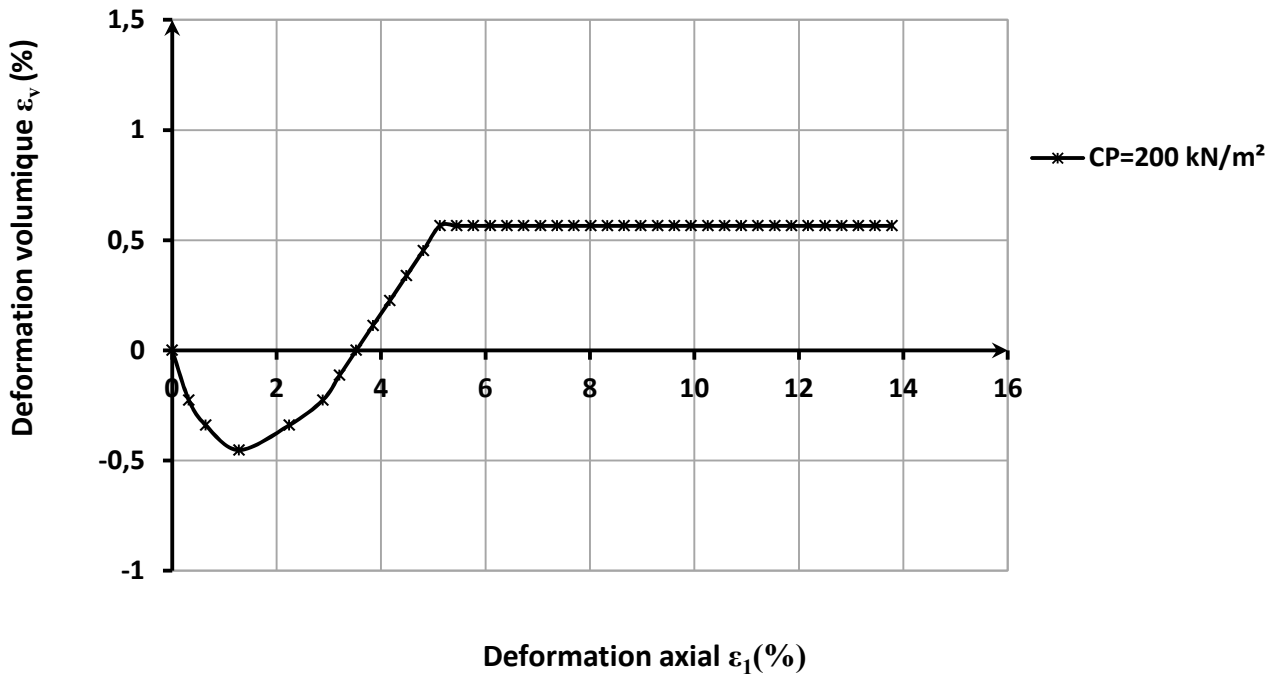


Fig.A.12 Relation déformation volumique- Déformation axiale à  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

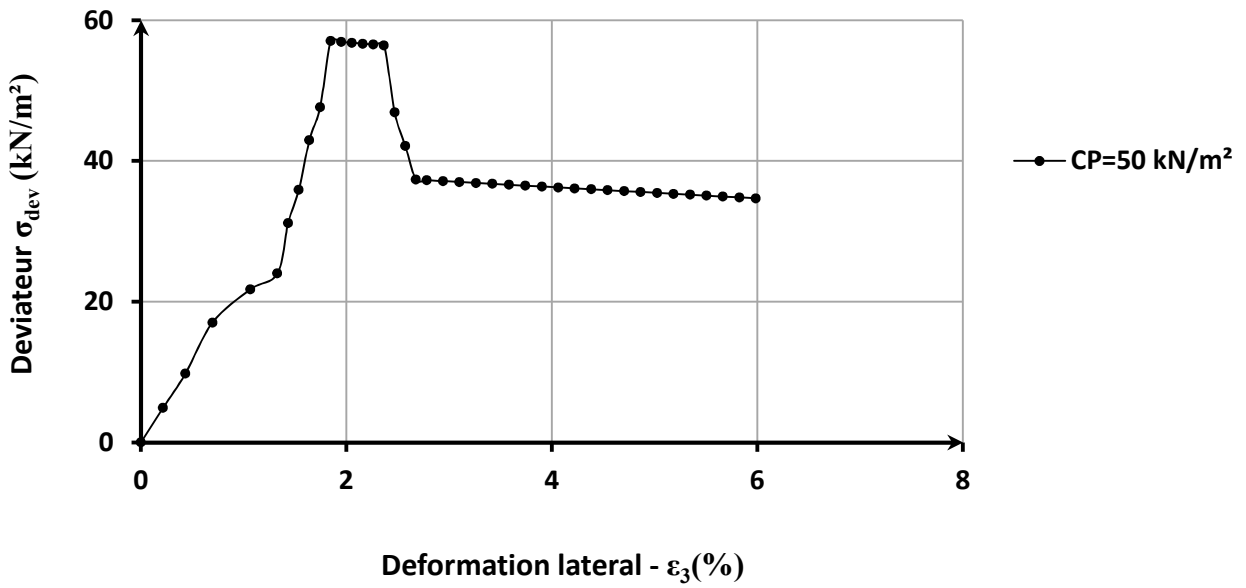


Fig.A.13 Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

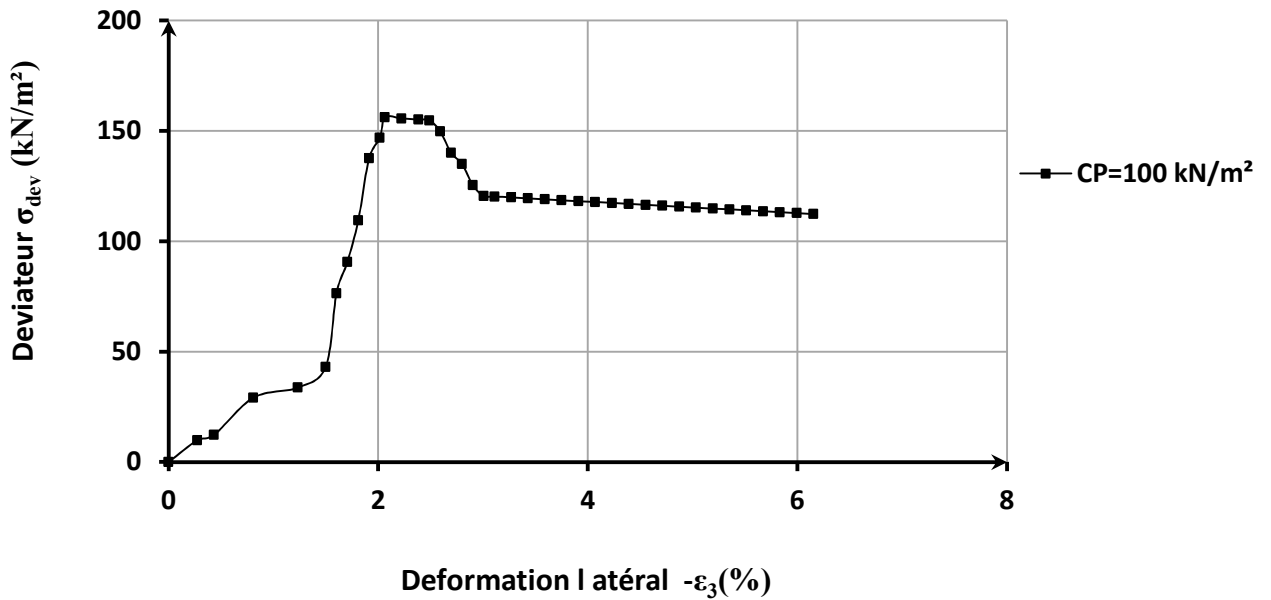


Fig.A. 14 Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

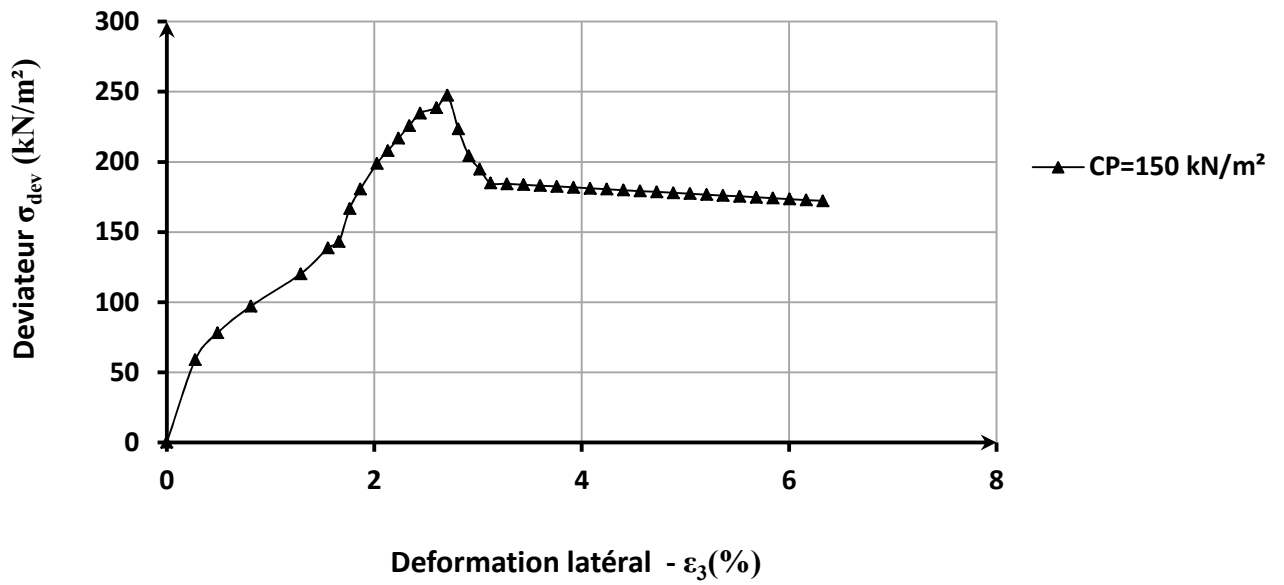


Fig.A.15 Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

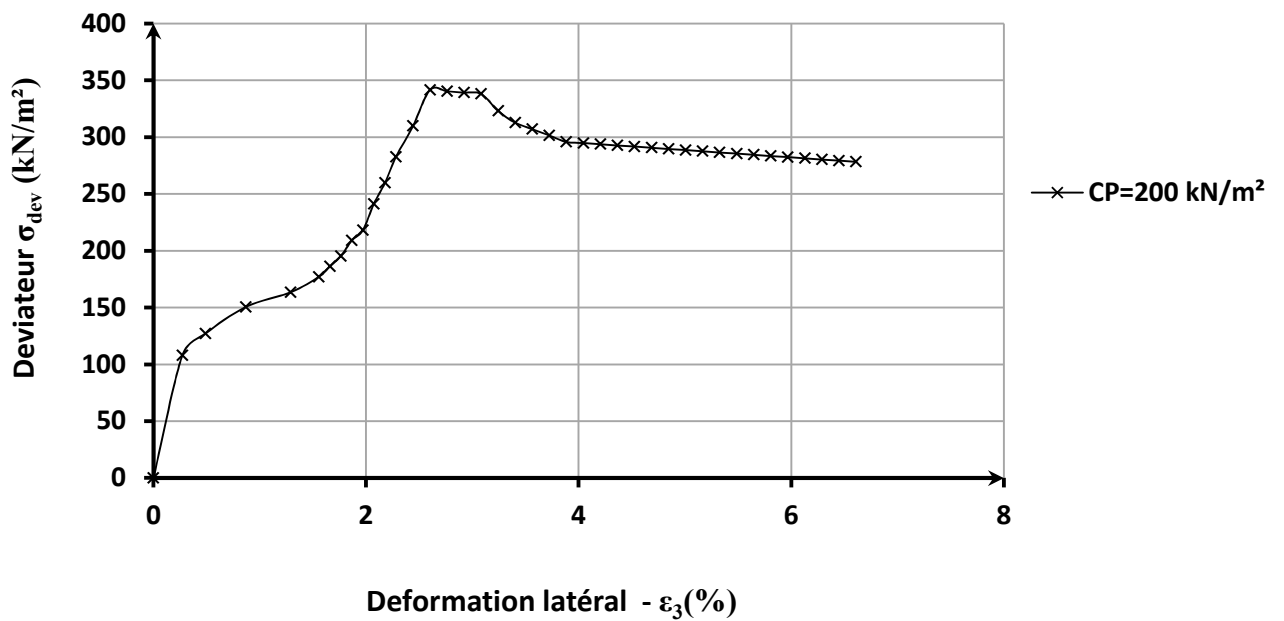


Fig.A.16 Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

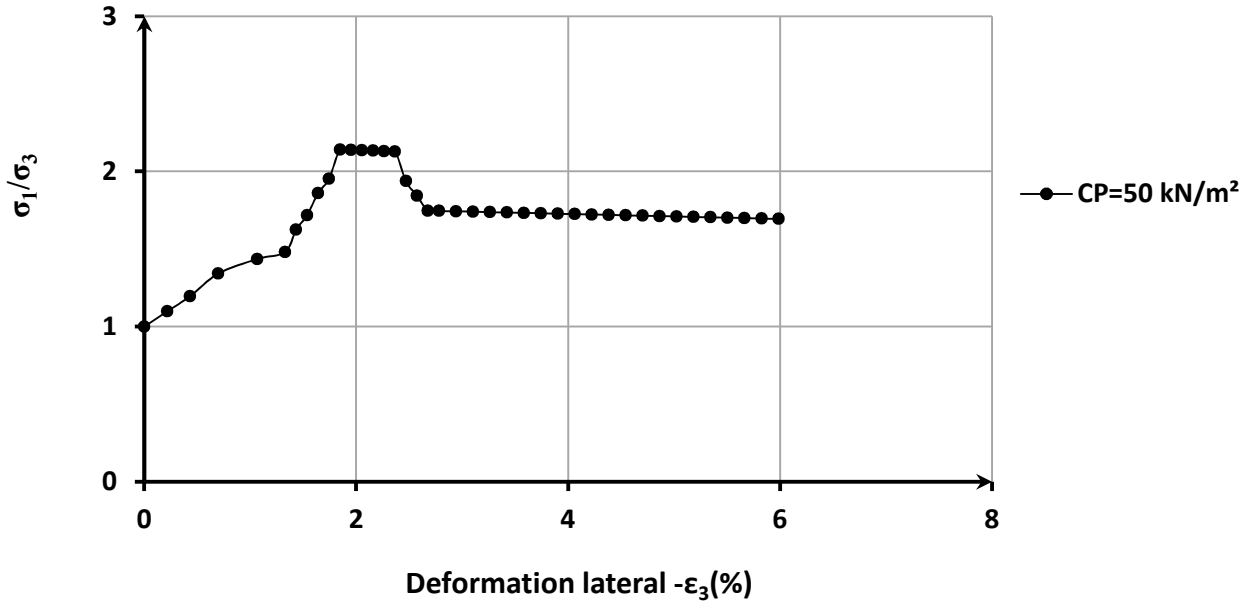


Fig.A.17 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

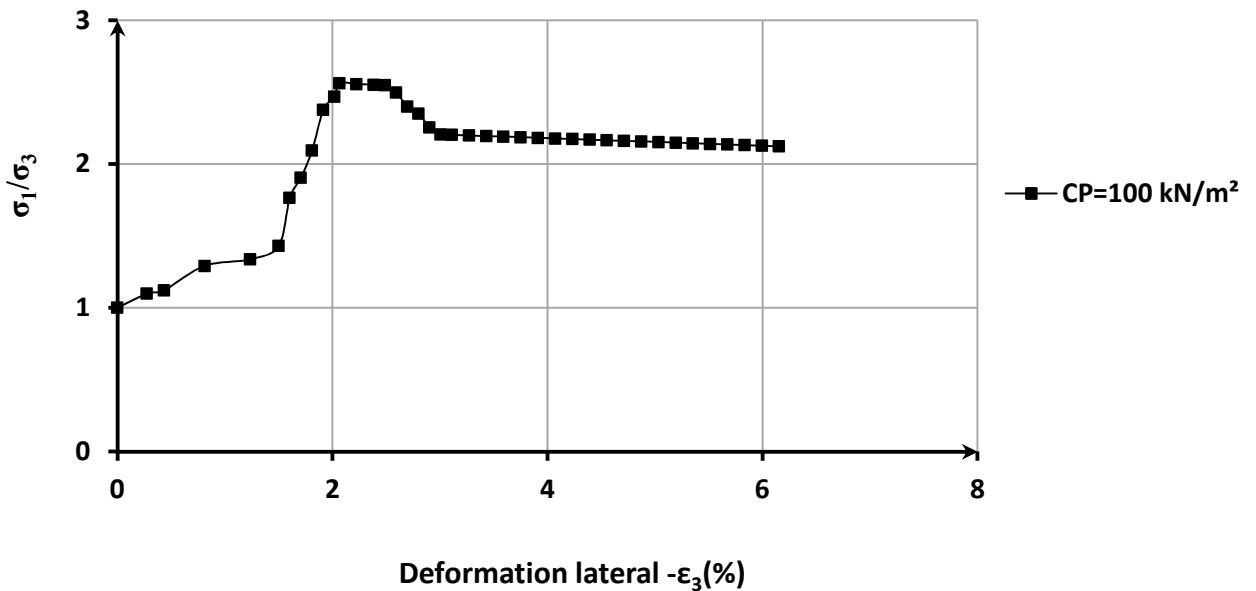


Fig.A. 18 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

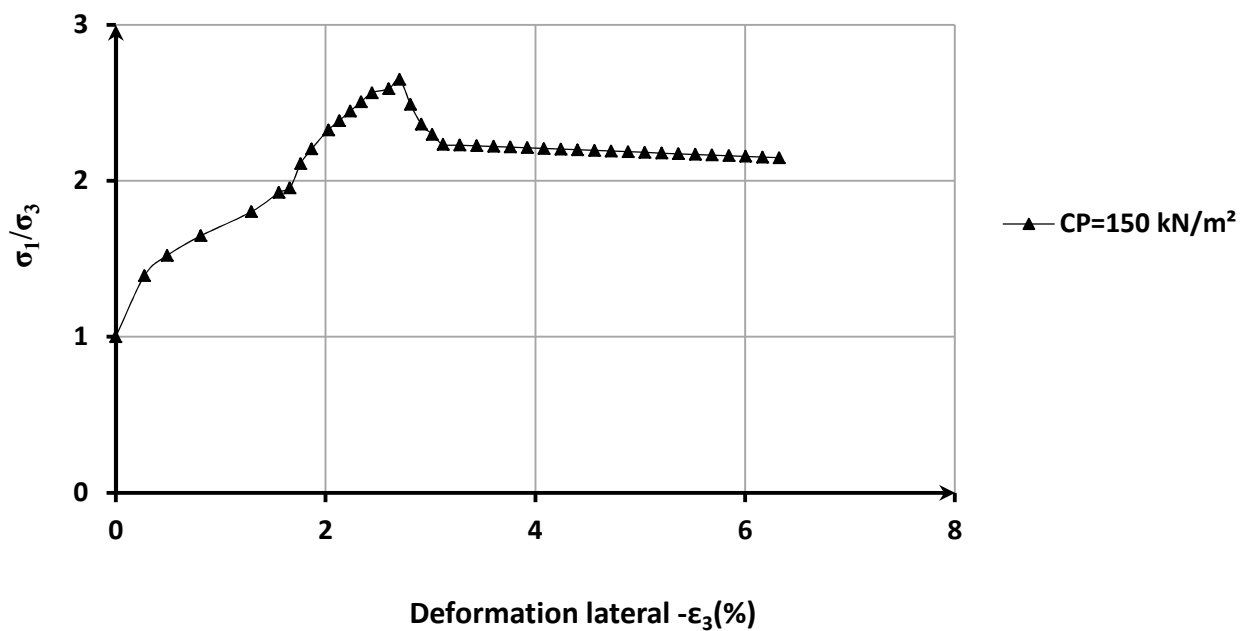


Fig.A.19 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

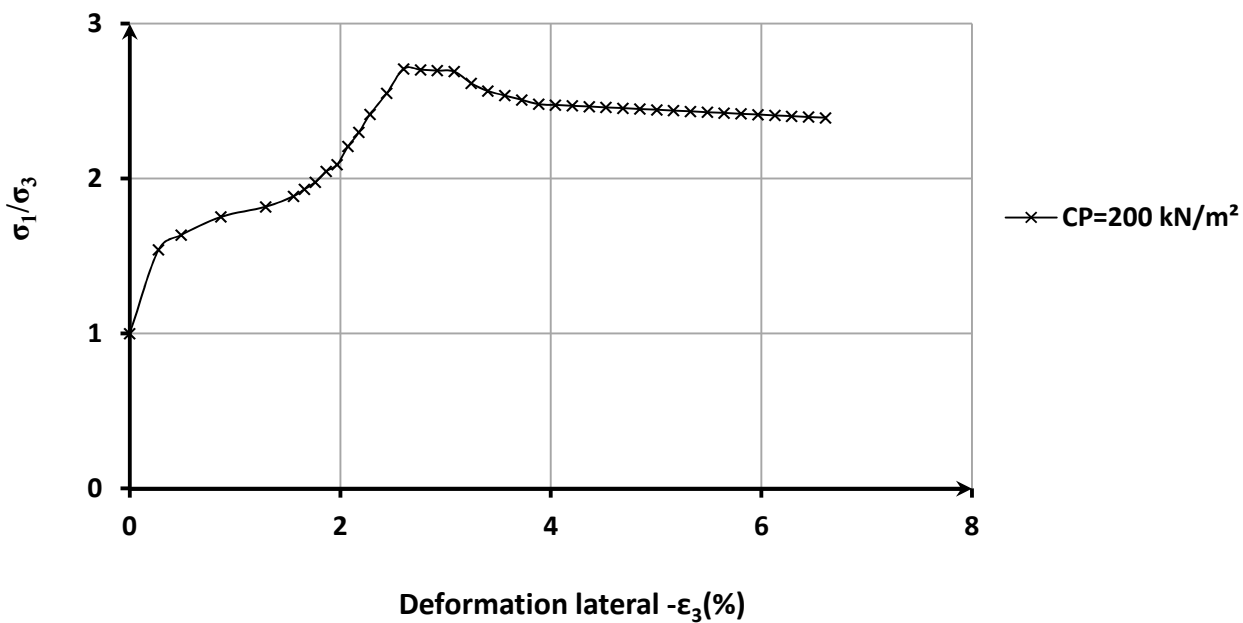


Fig.A.20 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

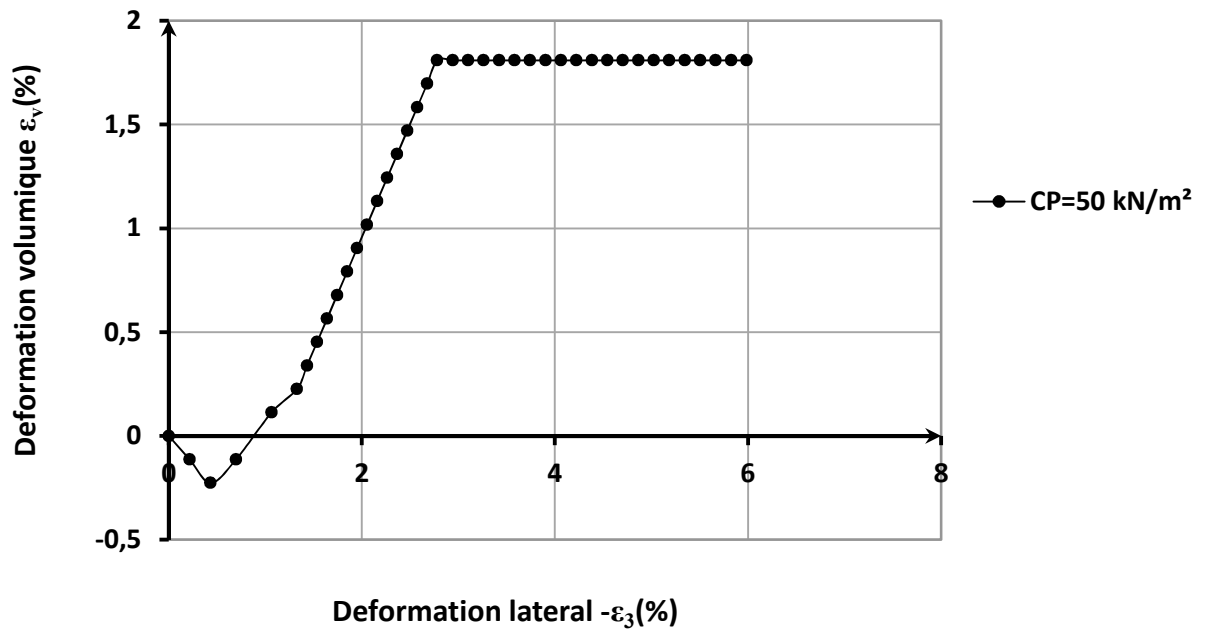


Fig.A. 21 Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

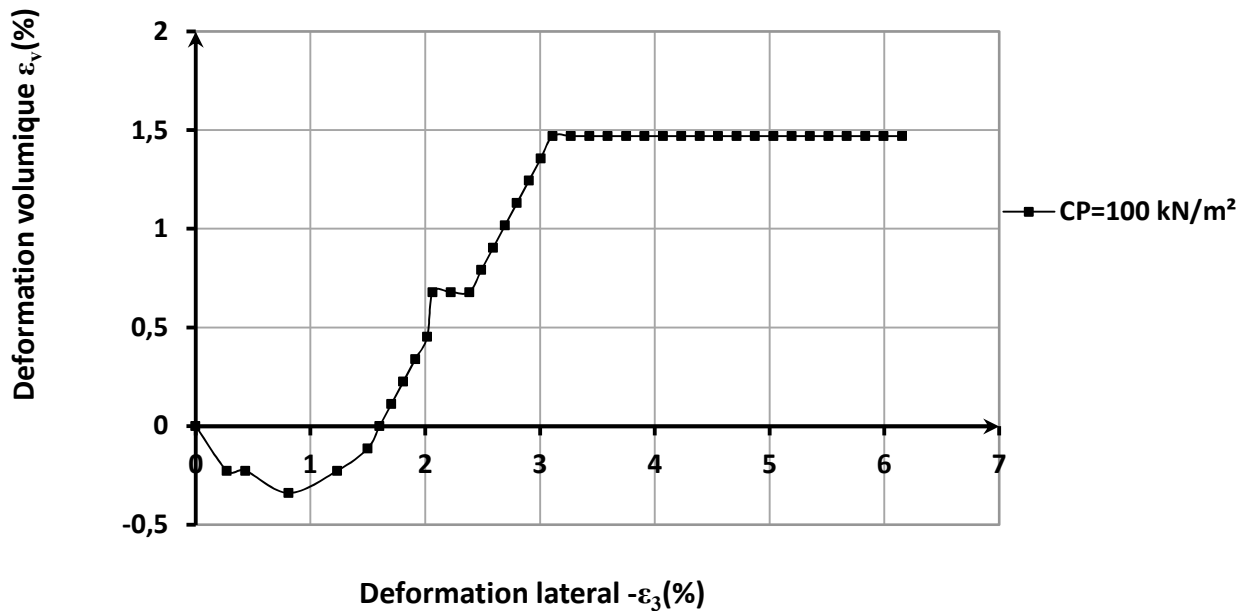


Fig.A.22 Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

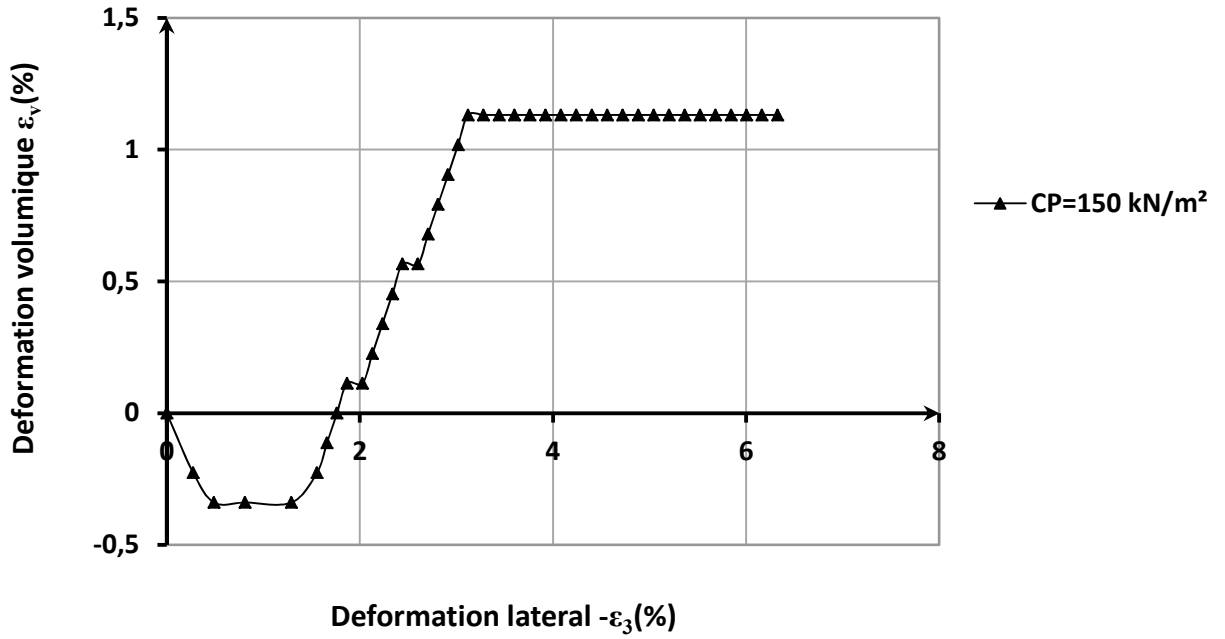


Fig.A. 23 Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

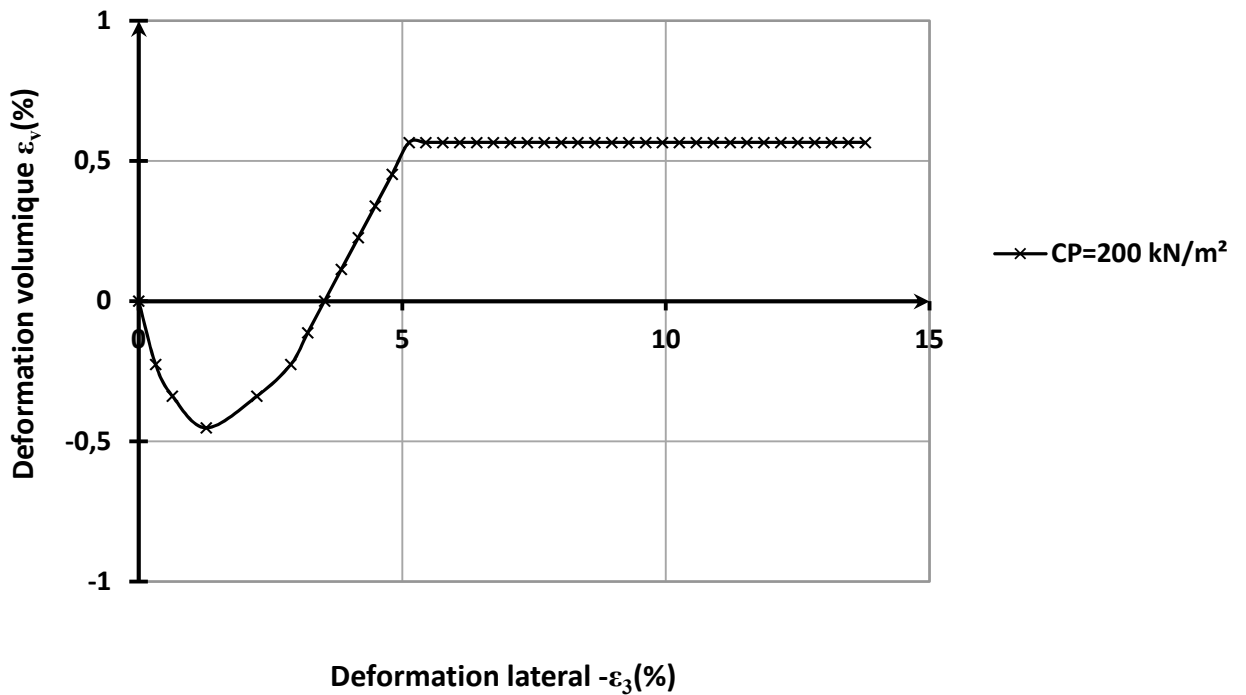


Fig.A.24 Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$



Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

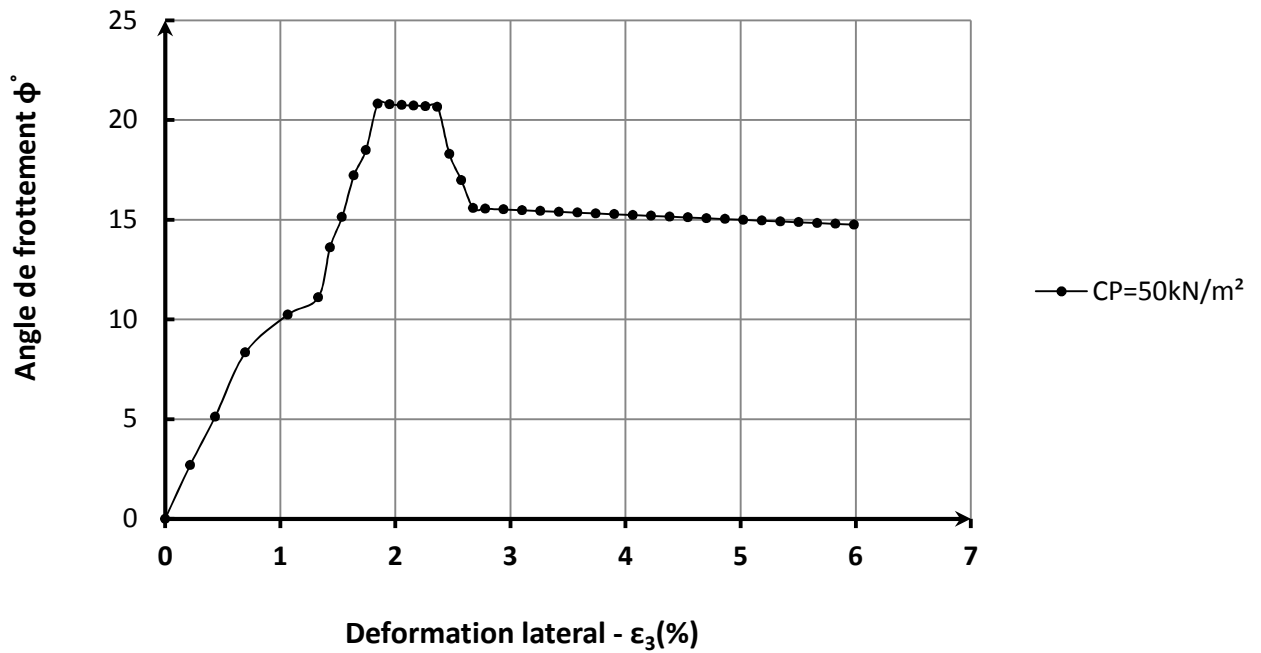


Fig.A. 25 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

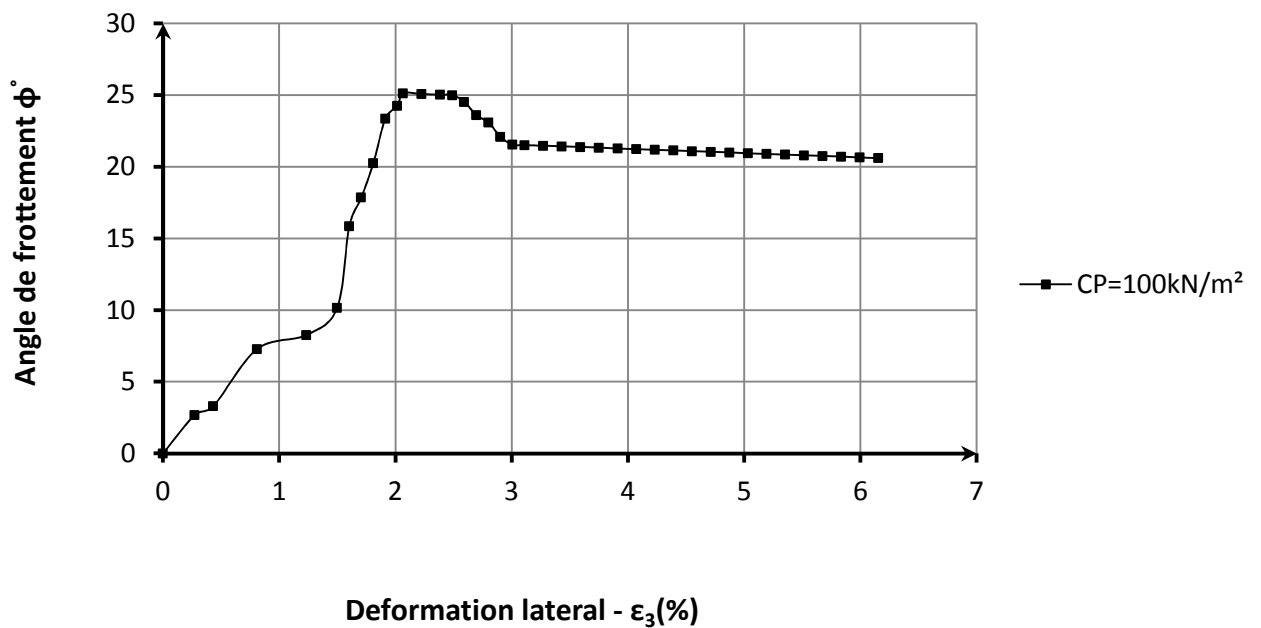


Fig.A. 26 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

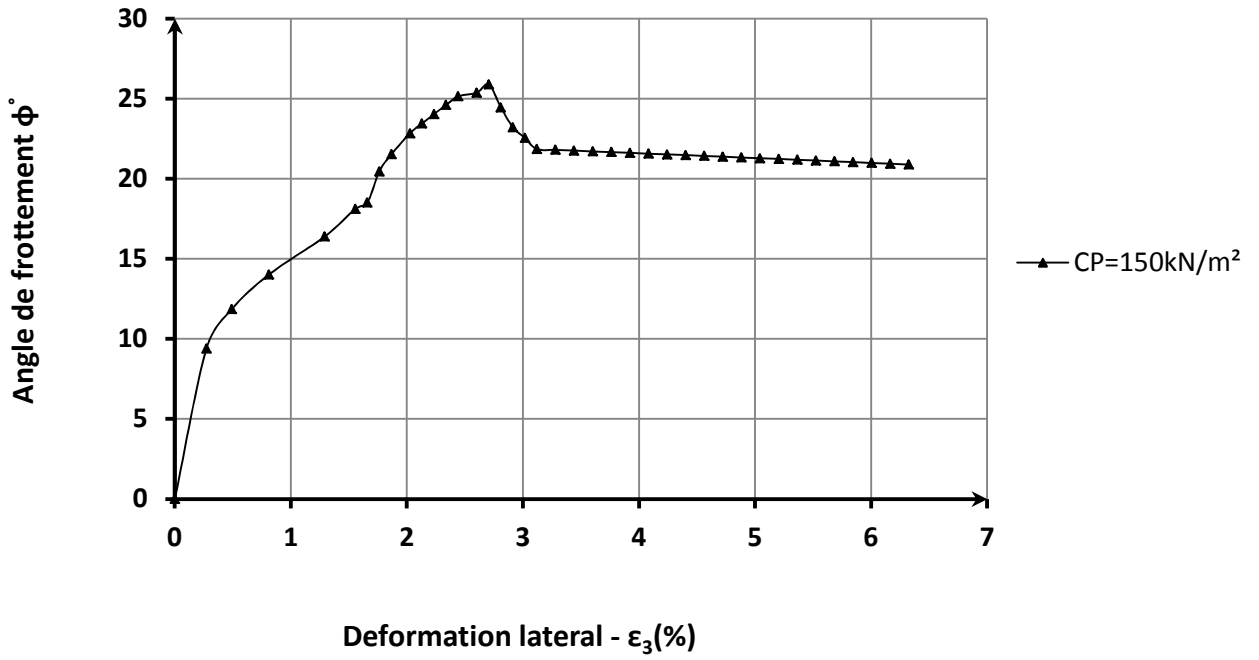


Fig.A. 27 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

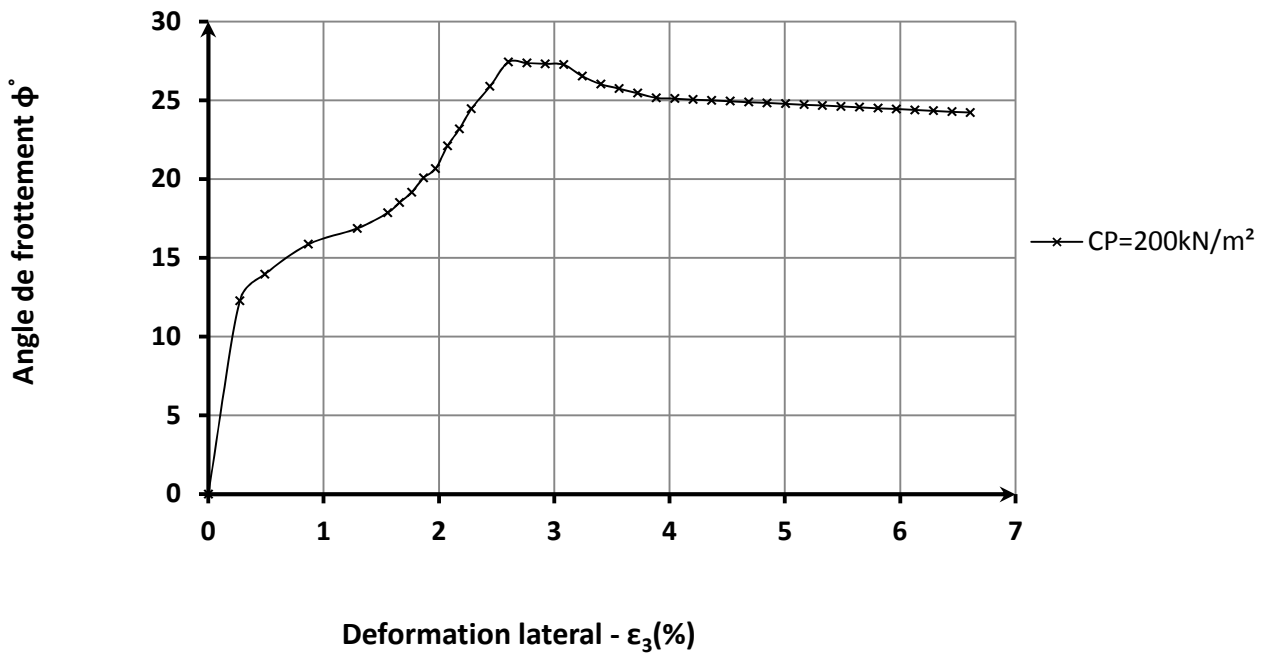
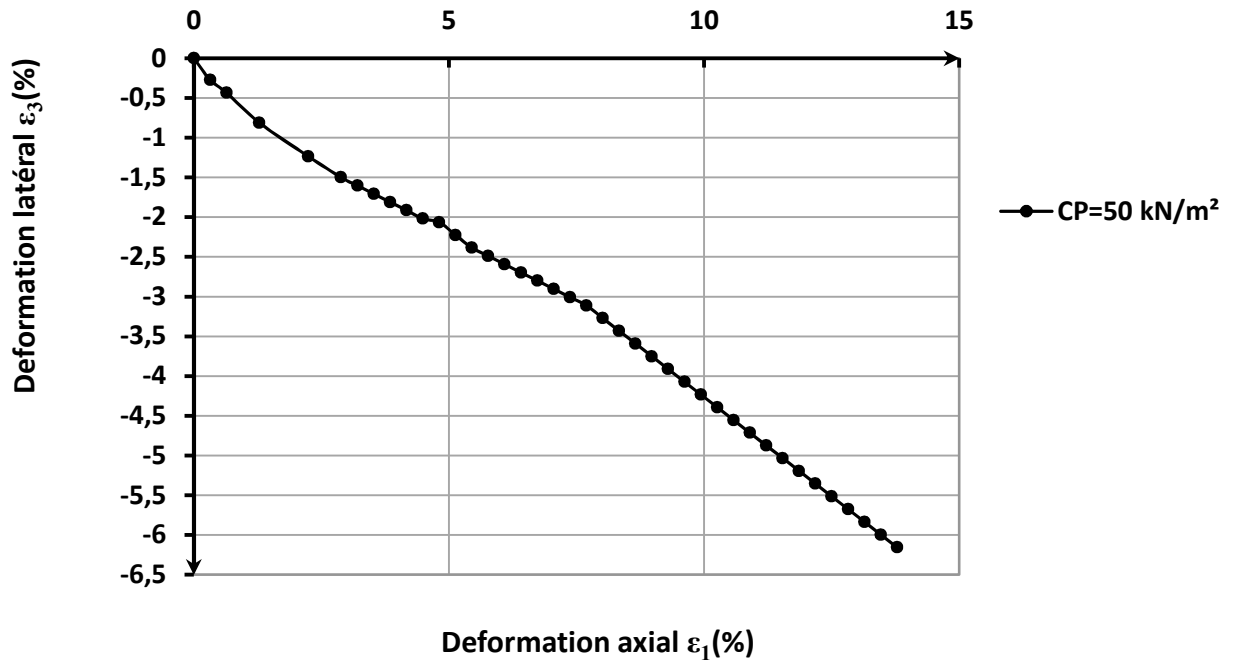


Fig.A.28 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%



Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

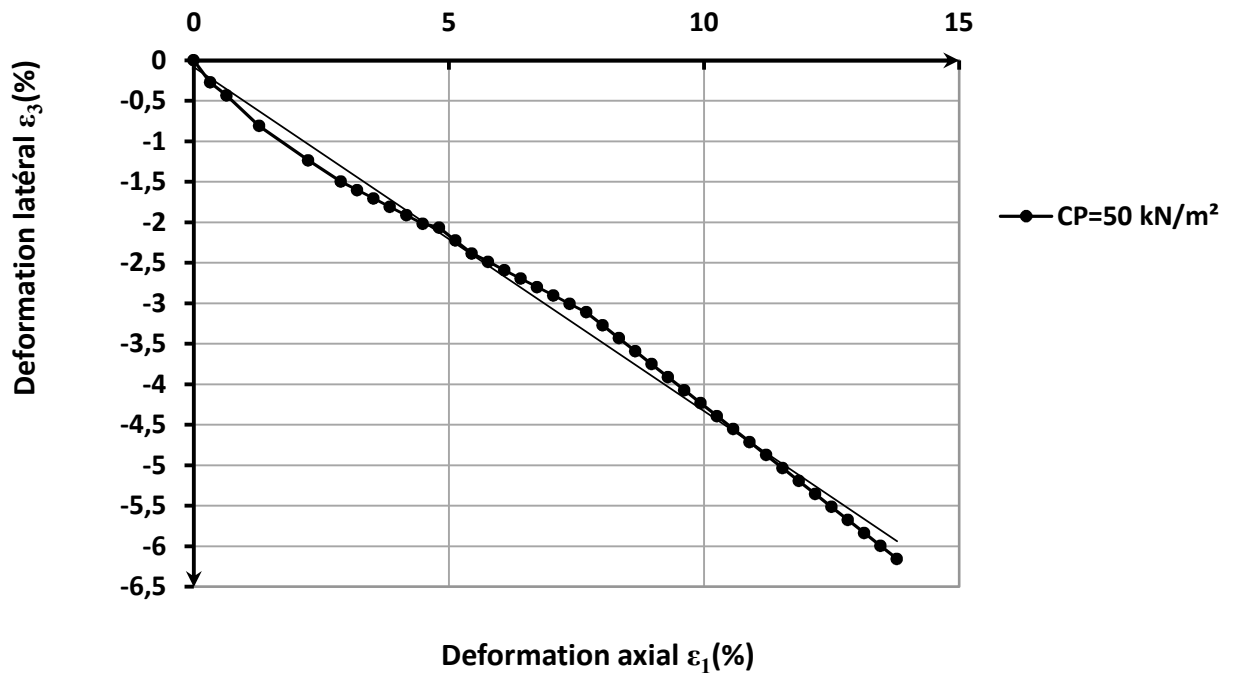
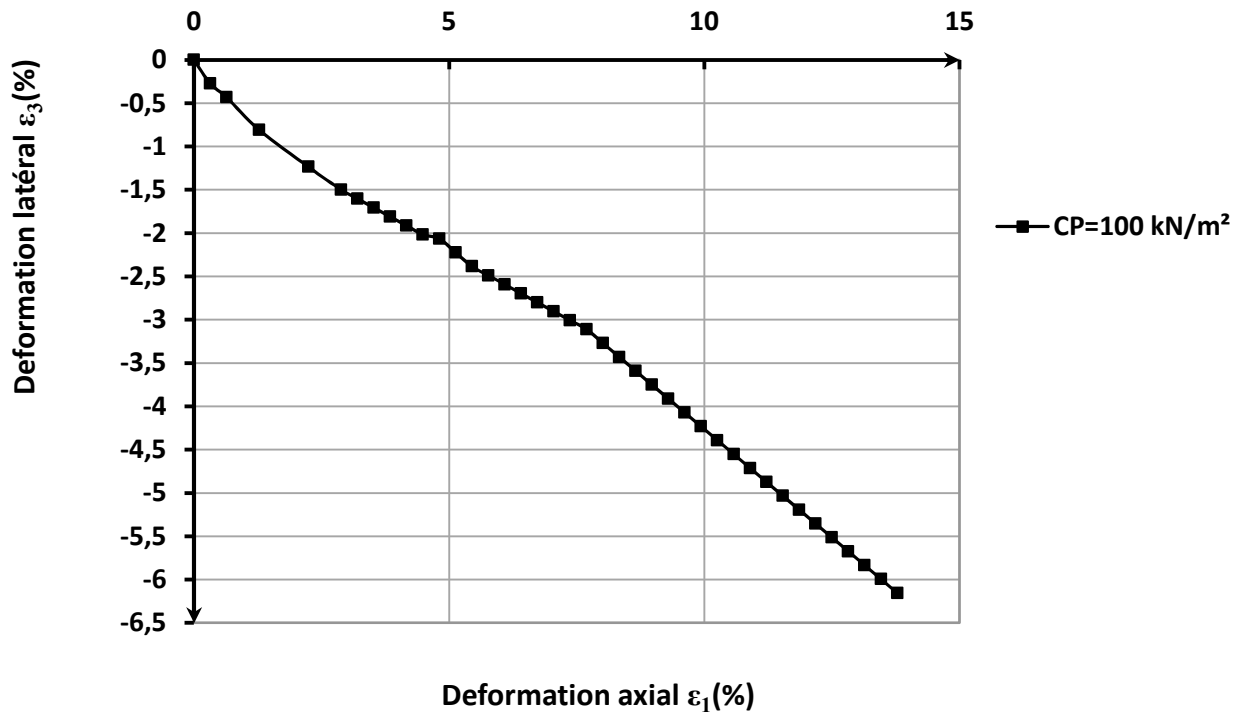


Fig.A.29 Variation Déformation latéral – Déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%



Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

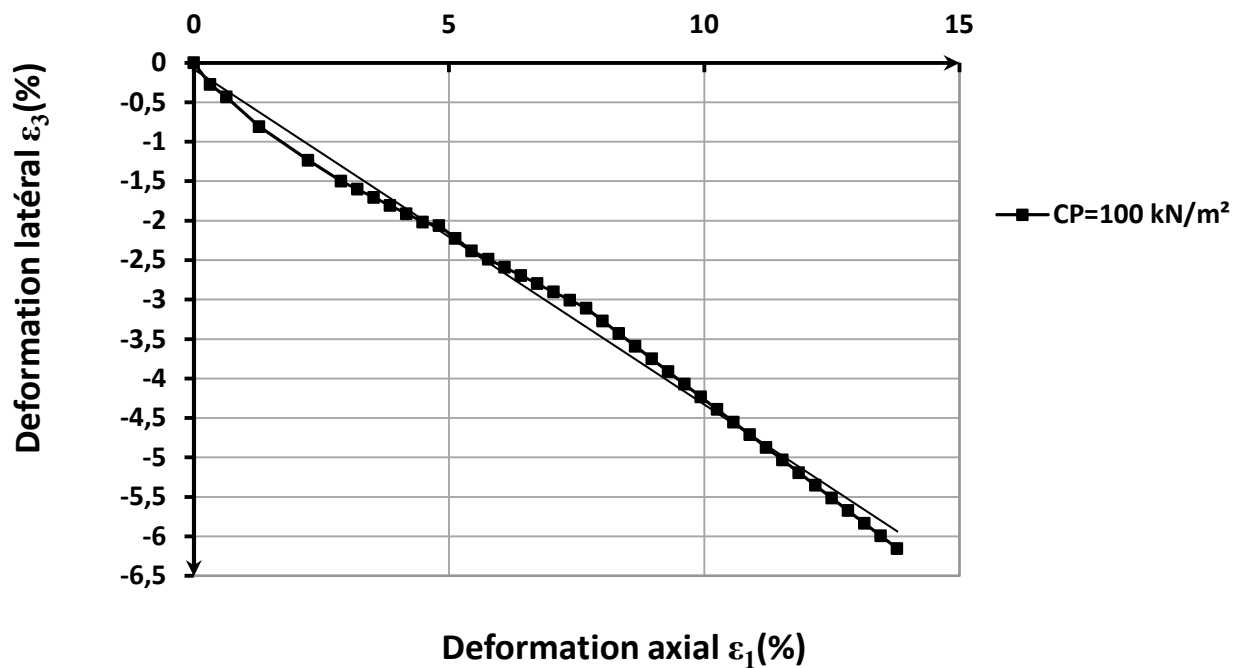
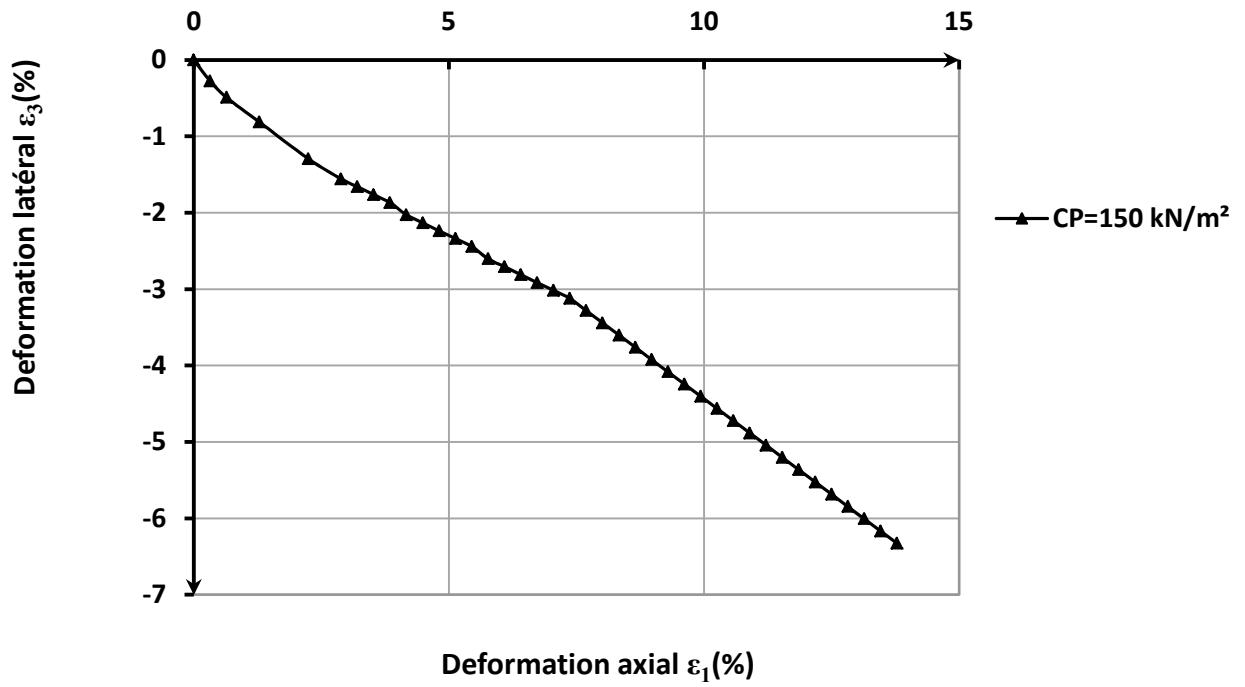


Fig.A.30 Variation Déformation latéral – Déformation axial,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%



Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

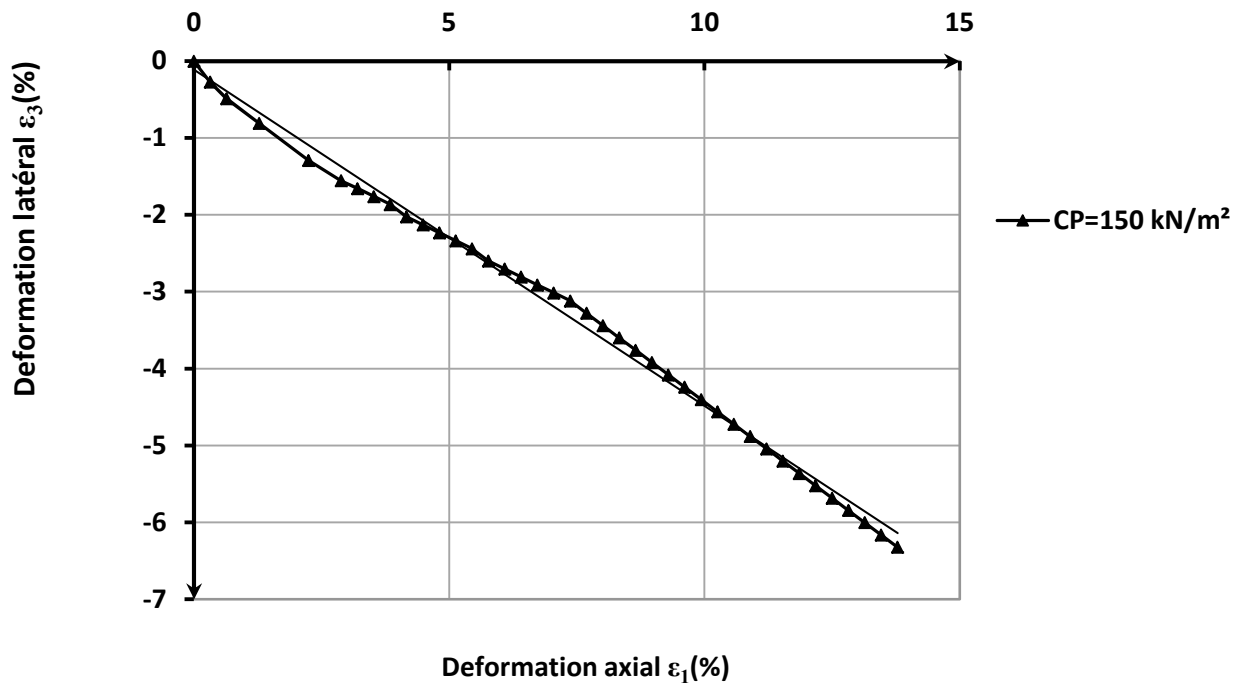
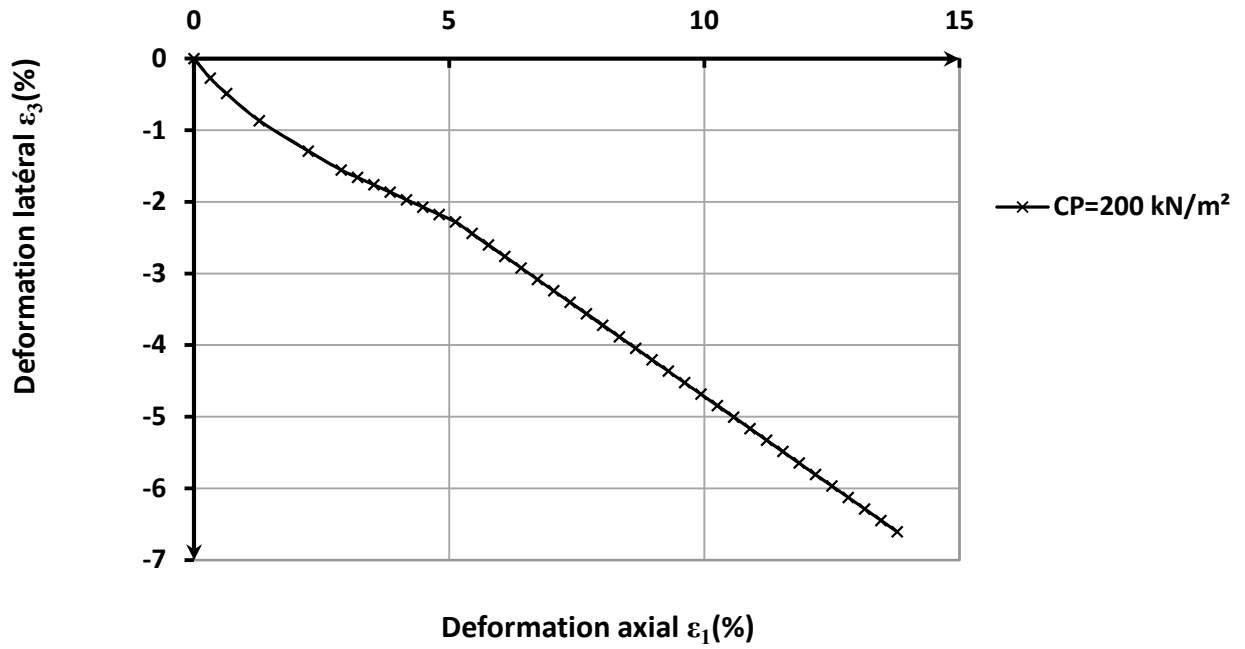


Fig.A. 31 Variation Déformation latéral – Déformation axial,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%



Sable Echatt non-renforcé, Dr=67%

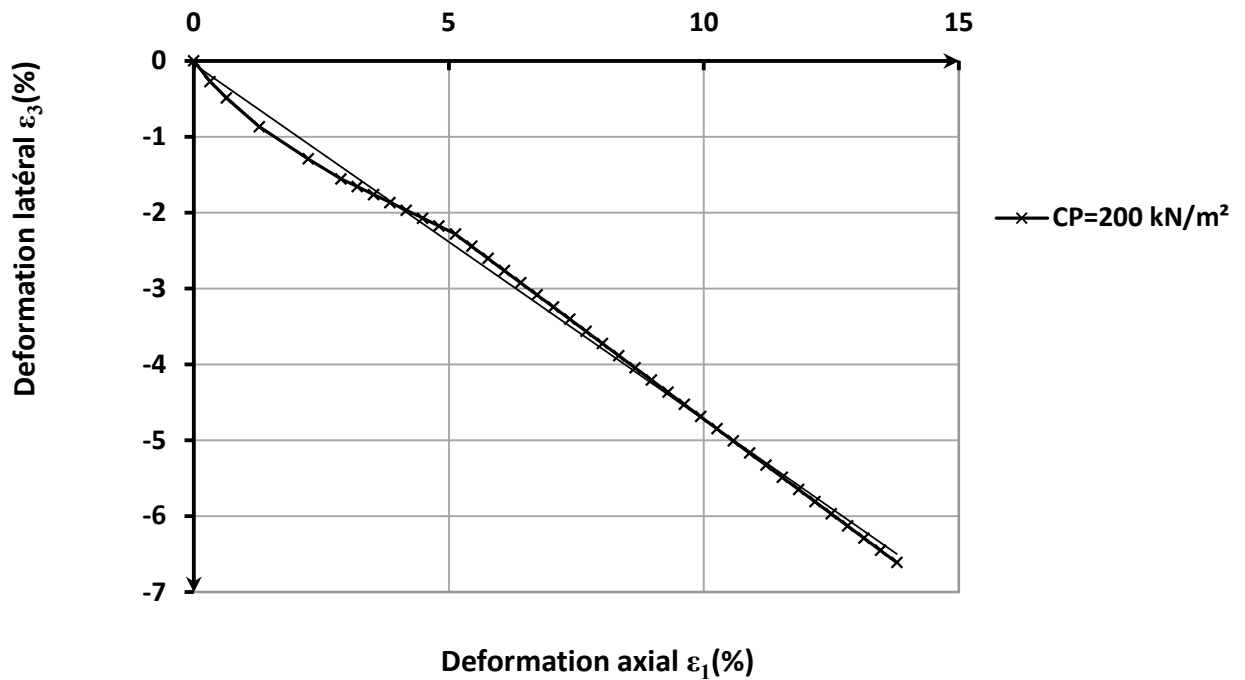


Fig.A. 32 Variation Déformation latéral – Déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

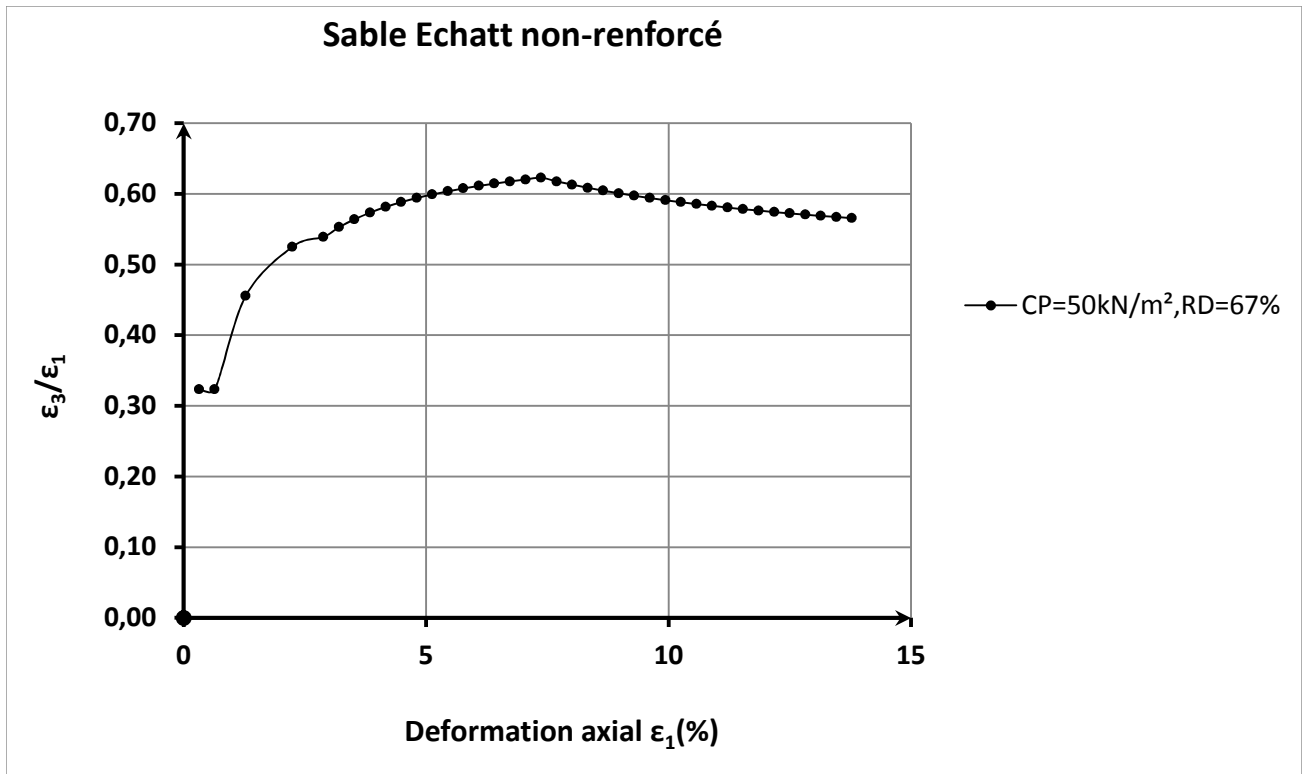


Fig.A. 33 Variation rapport de déformation – Déformation axial,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

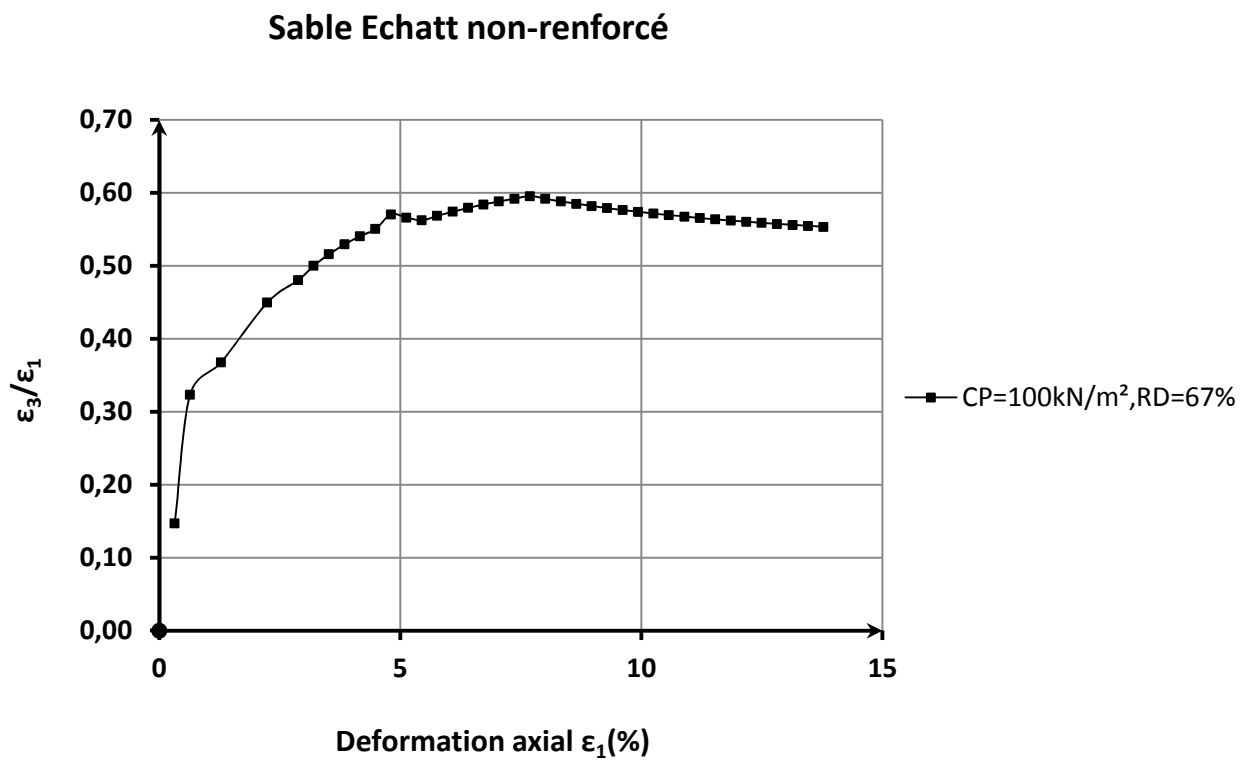


Fig.A. 34 Variation rapport de déformation – Déformation axial,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt non-renforcé

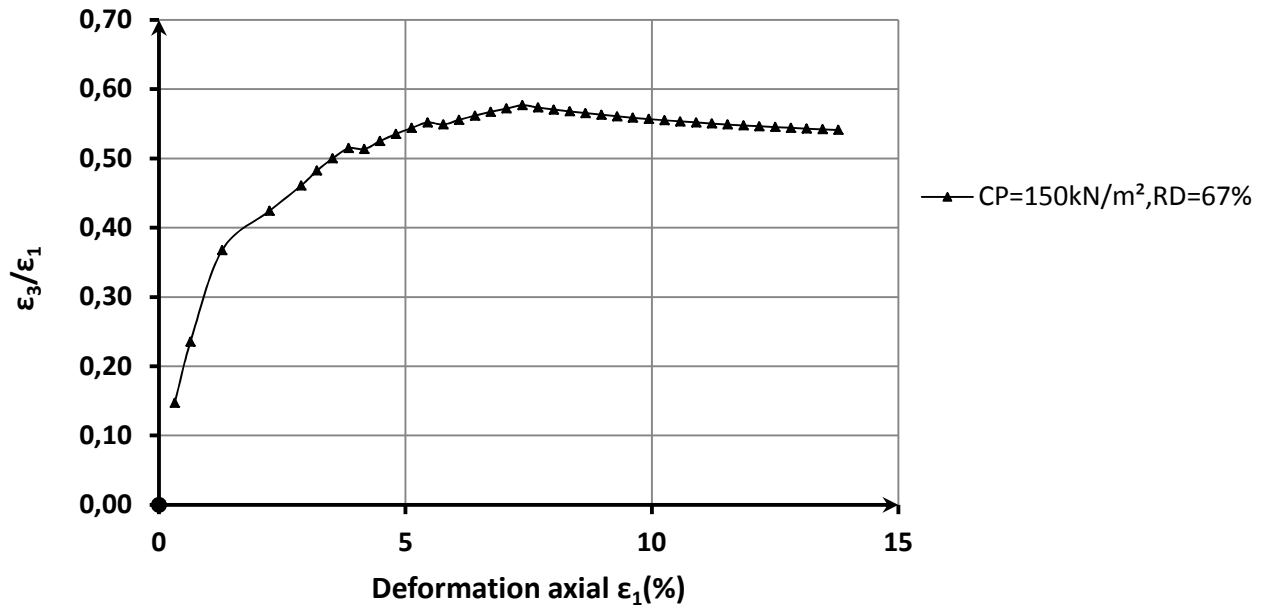


Fig.A.35 Variation rapport de déformation – Déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt non-renforcé

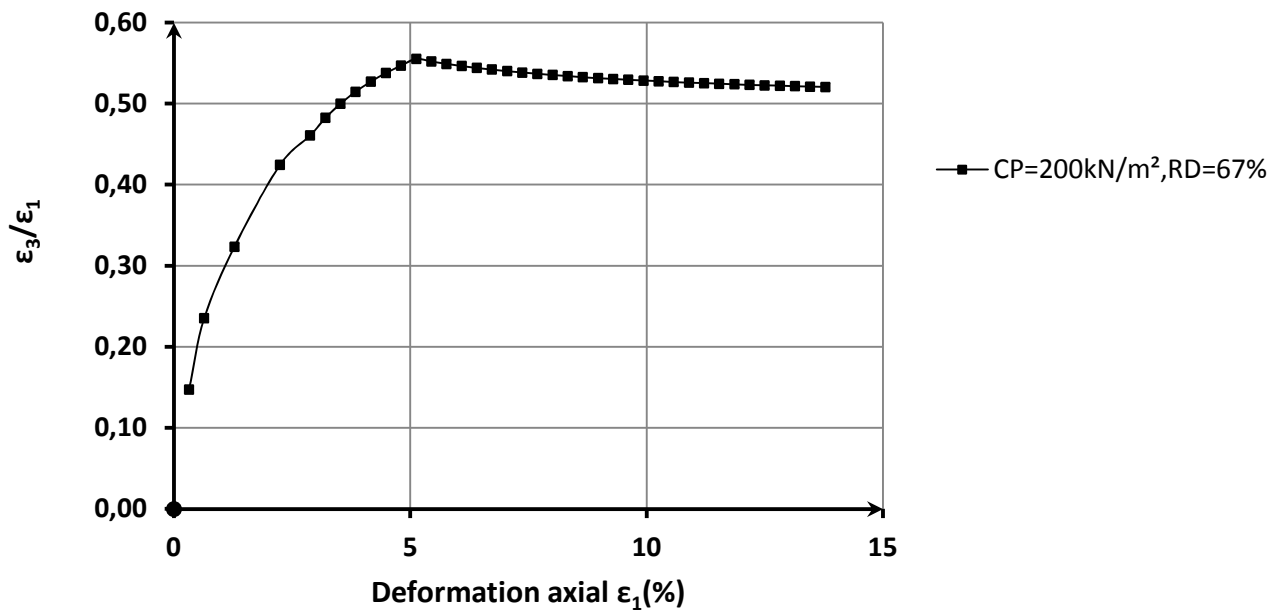


Fig.A. 36 Variation rapport de déformation – Déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$



Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

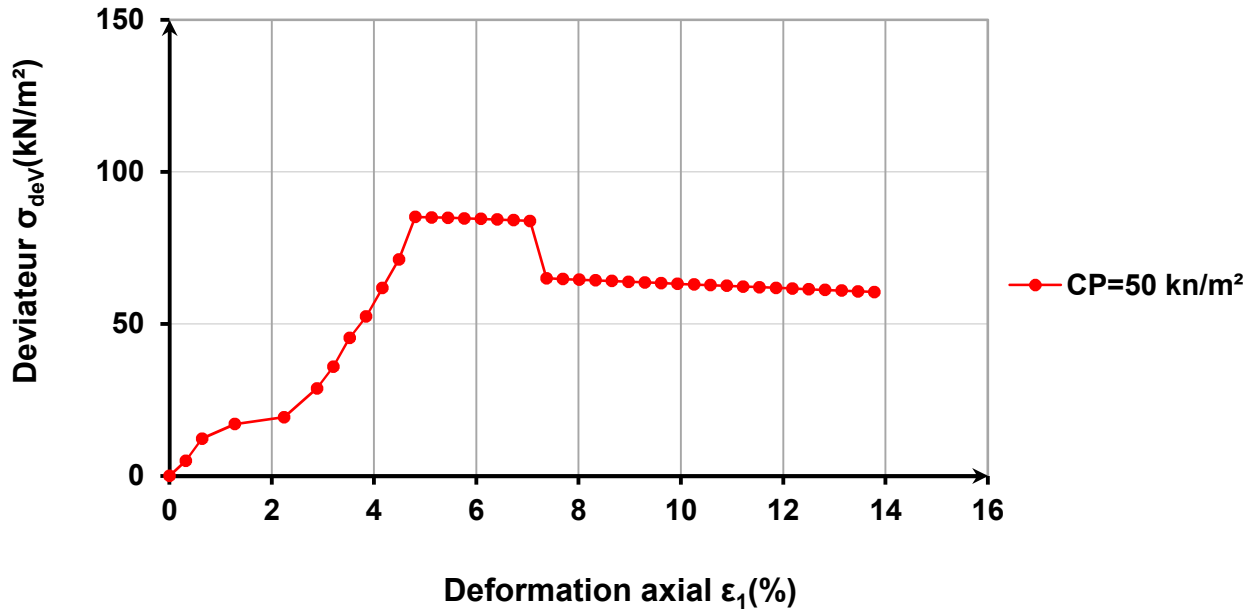


Fig.A.37 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

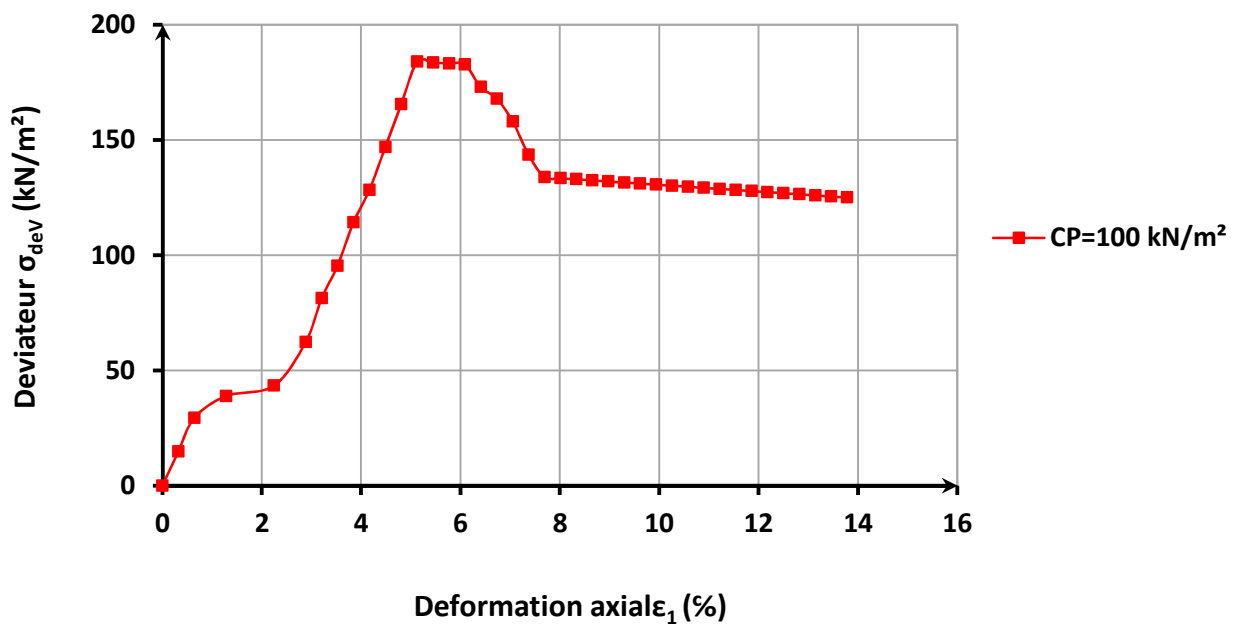


Fig.A. 38 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

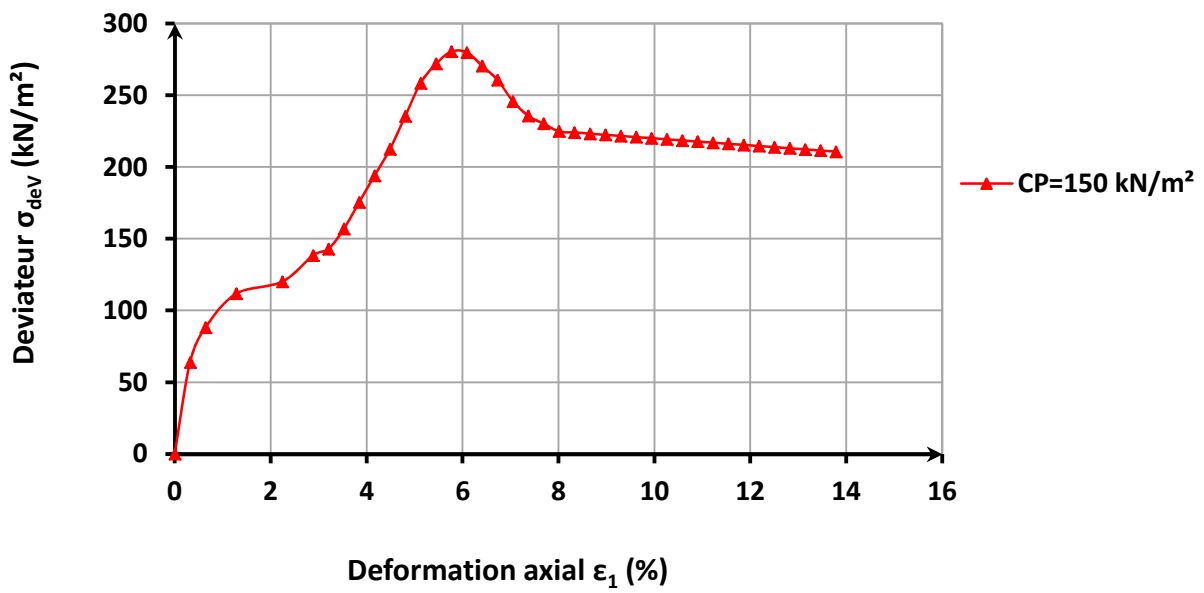


Fig.A.39 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

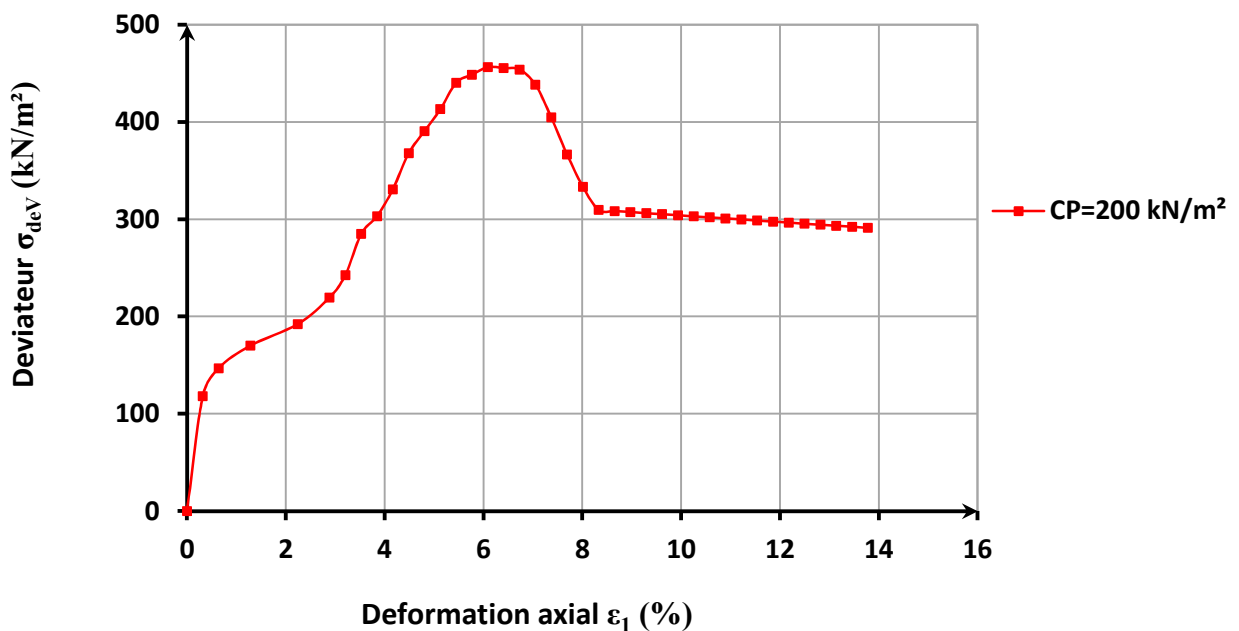


Fig.A. 40 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

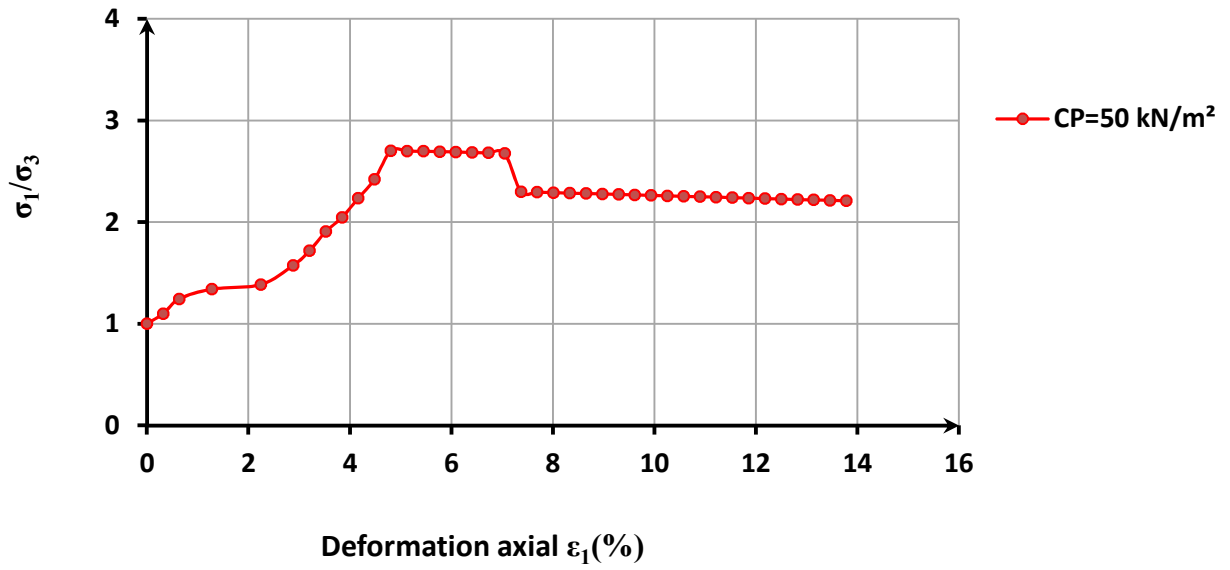


Fig.A. 41 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

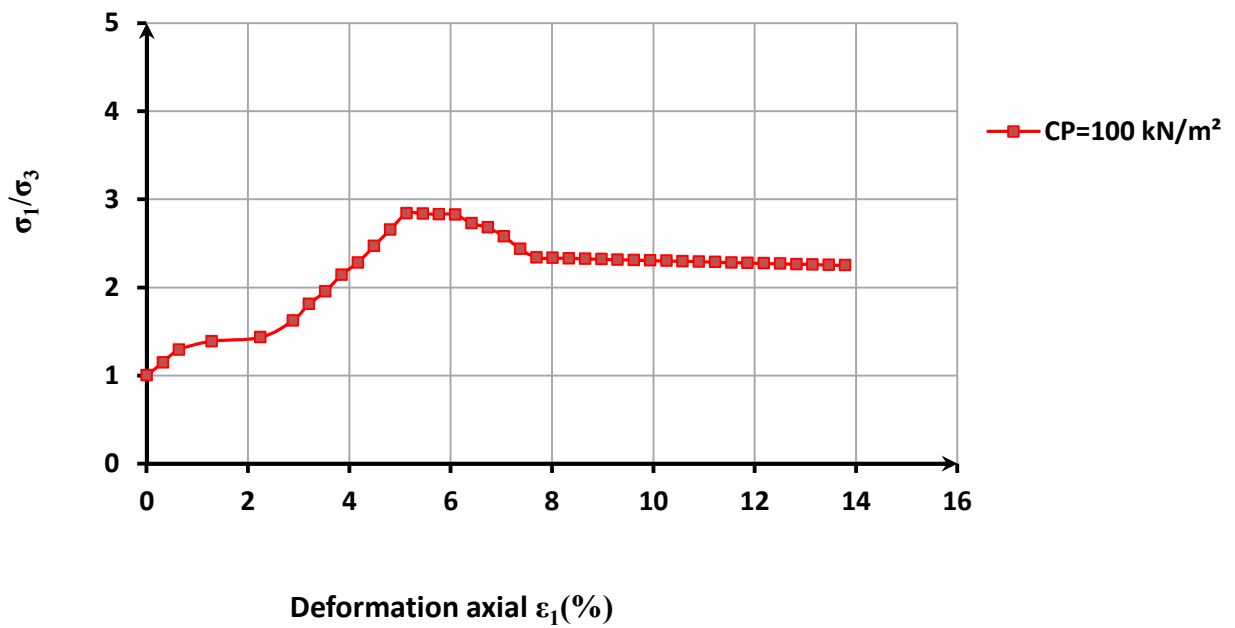


Fig.A. 42 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

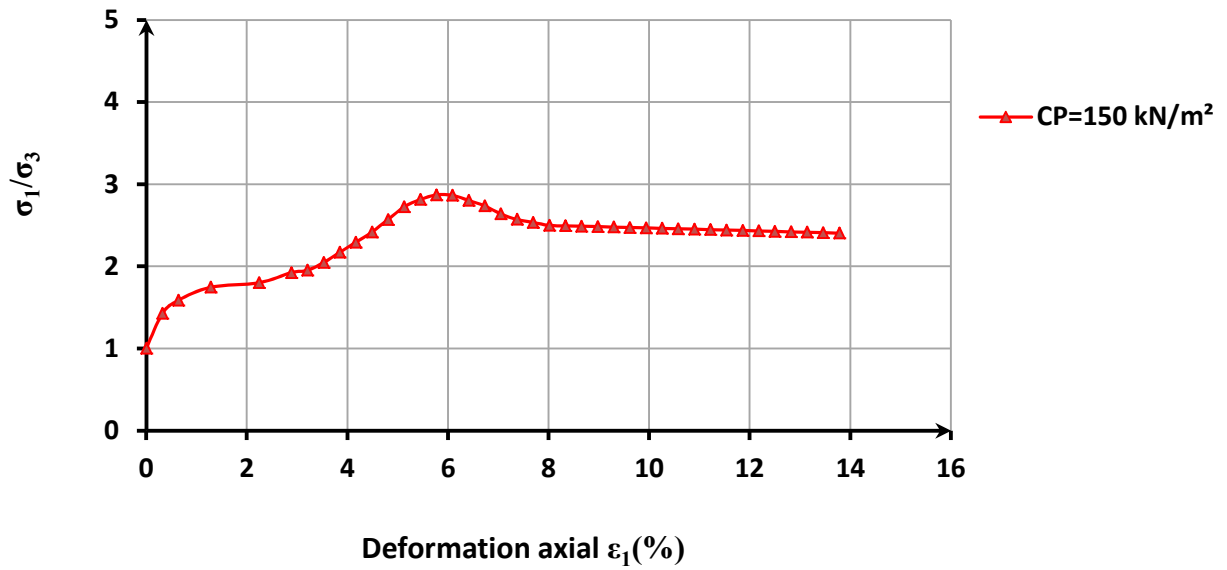


Fig.A. 43 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

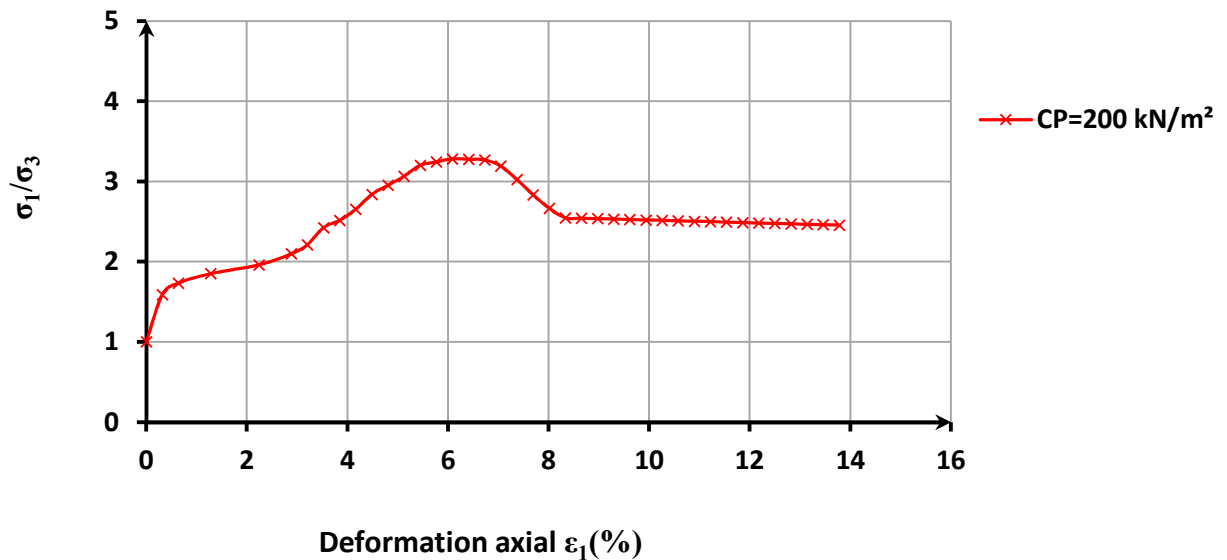


Fig.A.44 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

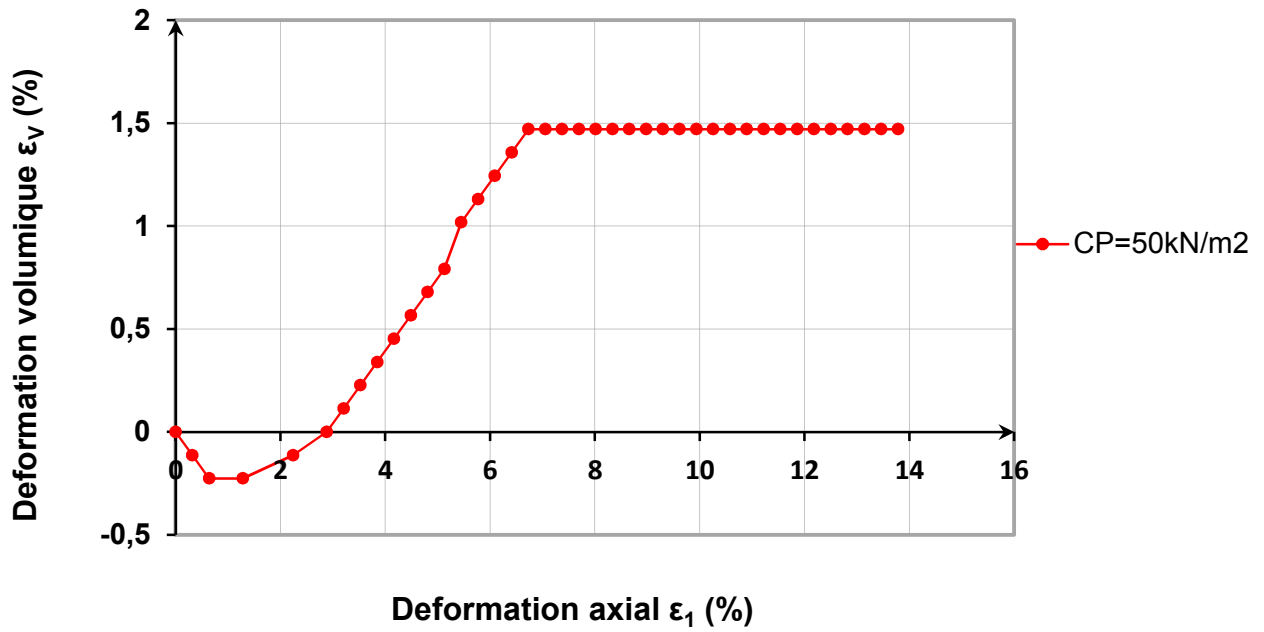


Fig.A.45 Relation déformation volumique -Déformation axiale à  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

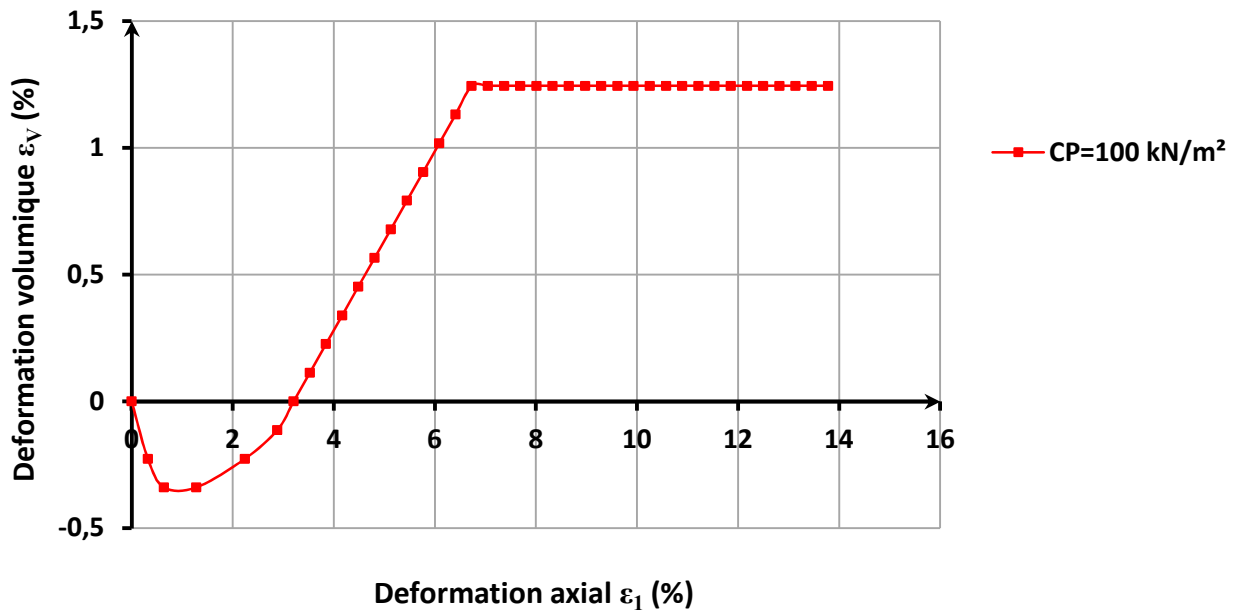


Fig.A.46 Relation déformation volumique -Déformation axiale à  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

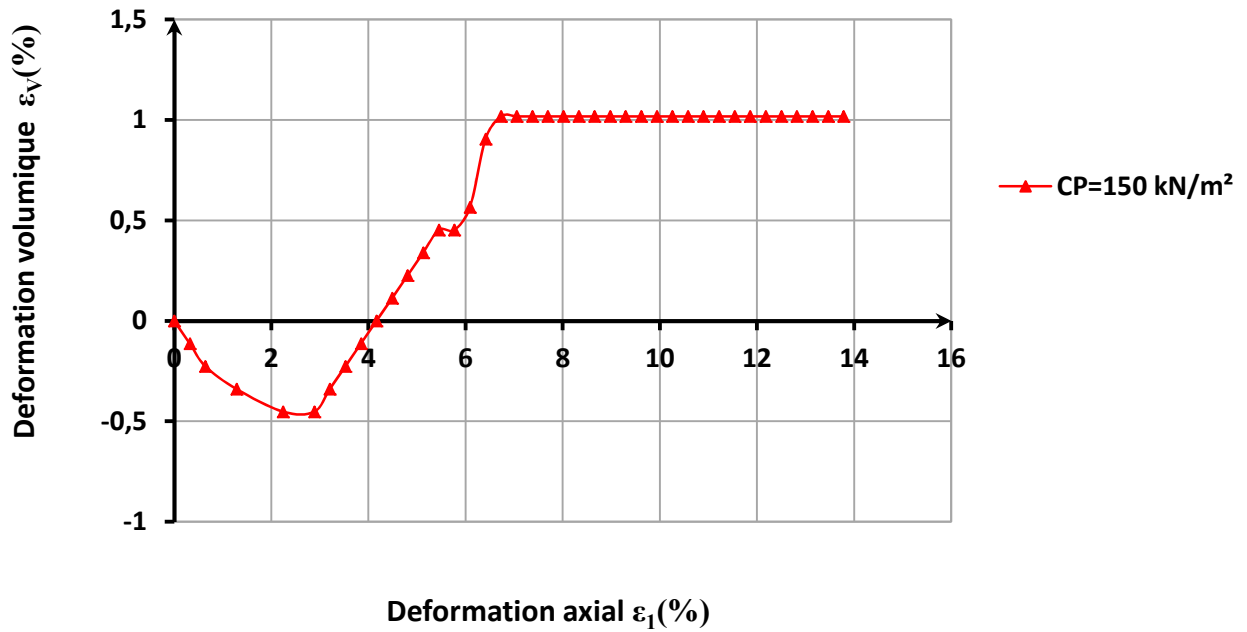


Fig.A.47 Relation déformation volumique -Déformation axiale à  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

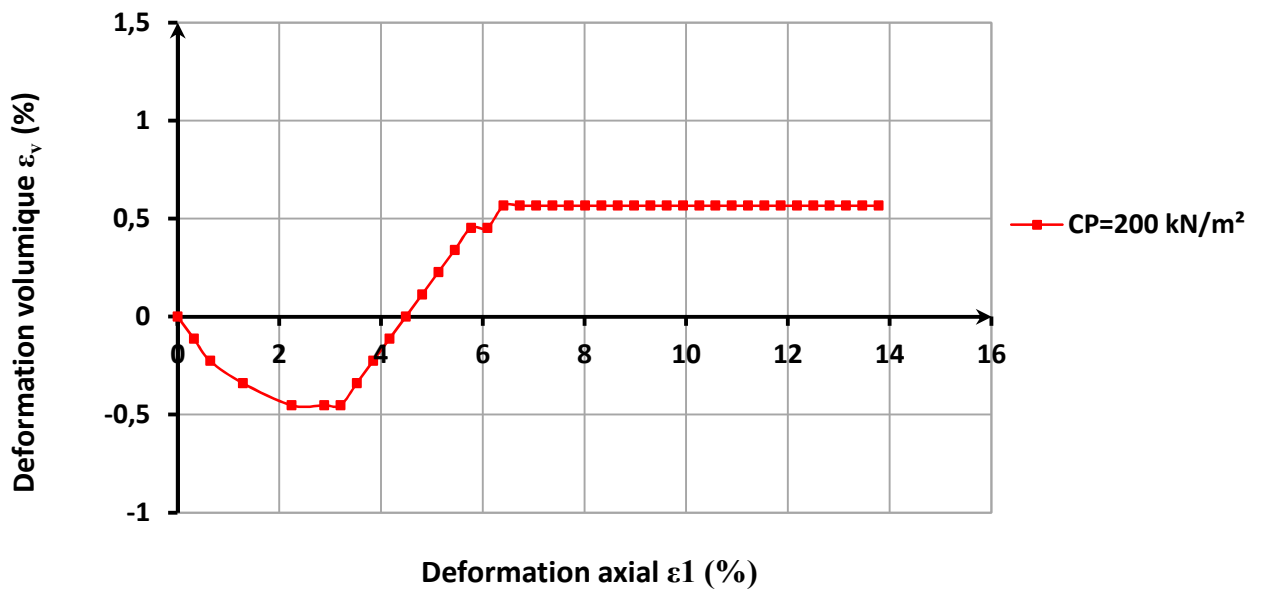


Fig.A.48 Relation déformation volumique -Déformation axiale à  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé à 1 disque, $D_r=67\%$

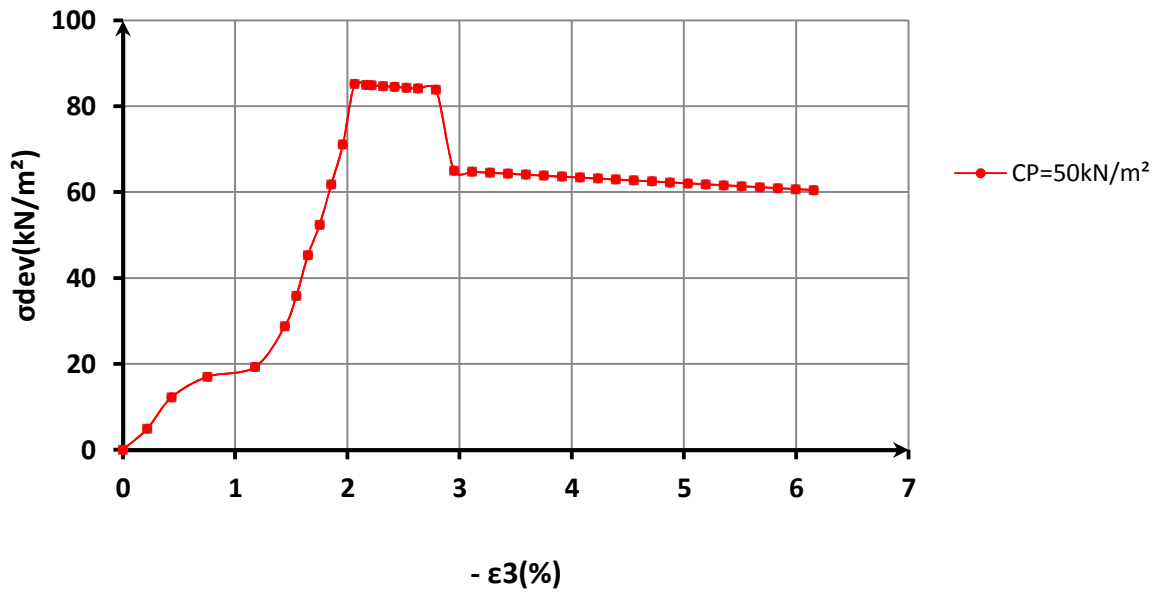


Fig.A. 49 Variation Déviateur – Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé à 1 disque, $D_r=67\%$

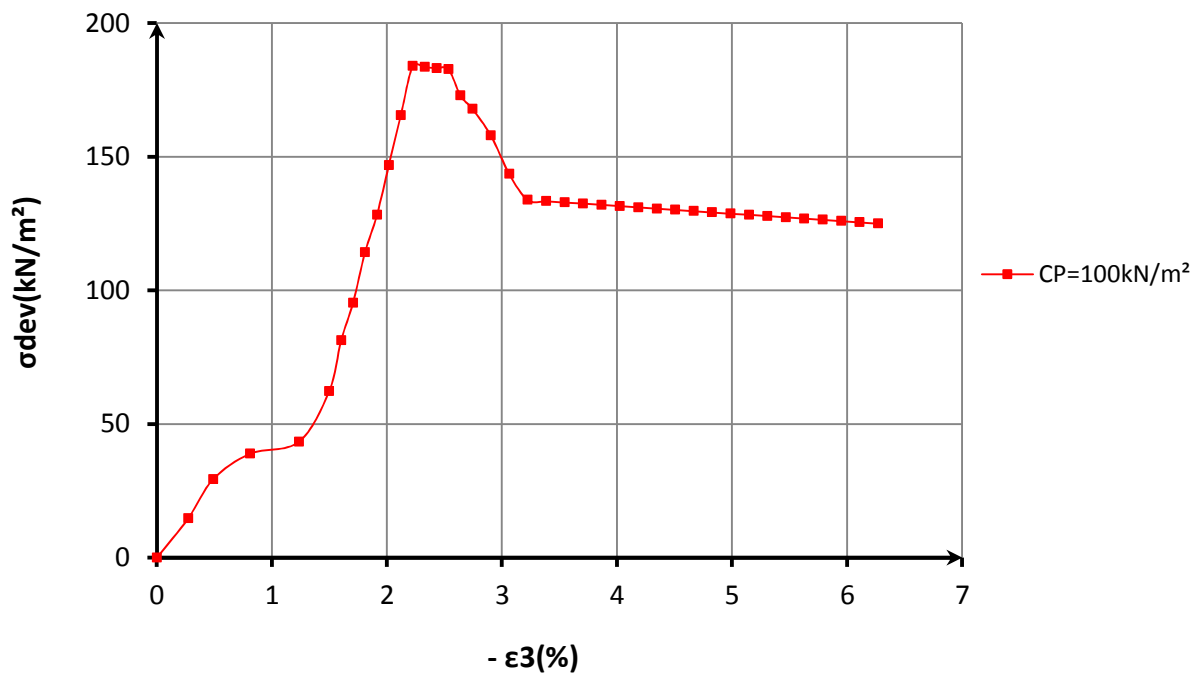


Fig.A. 50 Variation Déviateur – Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

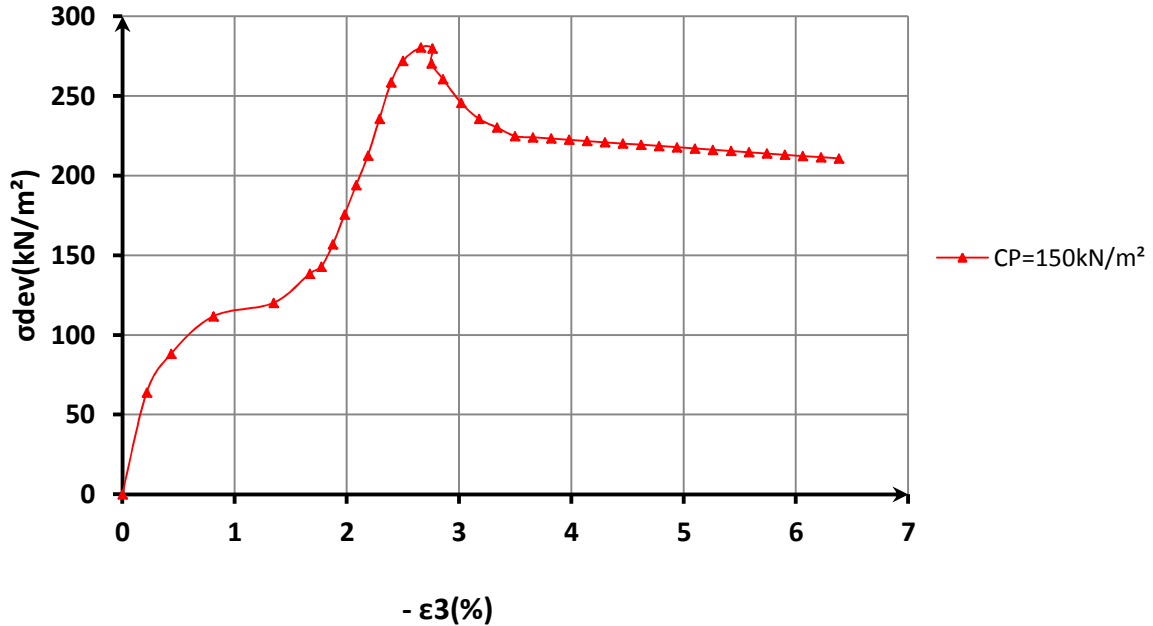


Fig.A.51 Variation Déviateur – Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{ kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

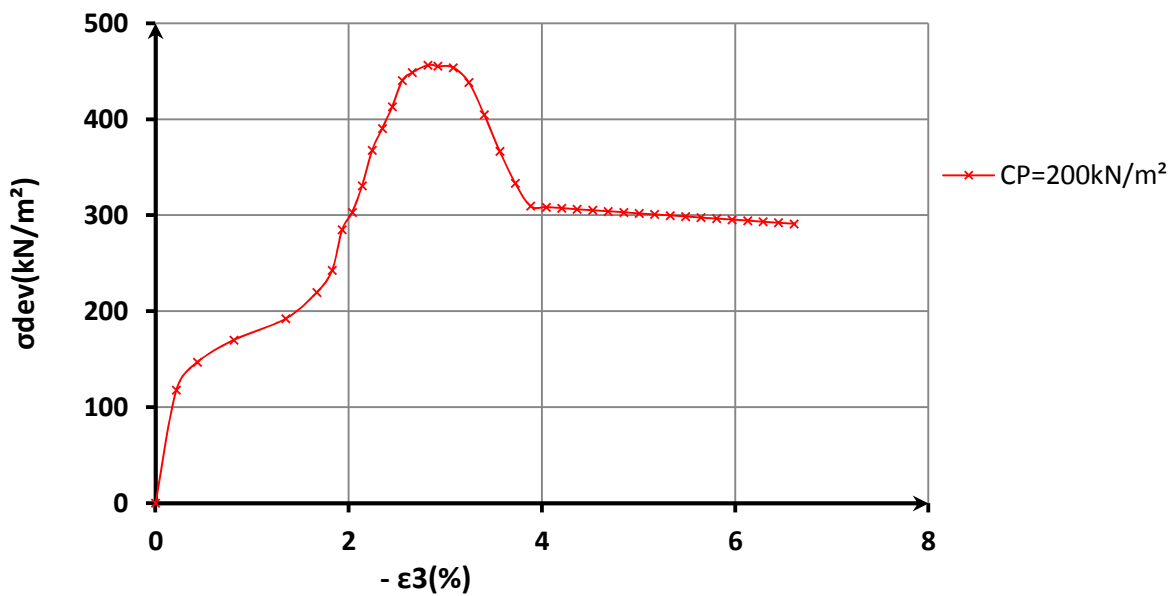


Fig.A.52 Variation Déviateur – Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{ kN/m}^2$



### Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

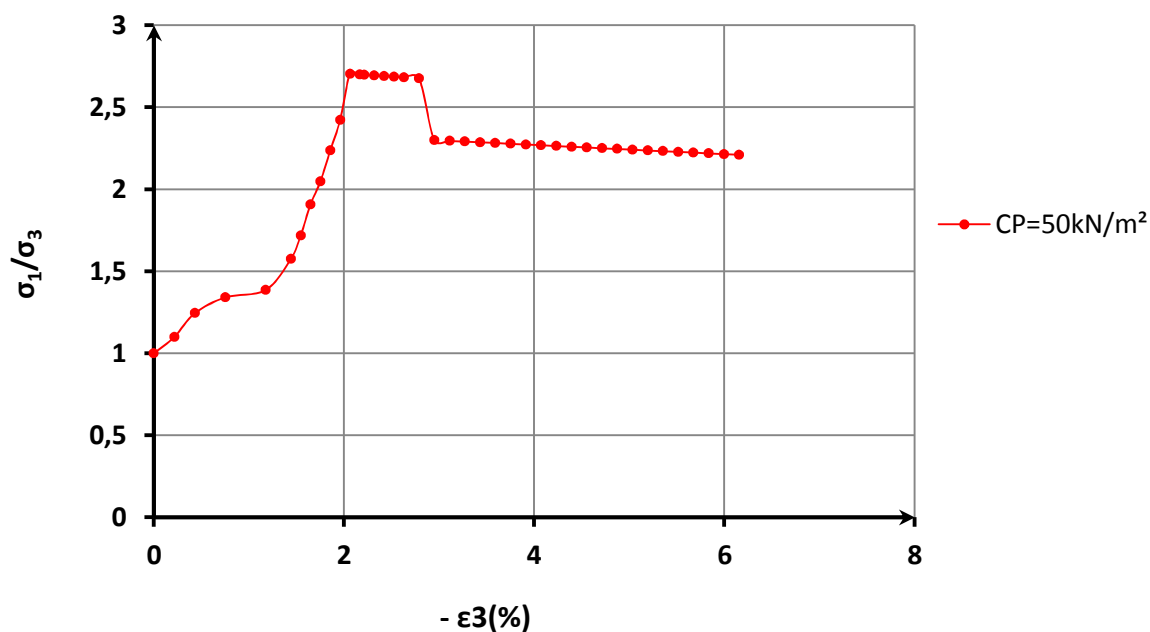


Fig.A.53 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, σ₃=50kN/m²

### Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

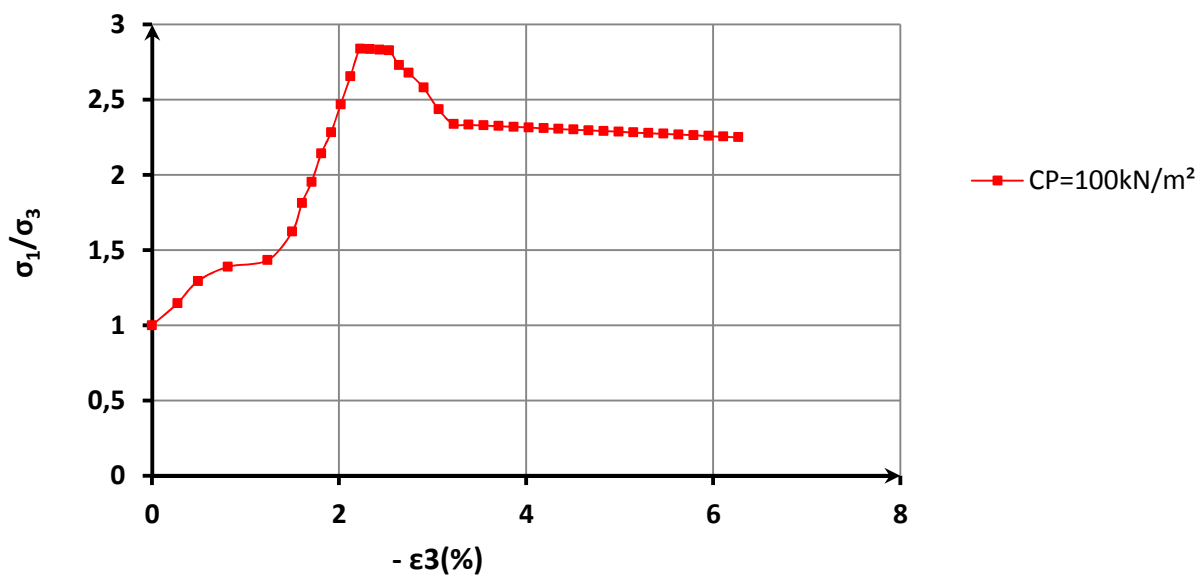


Fig.A.54 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, σ₃=100kN/m²

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

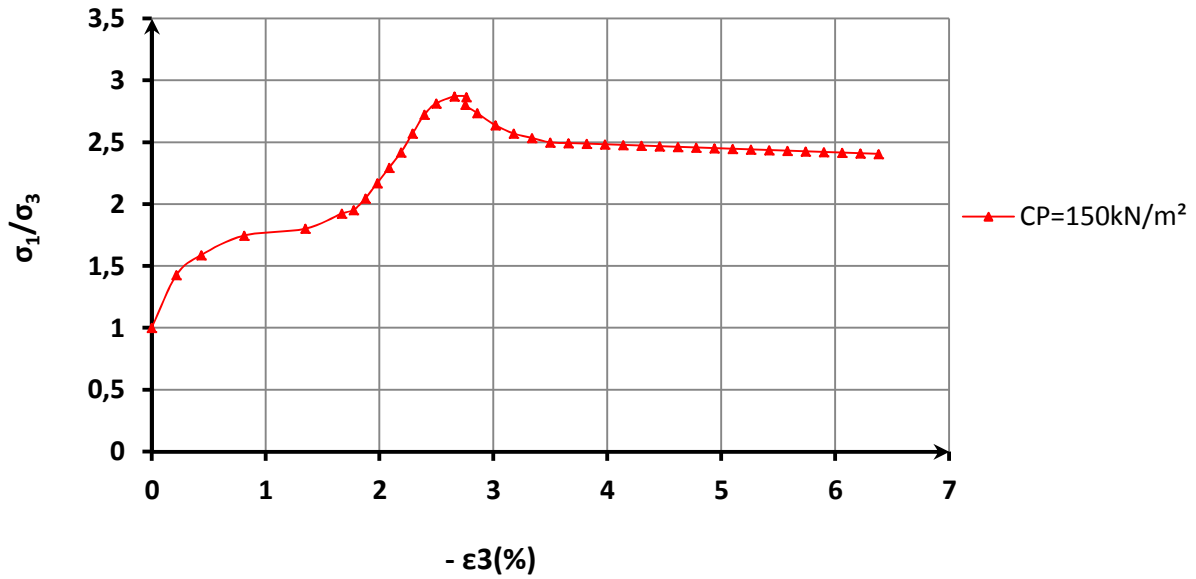


Fig.A.55 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, σ<sub>3</sub>=150kN/m<sup>2</sup>

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

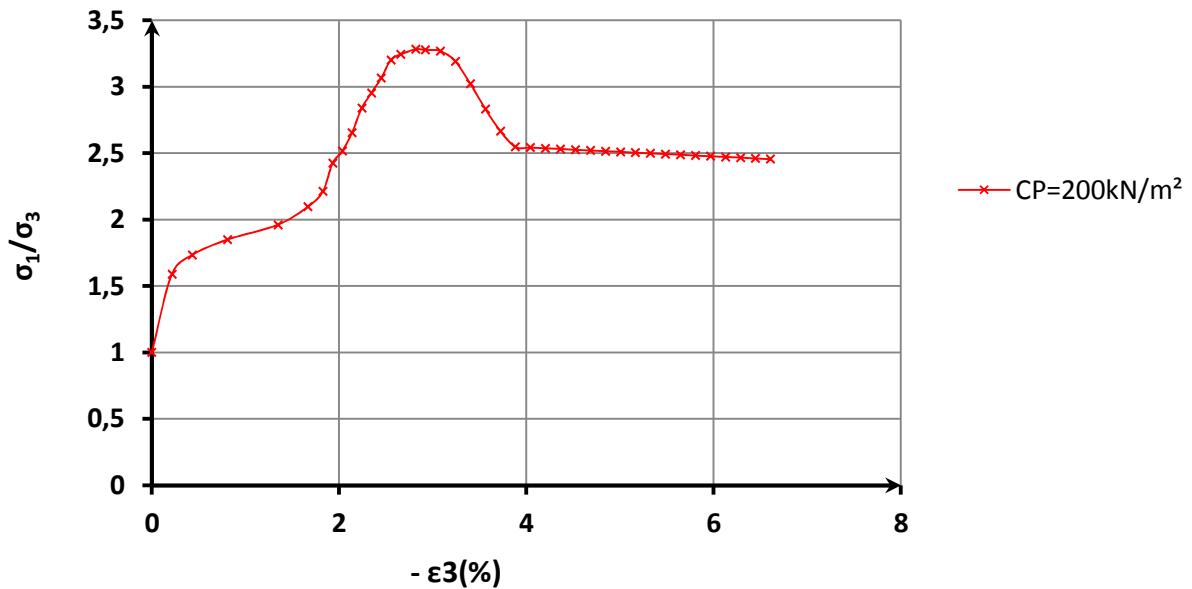


Fig.A.56 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral, σ<sub>3</sub>=200kN/m<sup>2</sup>

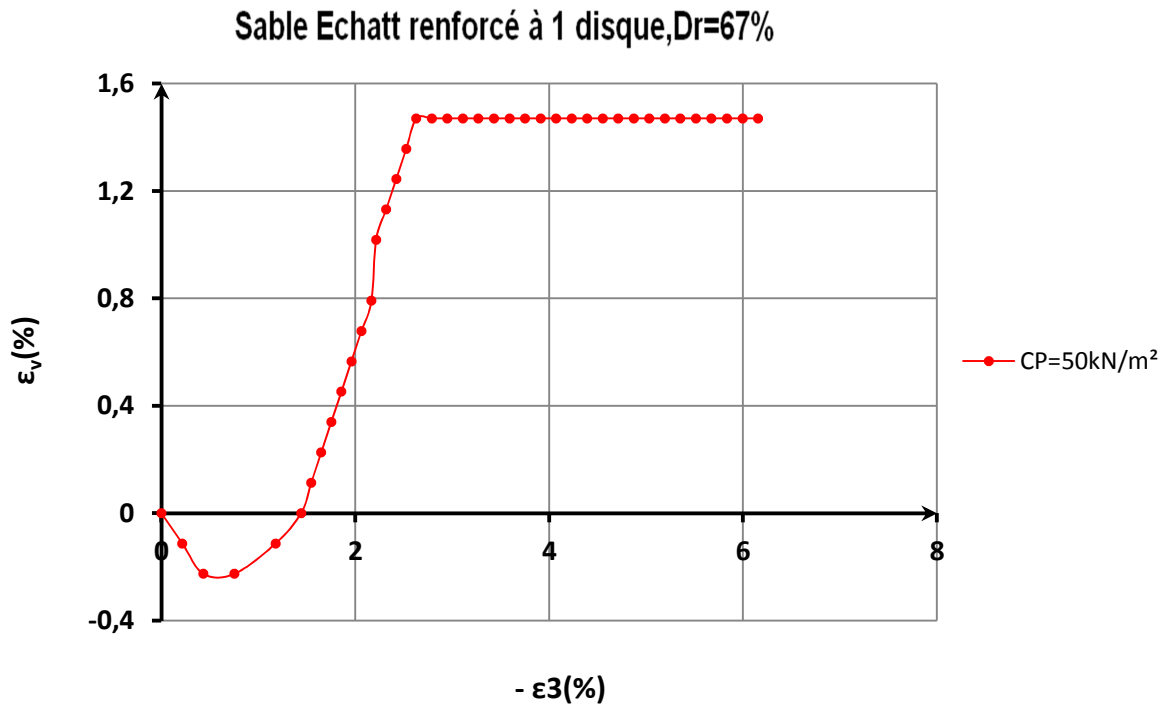


Fig.A.57 Variation Déformation volumique– Déformation latéral, σ<sub>3</sub>=50kN/m<sup>2</sup>

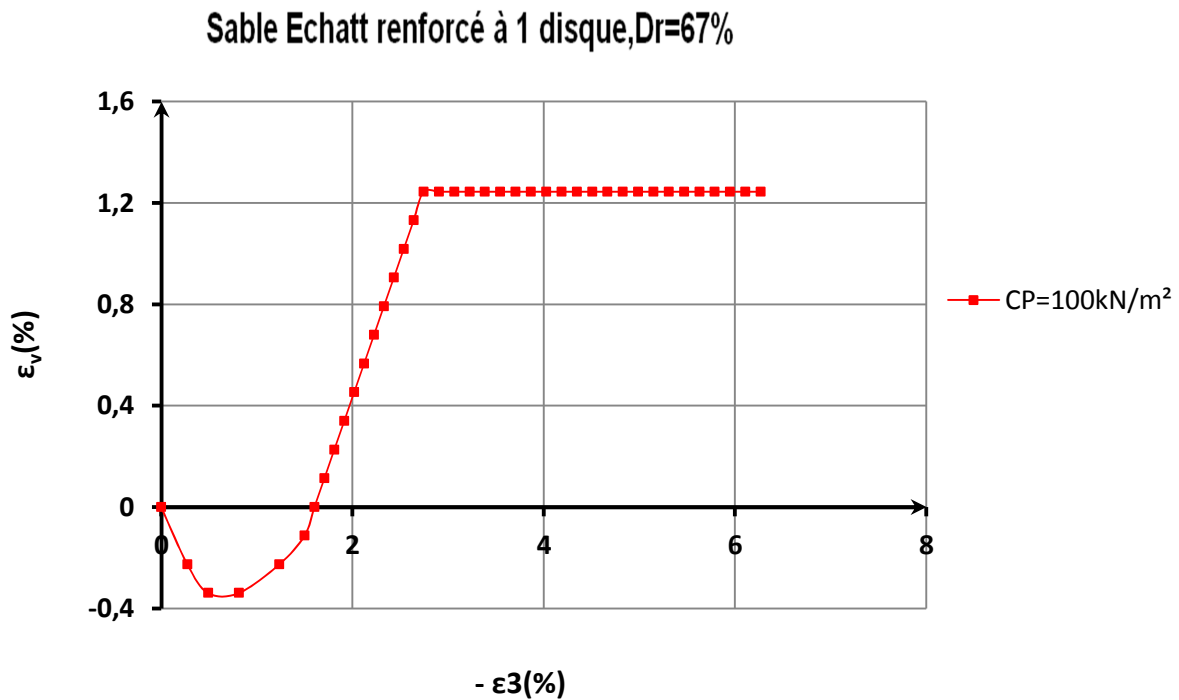


Fig.A.58 Variation Déformation volumique– Déformation latéral, σ<sub>3</sub>=100kN/m<sup>2</sup>

Sable Echatt renforcé à 1 disque,Dr=67%

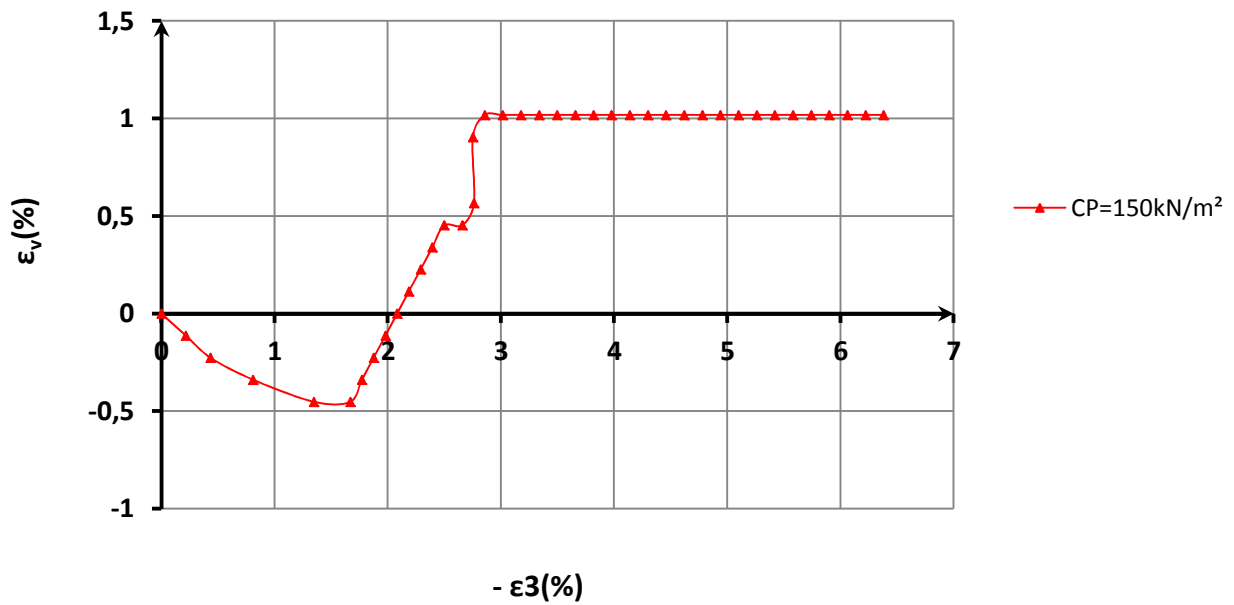


Fig.A. 59 Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque,Dr=67%

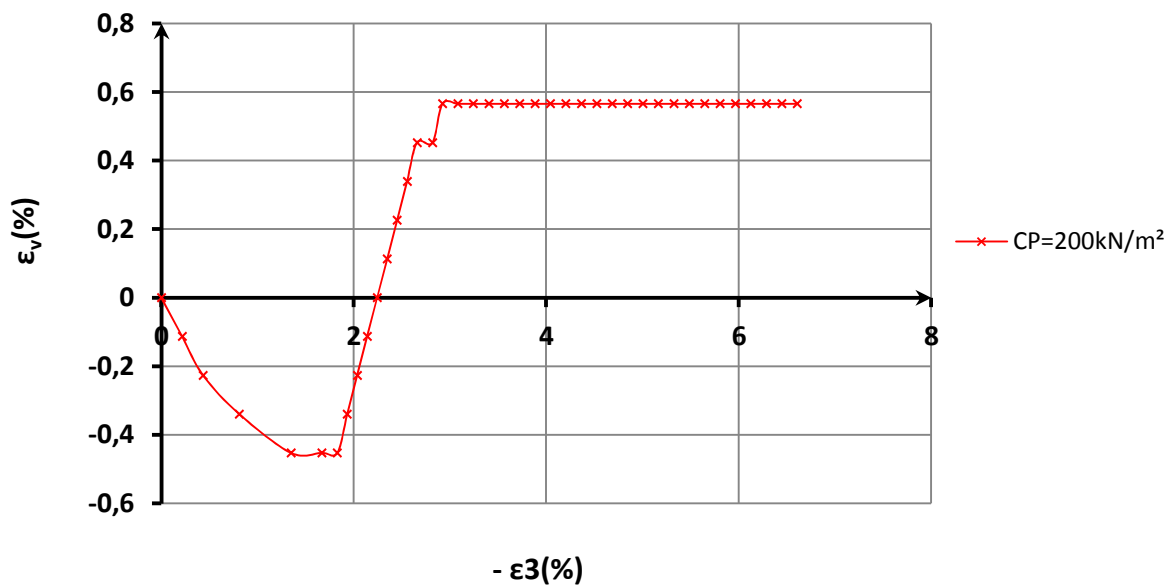


Fig.A.60 Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

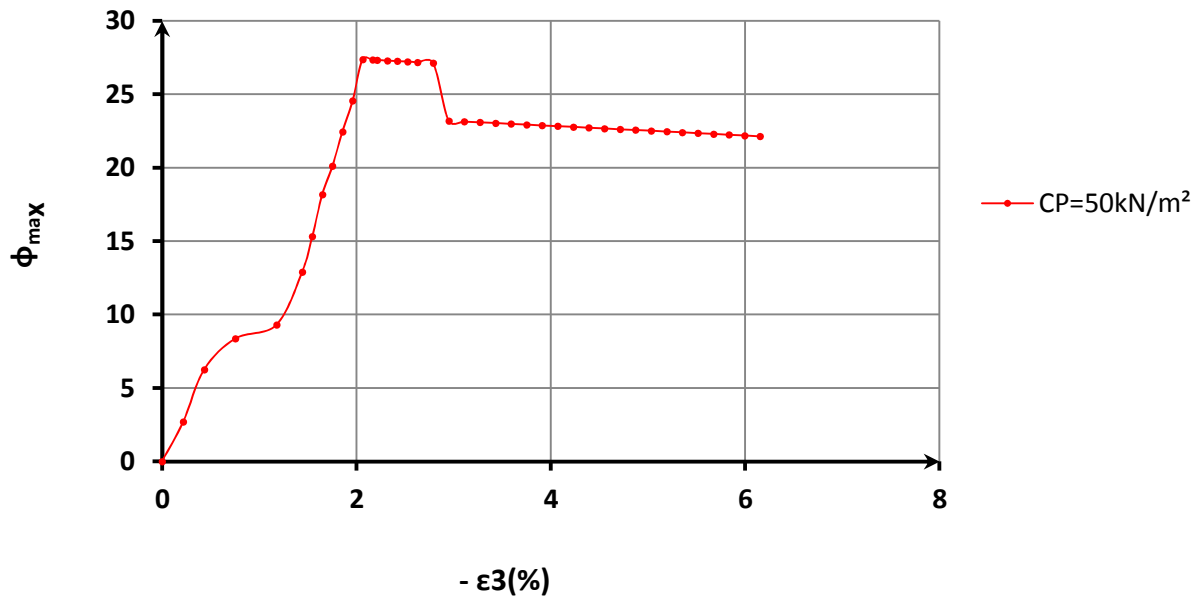


Fig.A.61 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

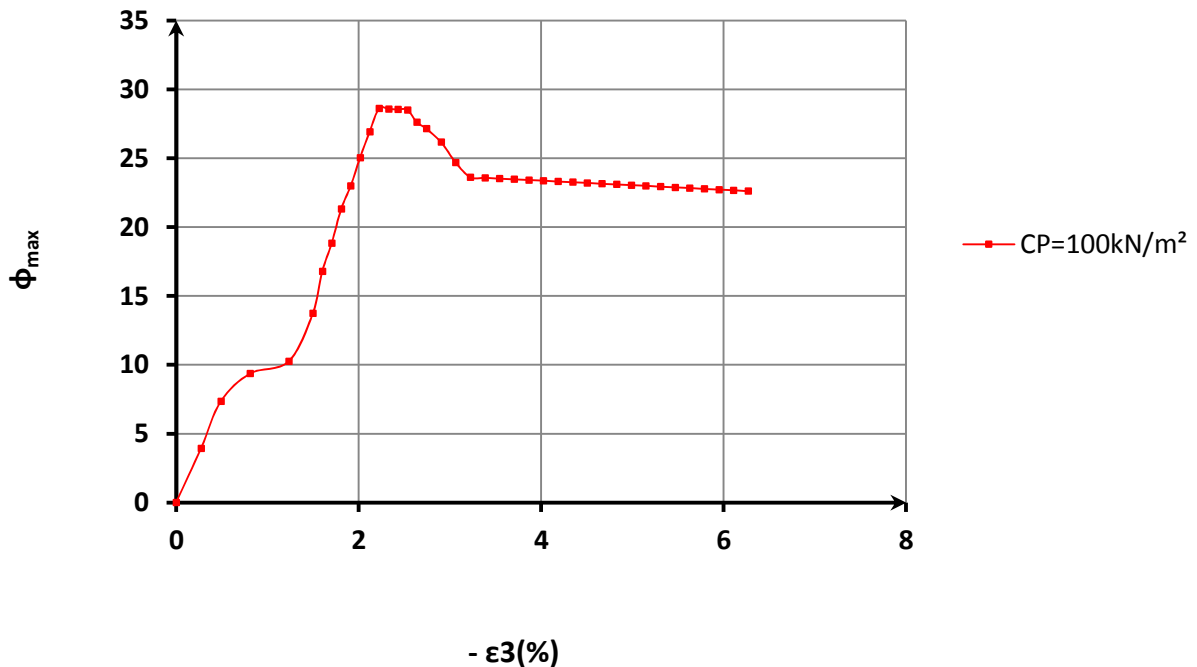


Fig.A.62 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque,  $D_r=67\%$

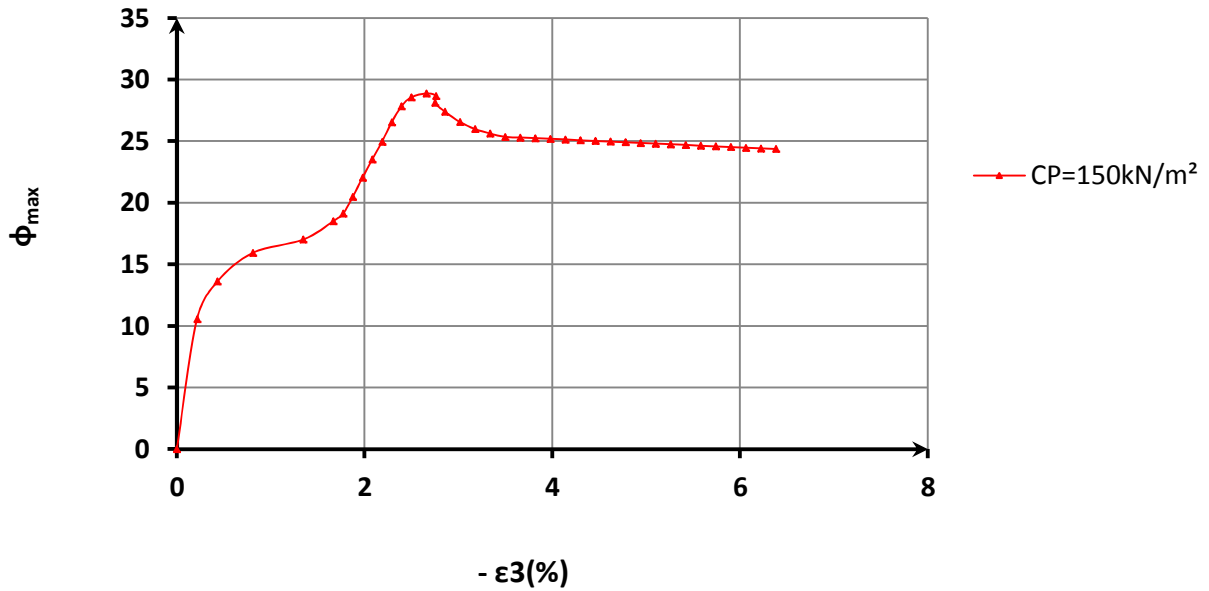


Fig.A.63 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque,  $D_r=67\%$

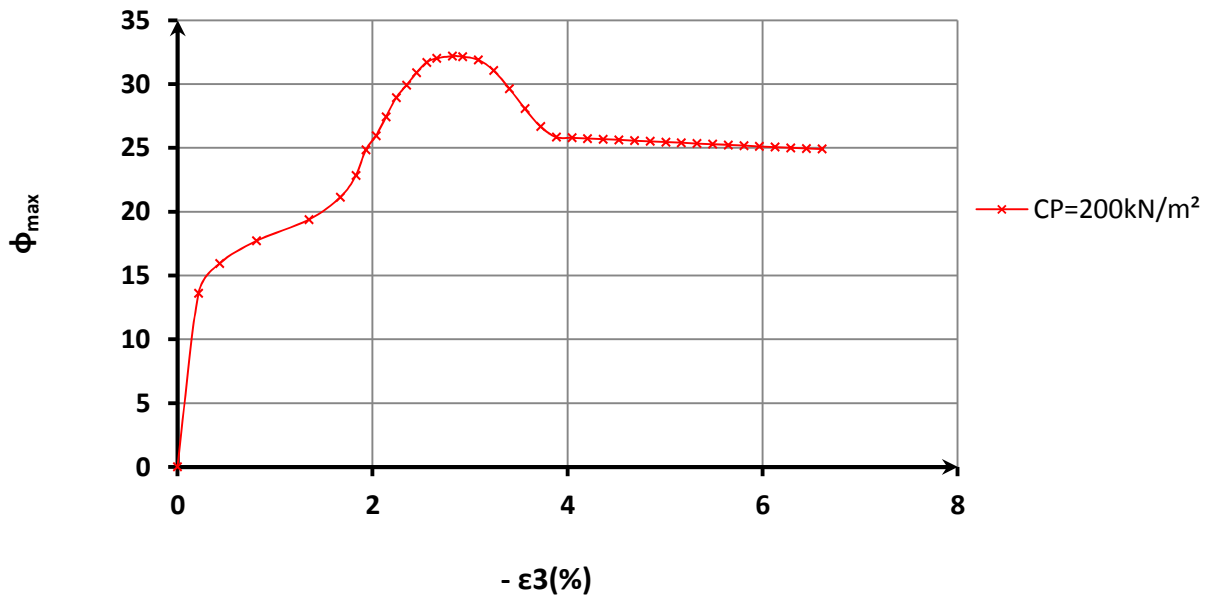
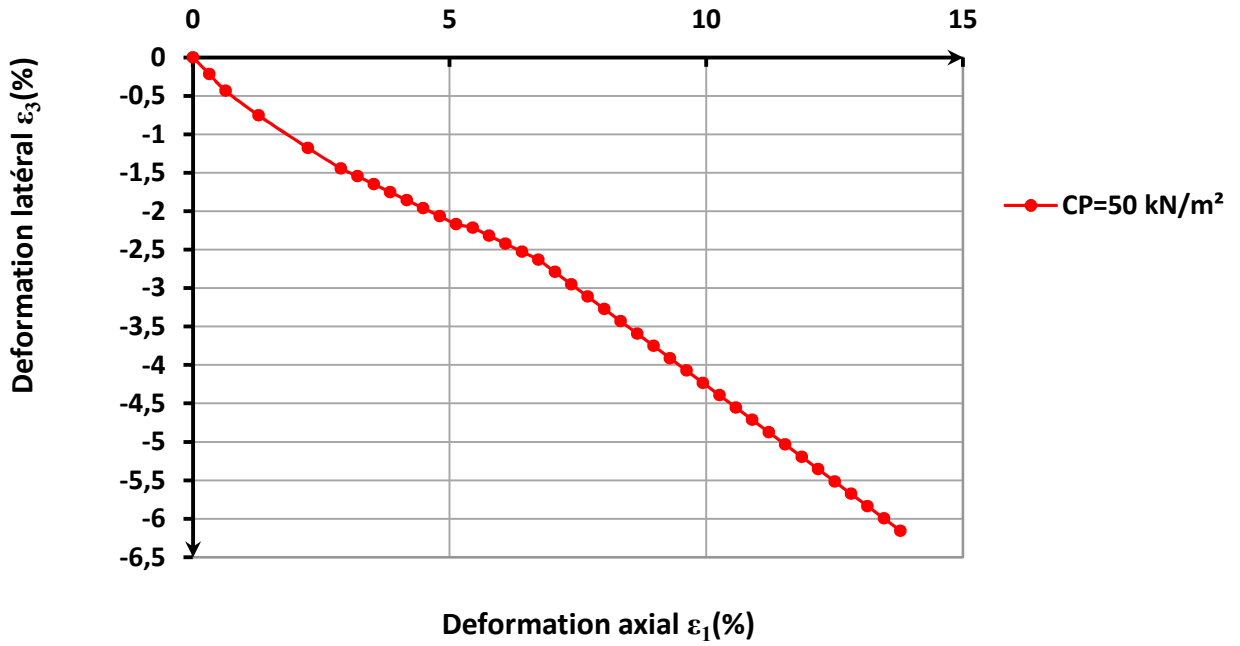


Fig.A. 64 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%



Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

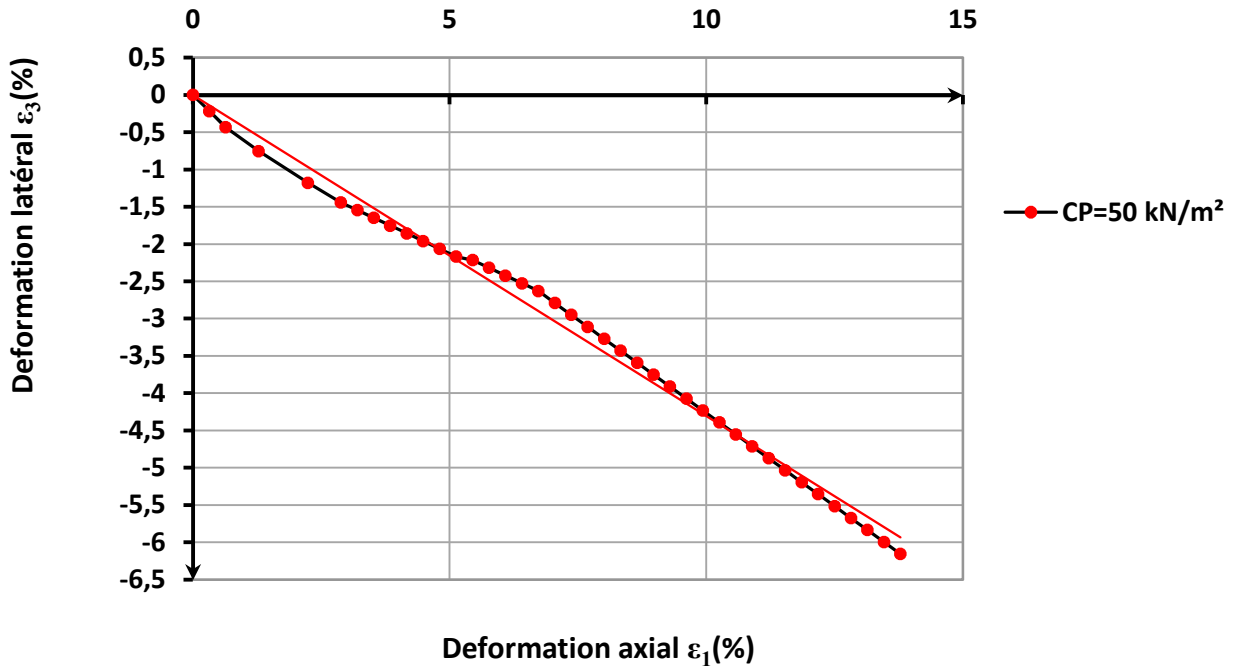
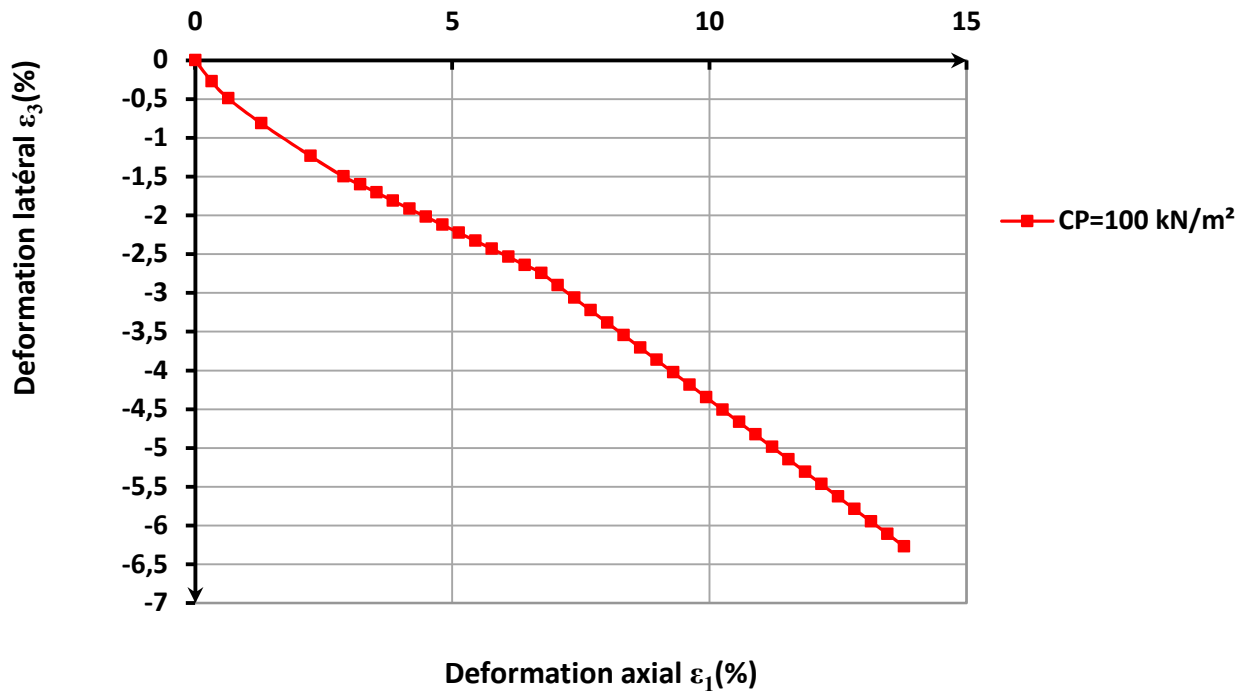


Fig.A.65 Variation Déformation latéral – Déformation axial,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque,Dr=67%



Sable Echatt renforcé à 1 disque,Dr=67%

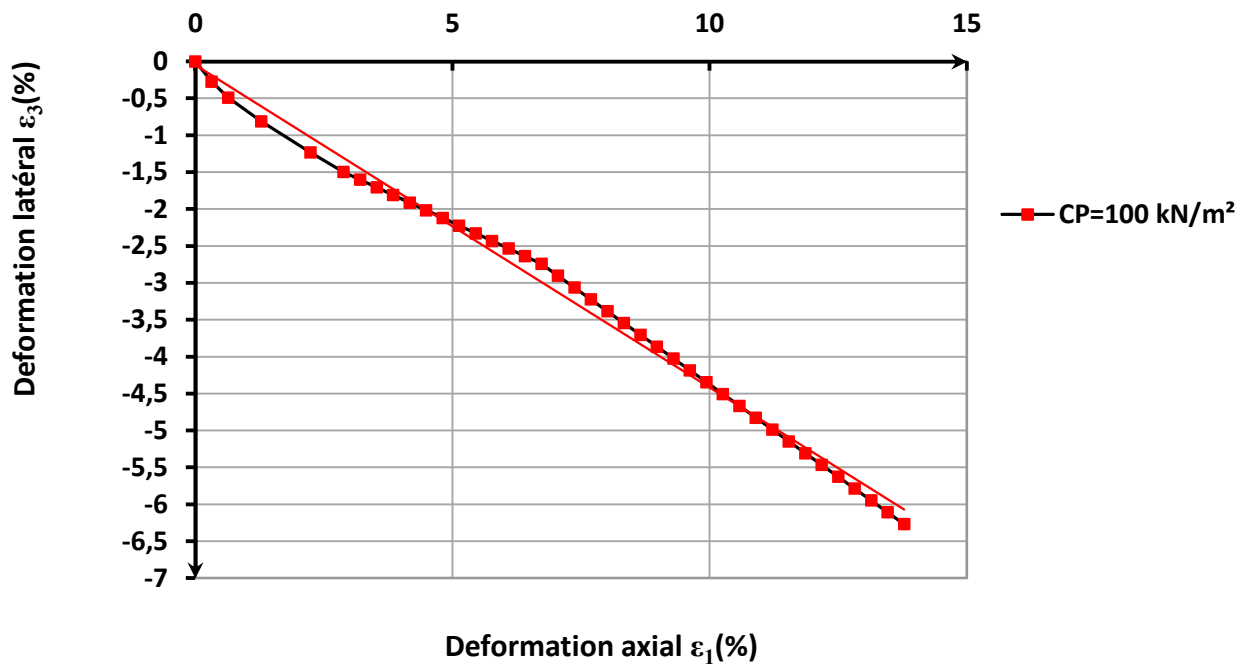
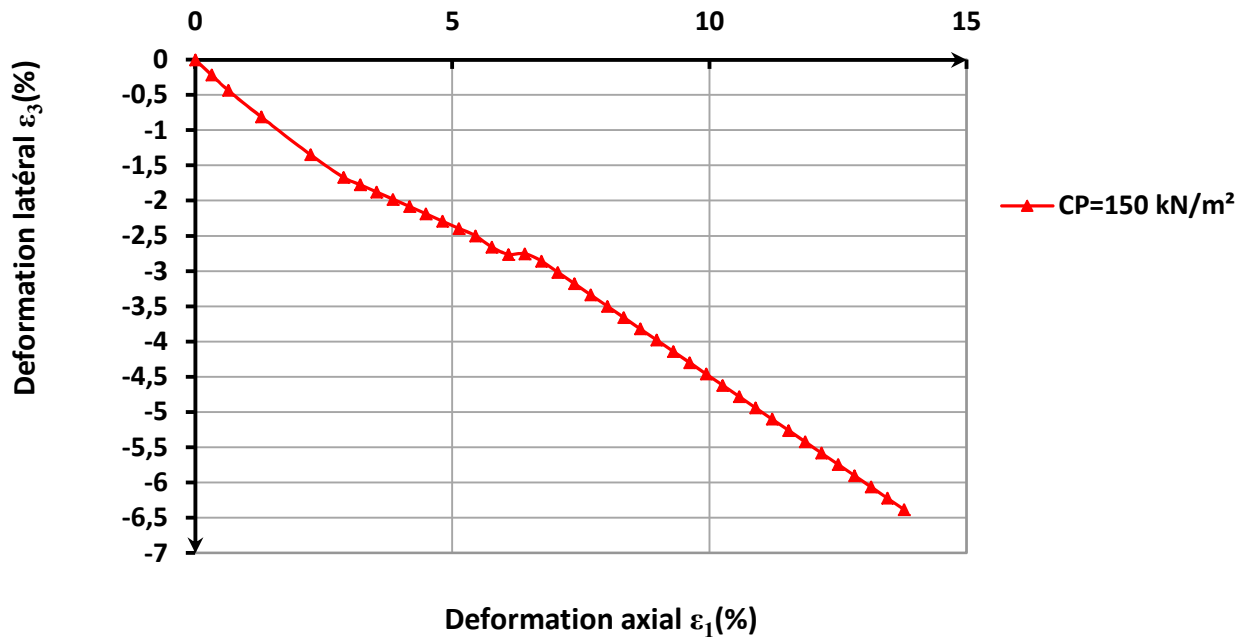


Fig.A.66 Variation Déformation latéral – Déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$



Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%



Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

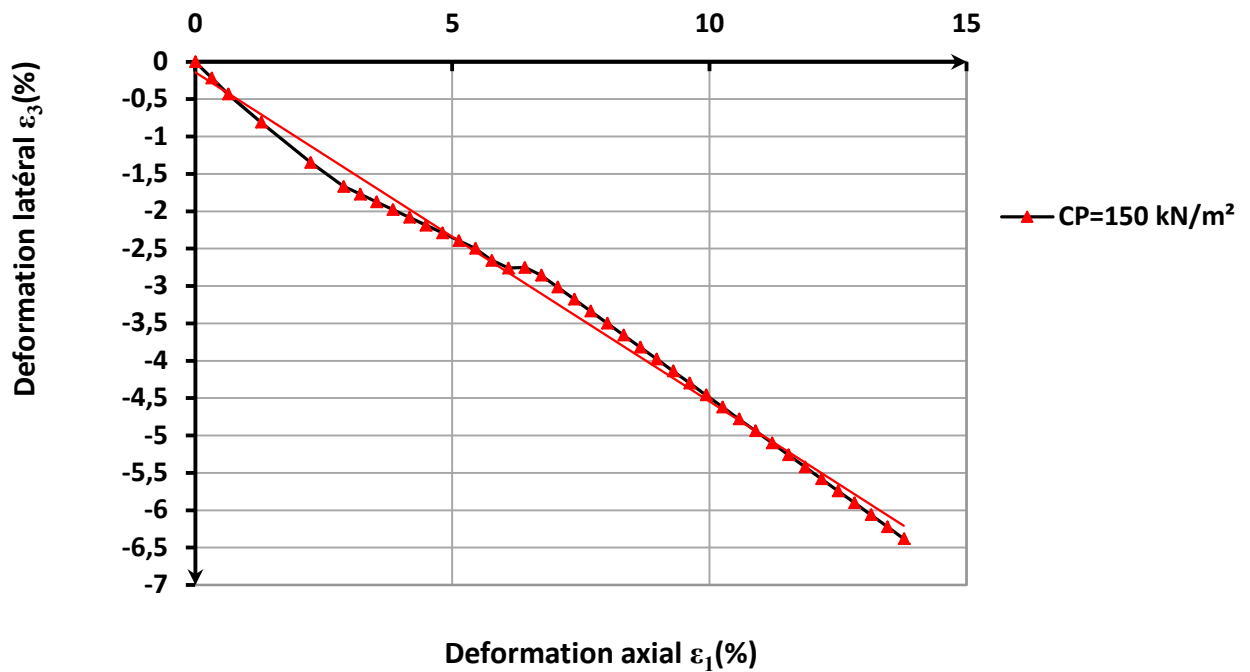
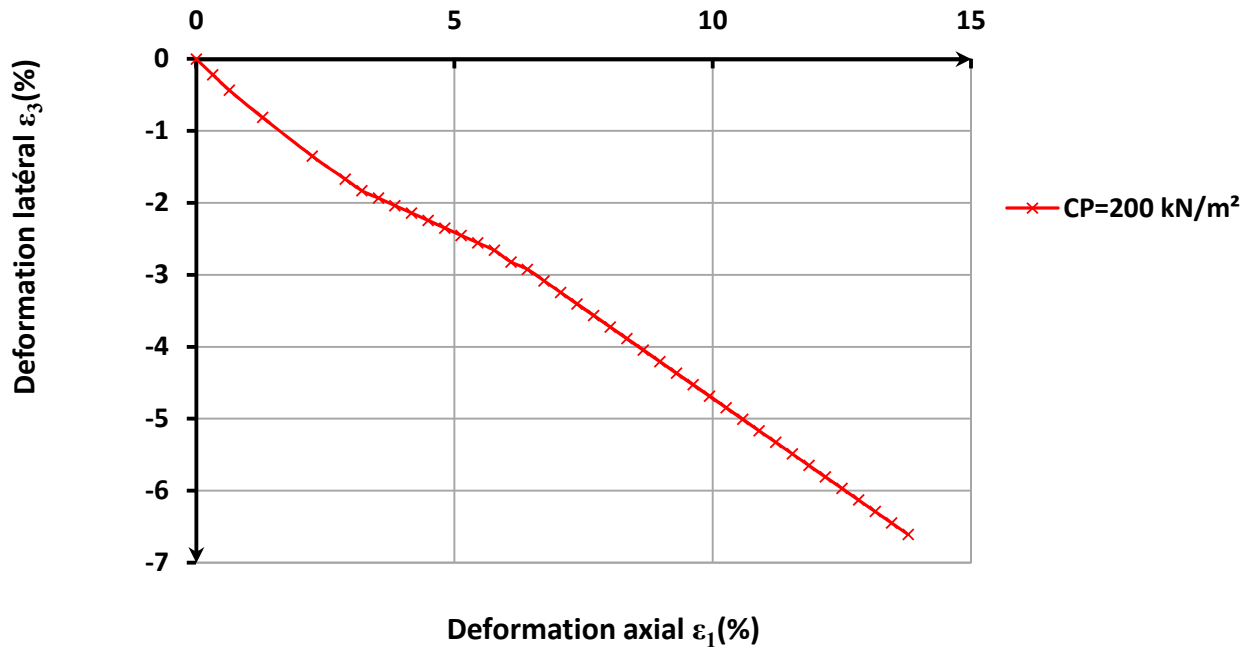


Fig.A.67 Variation Déformation latéral – Déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque,Dr=67%



Sable Echatt renforcé à 1 disque,Dr=67%

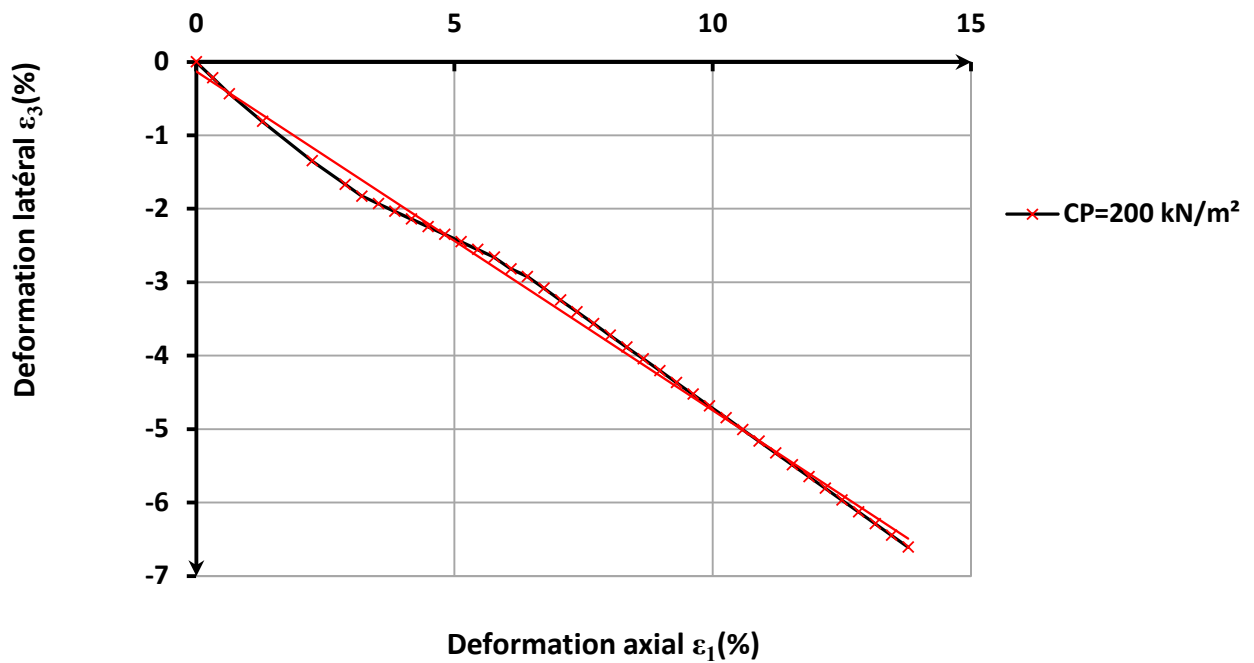


Fig.A.68 Variation Déformation latéral – Déformation axial,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

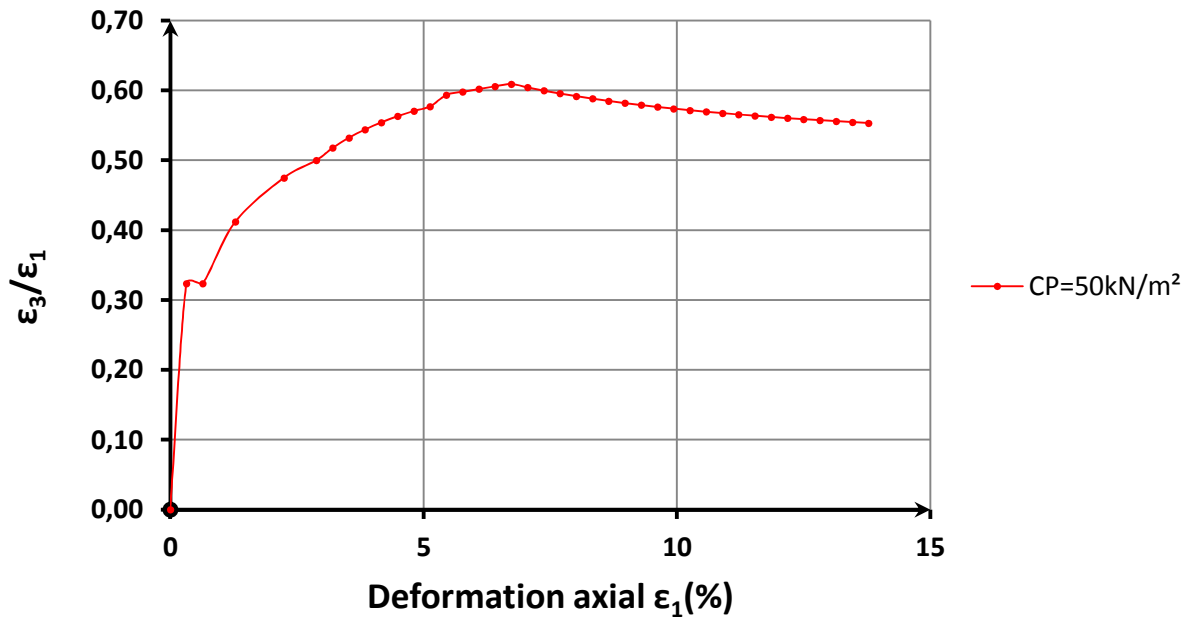


Fig.A.69 Variation rapport de déformation – Déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

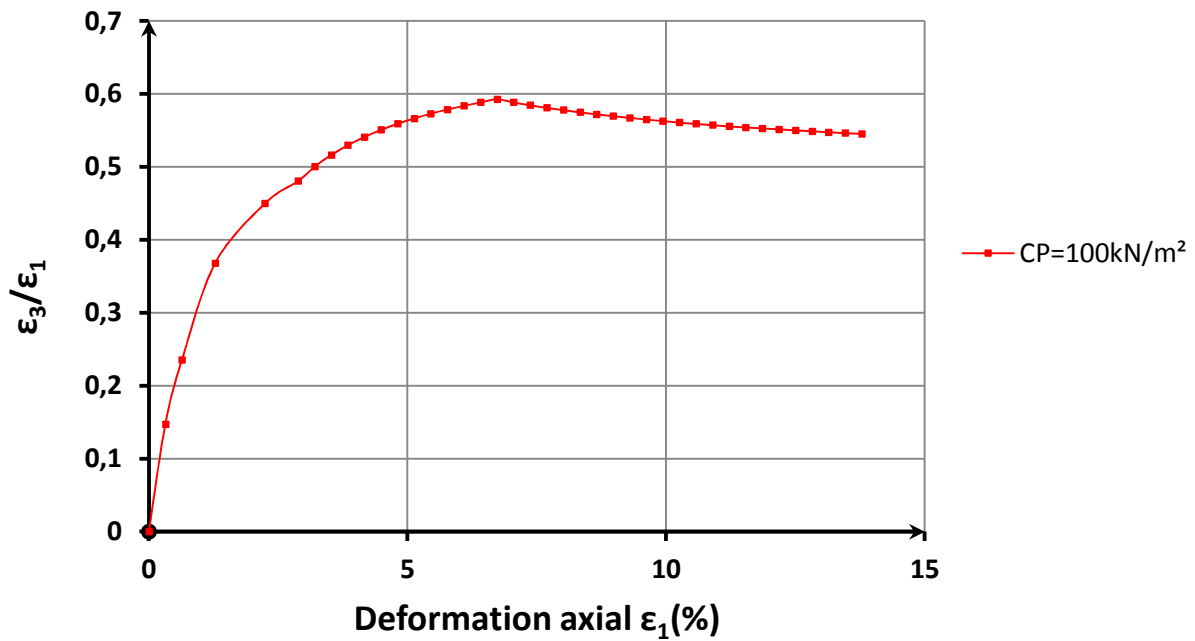


Fig.A.70 Variation rapport de déformation – Déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

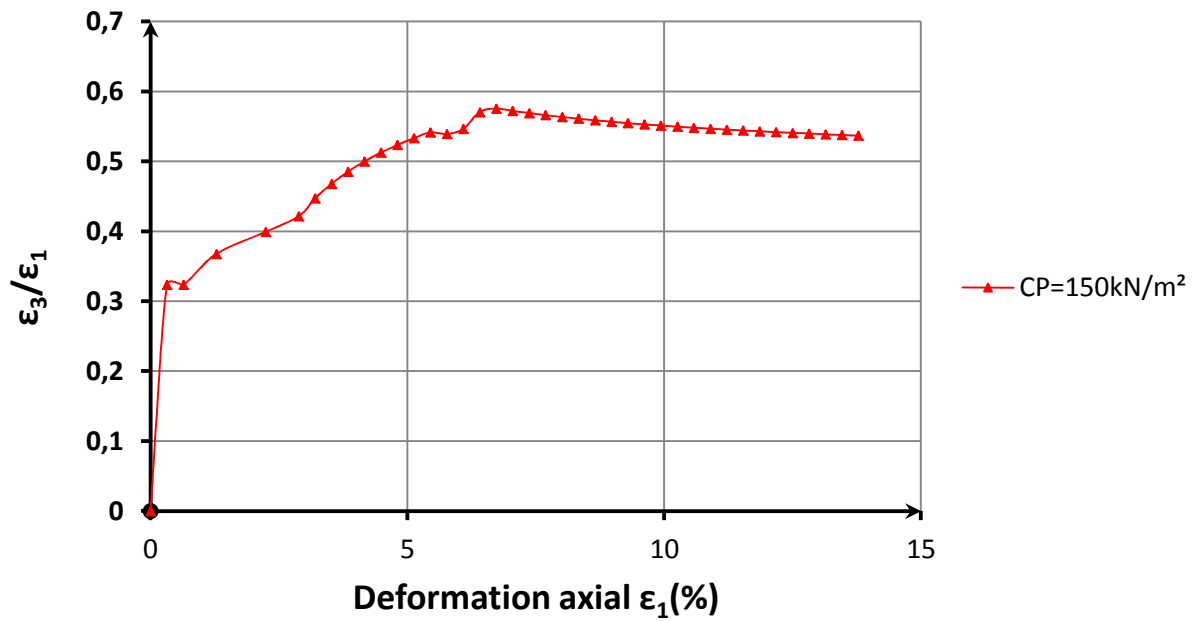


Fig.A.71 Variation rapport de déformation – Déformation axial,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 1 disque, Dr=67%

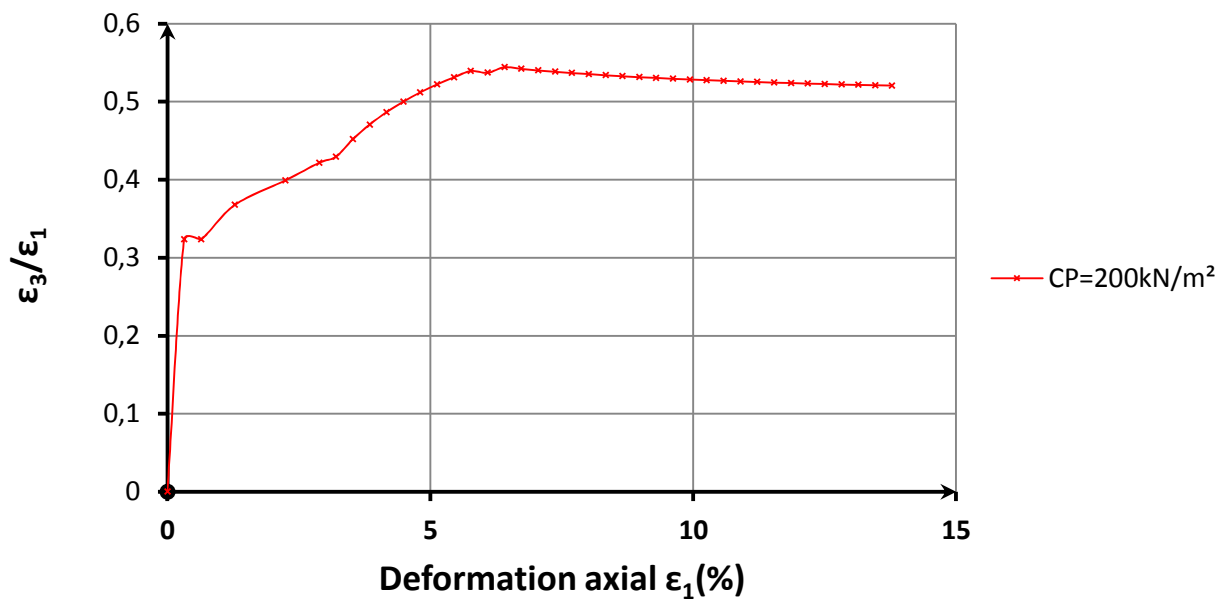


Fig.A.72 Variation rapport de déformation – Déformation axial,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 2 disques ,Dr=67%

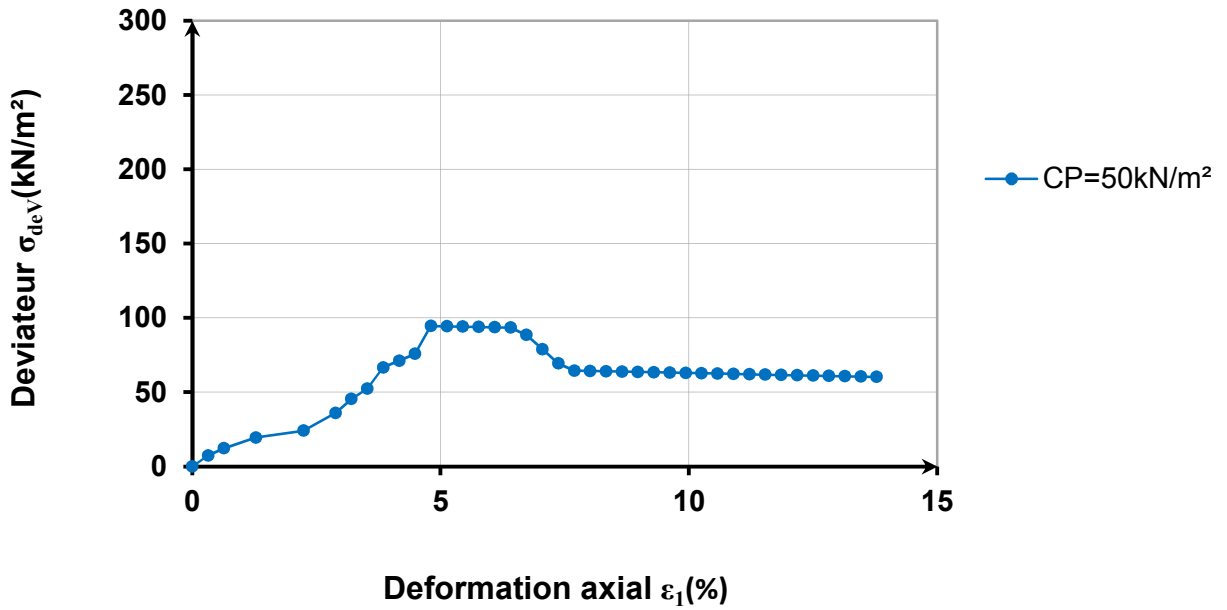


Fig.A.73 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 2 disques, Dr=67%

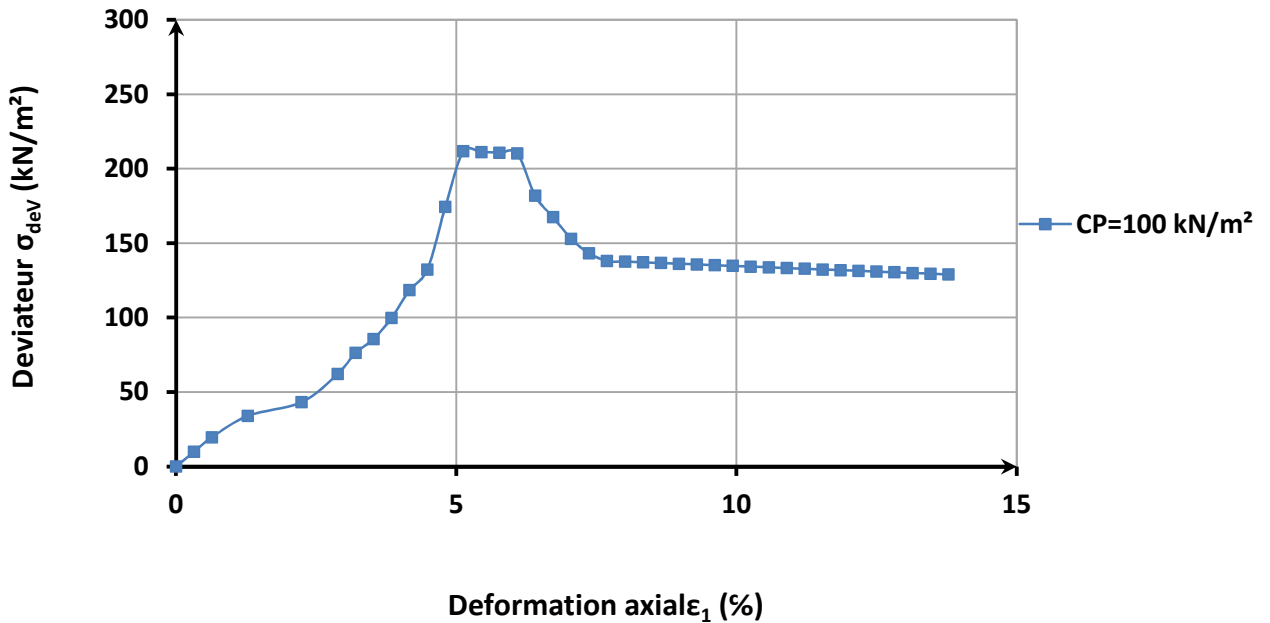


Fig.A.74 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 2 disques ,Dr=67%

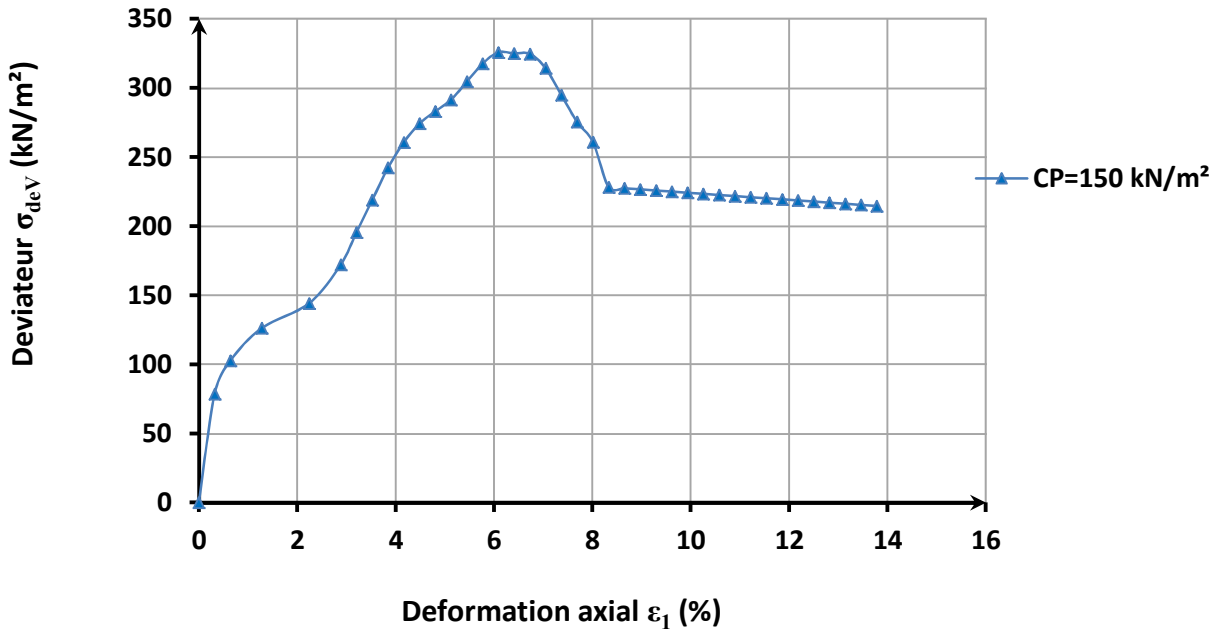


Fig.A.75 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 2 disques ,Dr=67%

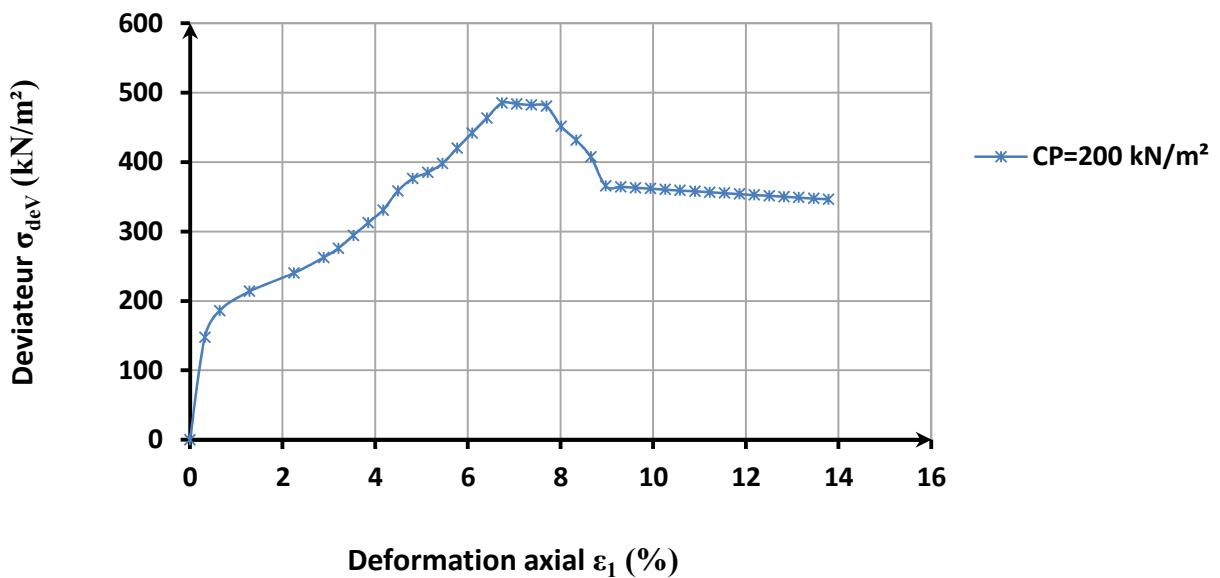


Fig.A. 76 Relation déviateur - Déformation axiale à  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%

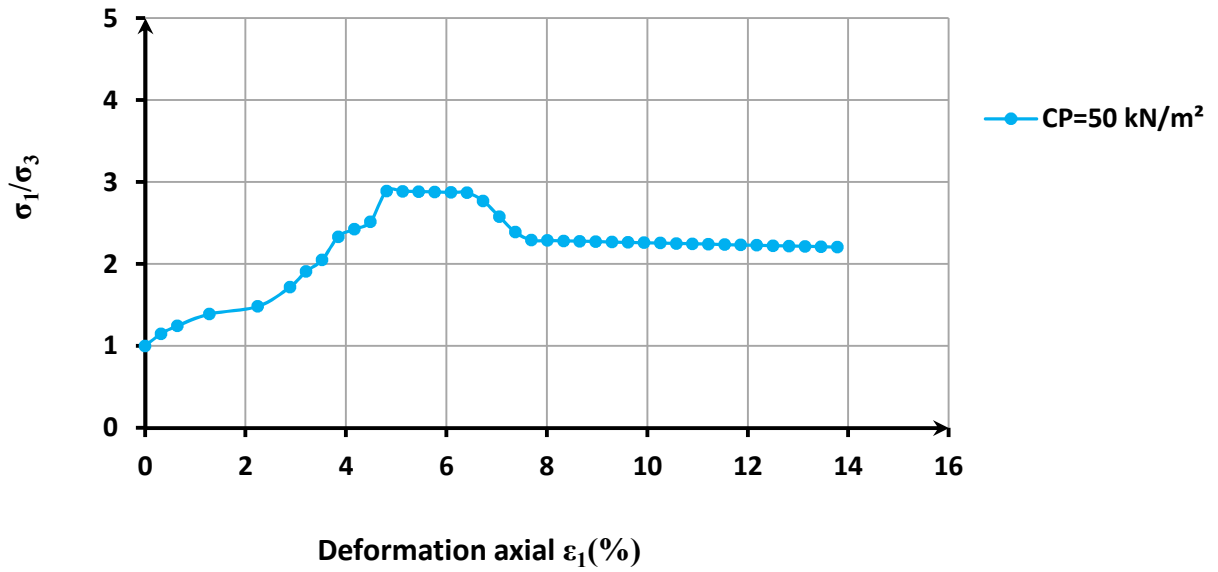


Fig.A.77 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%

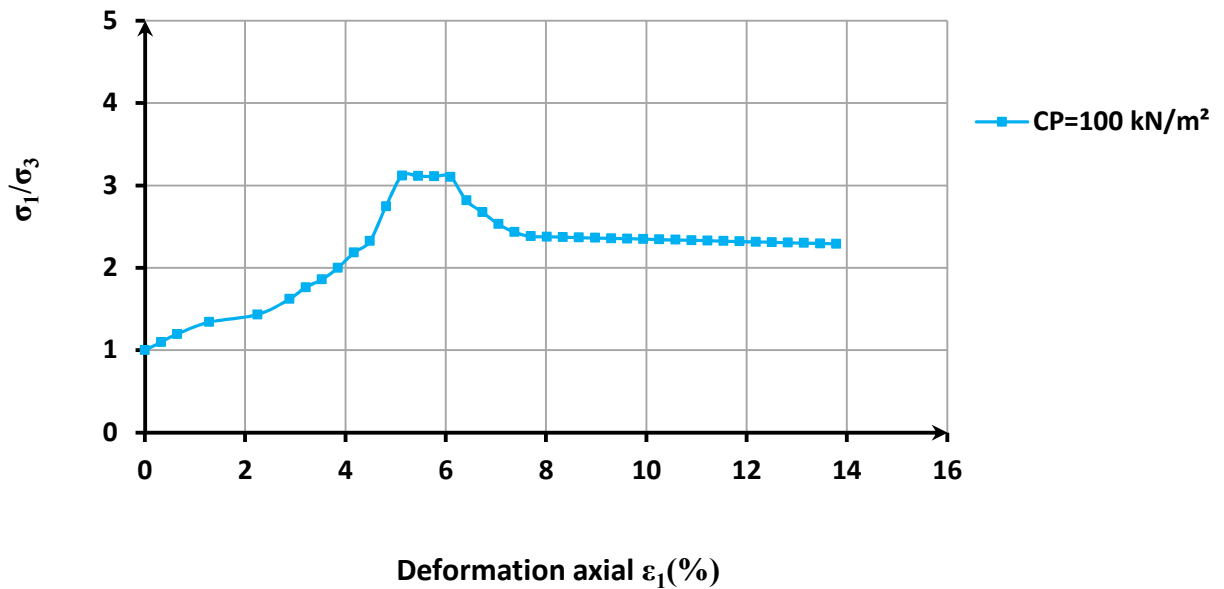


Fig.A.78 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%

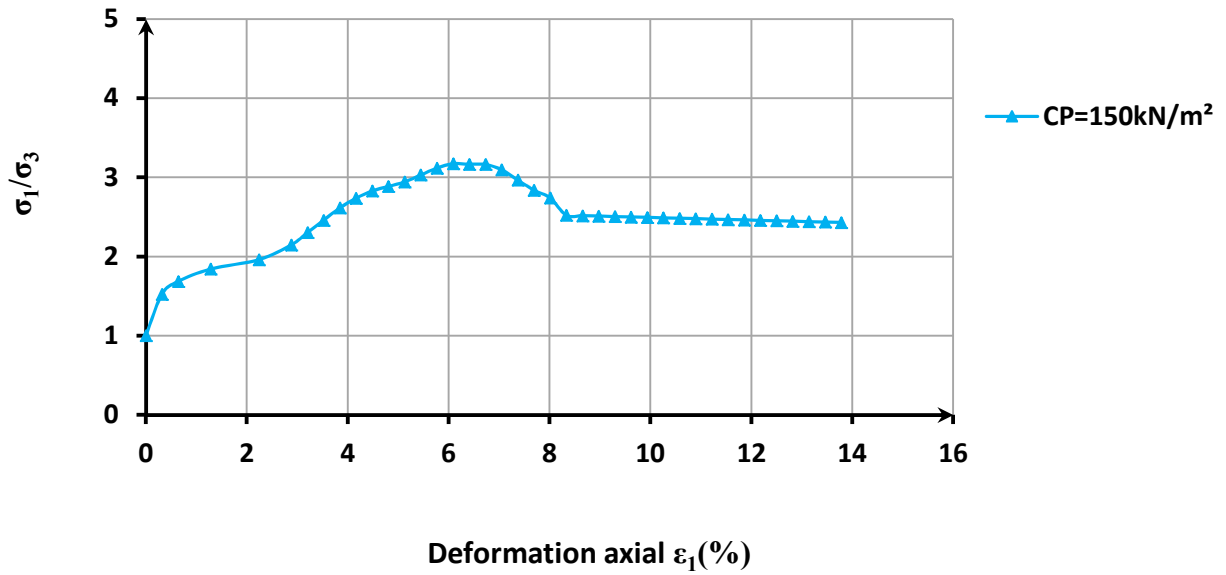


Fig.A.79 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%

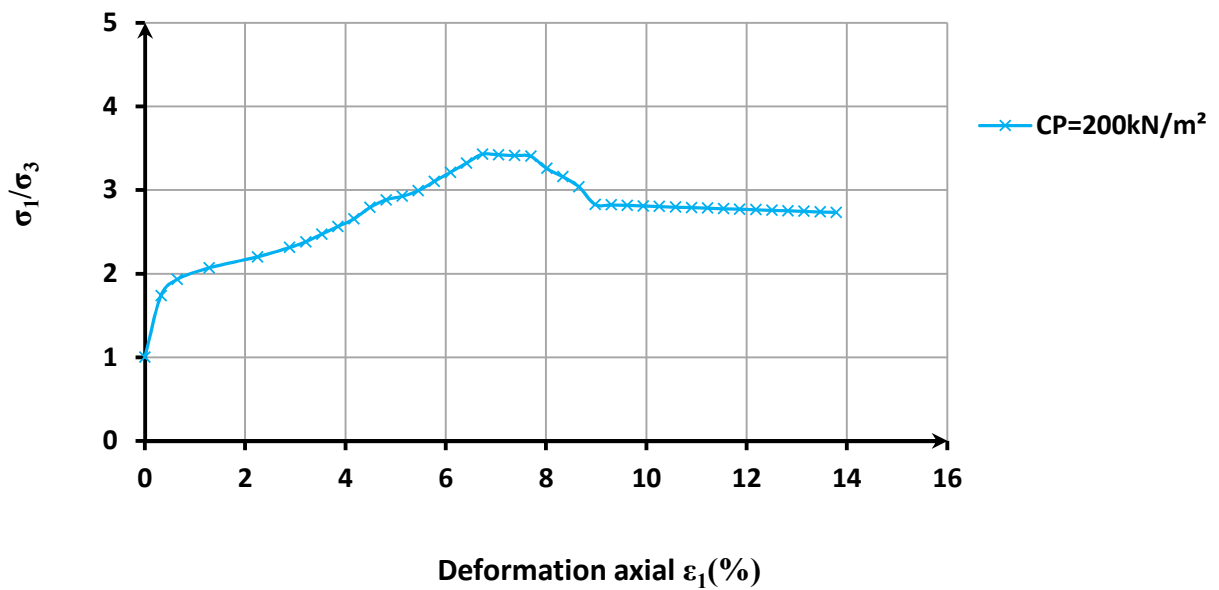


Fig.A.80 Variation rapport de contrainte – Déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$



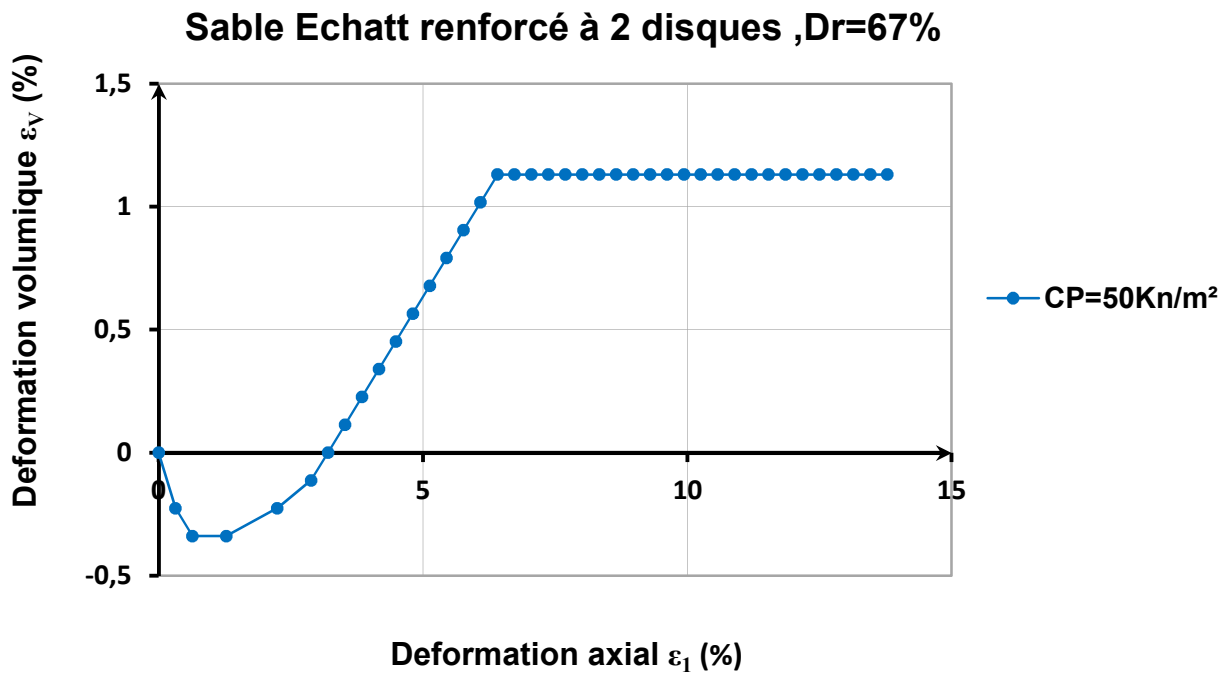


Fig.A. 81 Relation déformation volumique- Déformation axial à  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

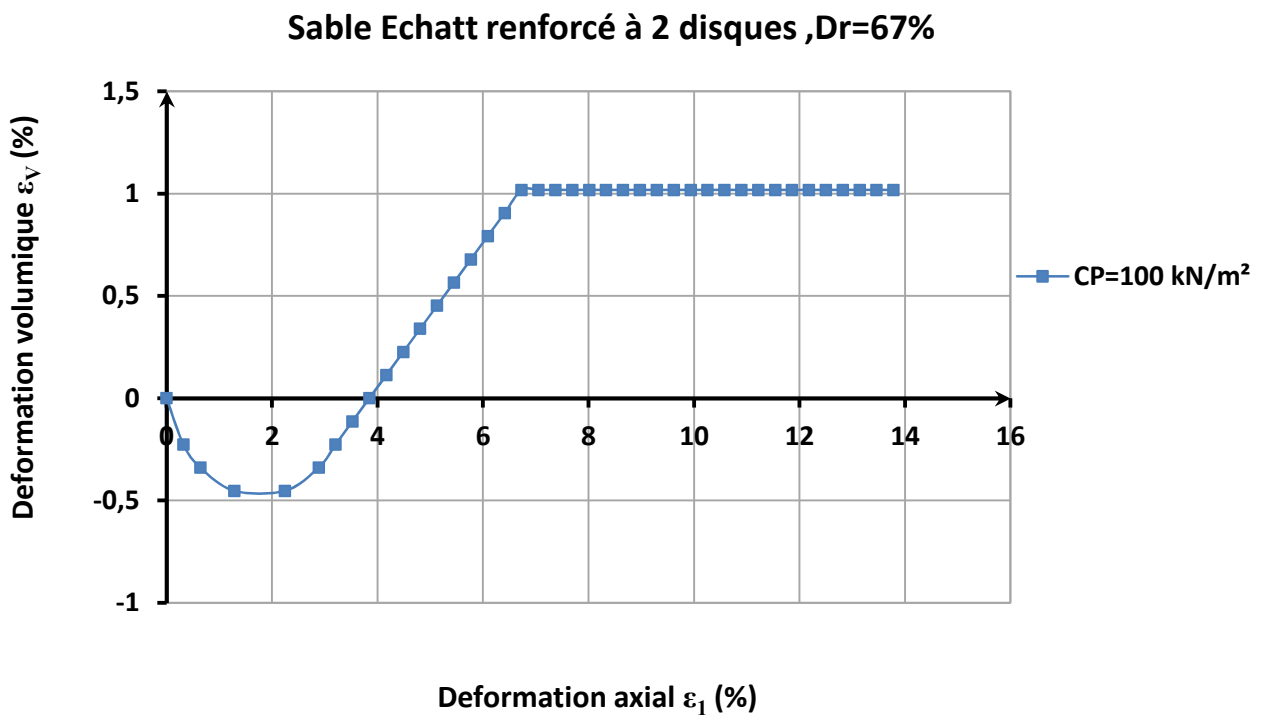


Fig.A. 82 Relation déformation volumique- Déformation axial à  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%

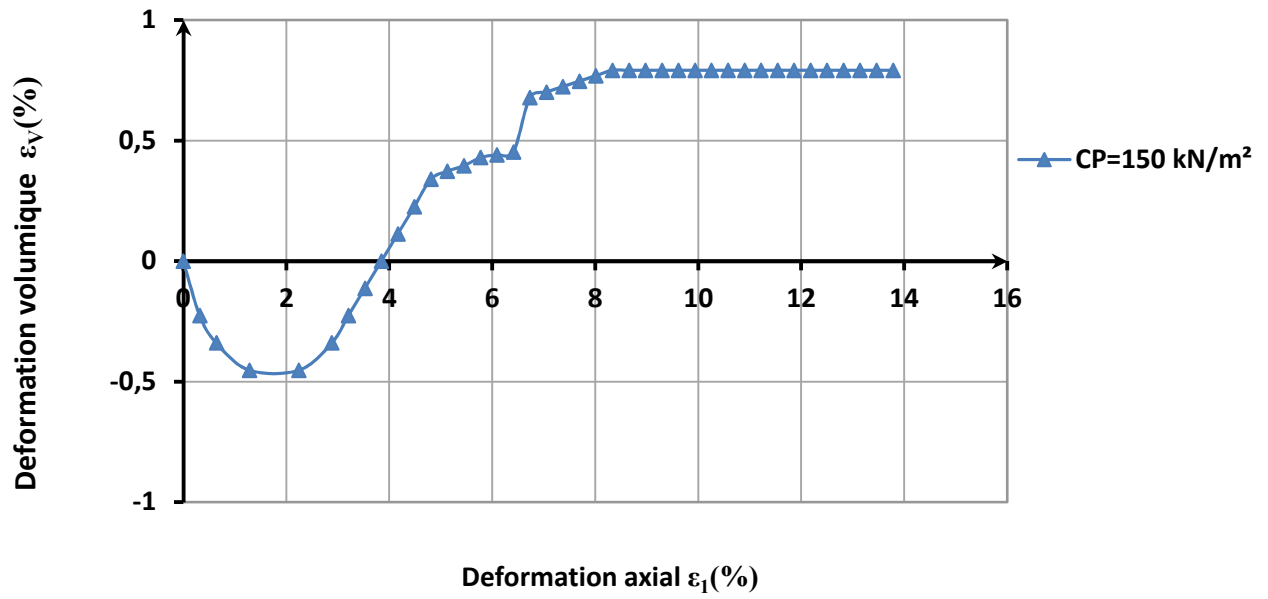


Fig.A.83 Relation déformation volumique- Déformation axiale à  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%

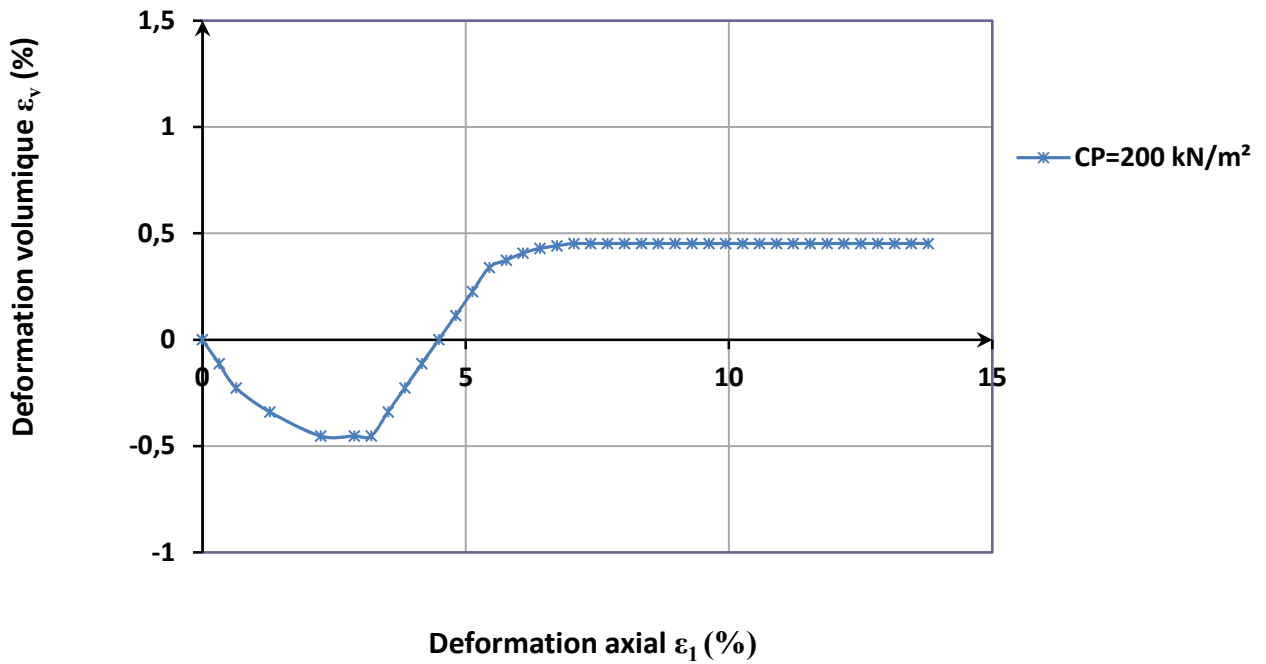


Fig.A.84 Relation déformation volumique- Déformation axiale à  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

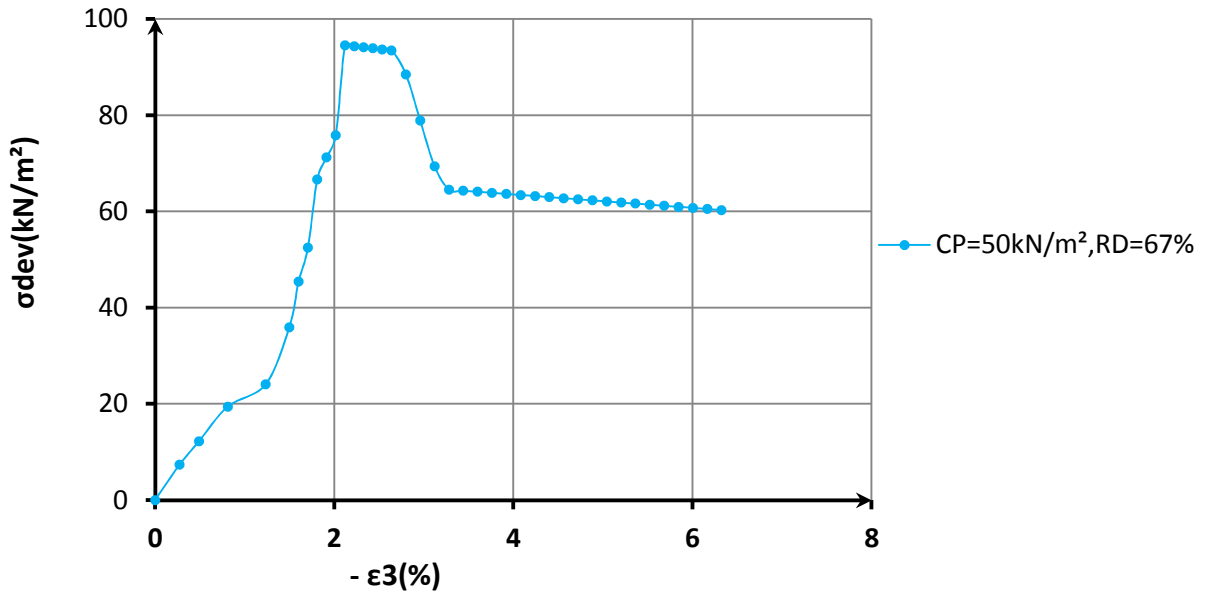


Fig.A.85 Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

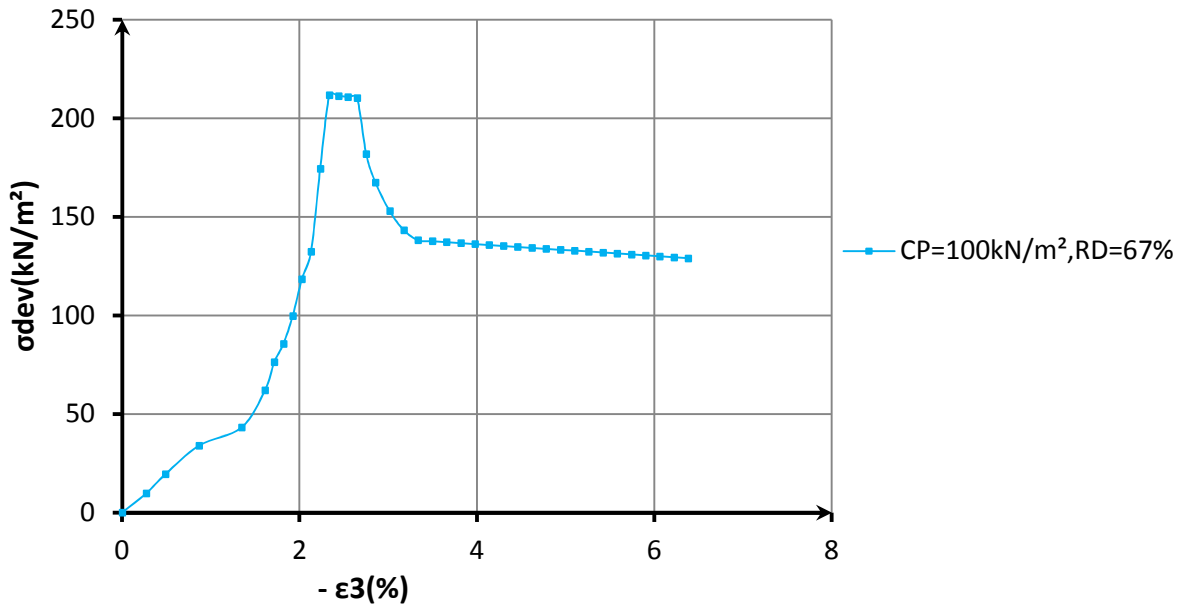


Fig.A.86 Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

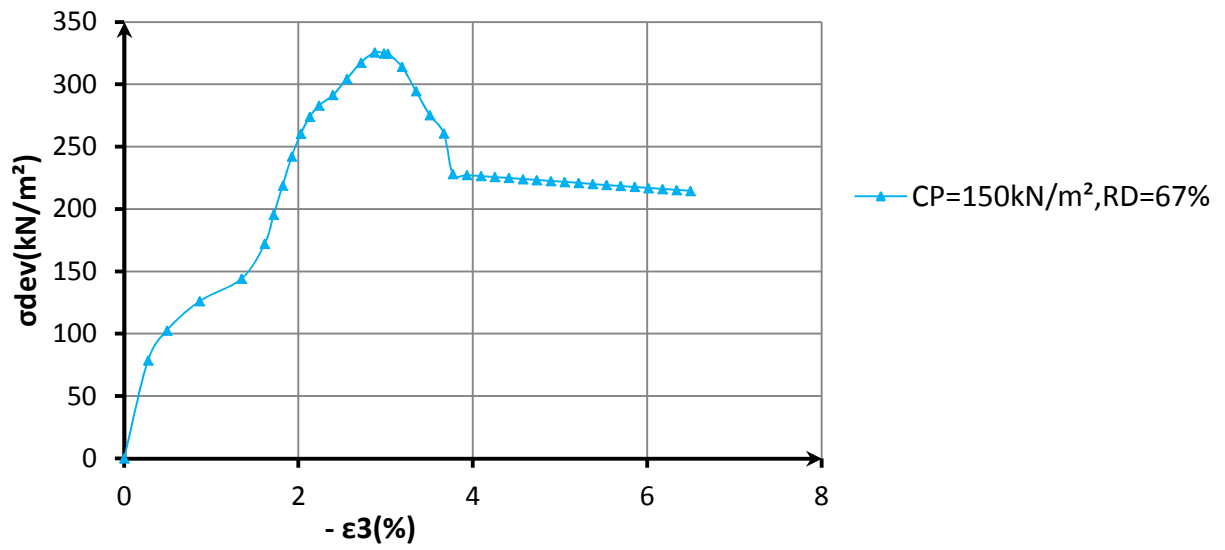


Fig.A.87 Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

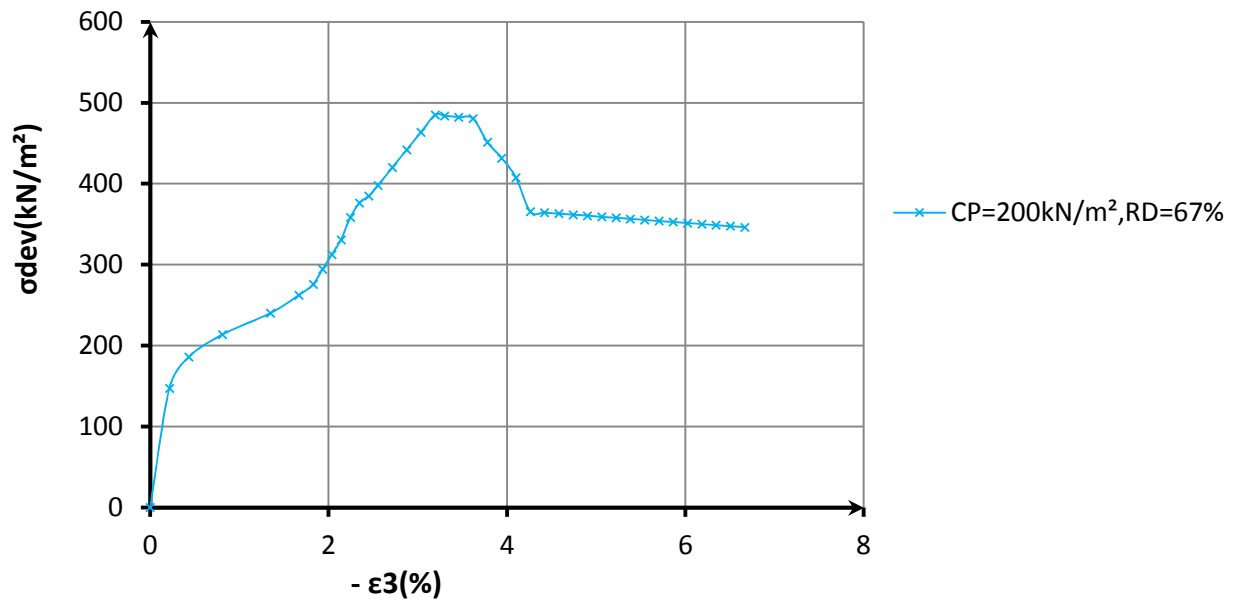


Fig.A.88 Variation Déviateur– Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

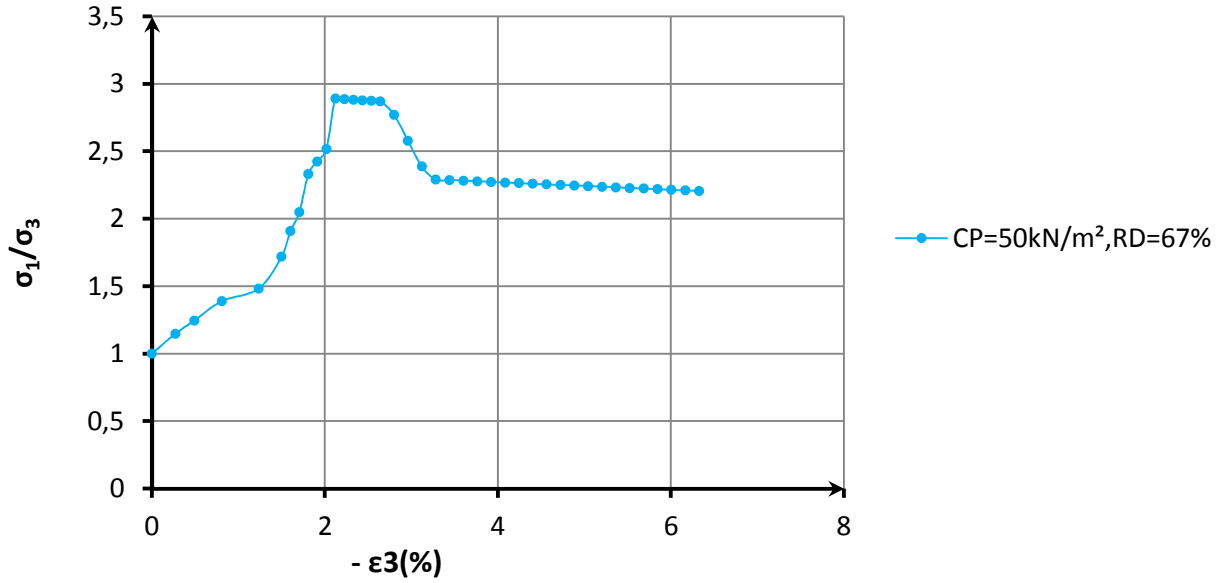


Fig.A.89 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

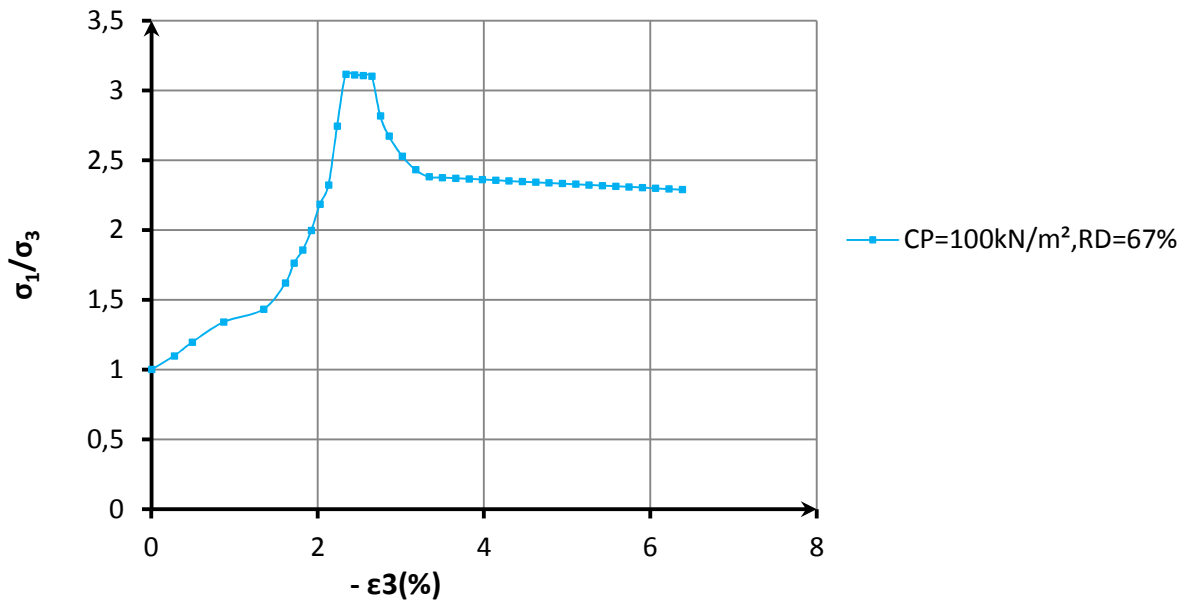


Fig.A.90 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

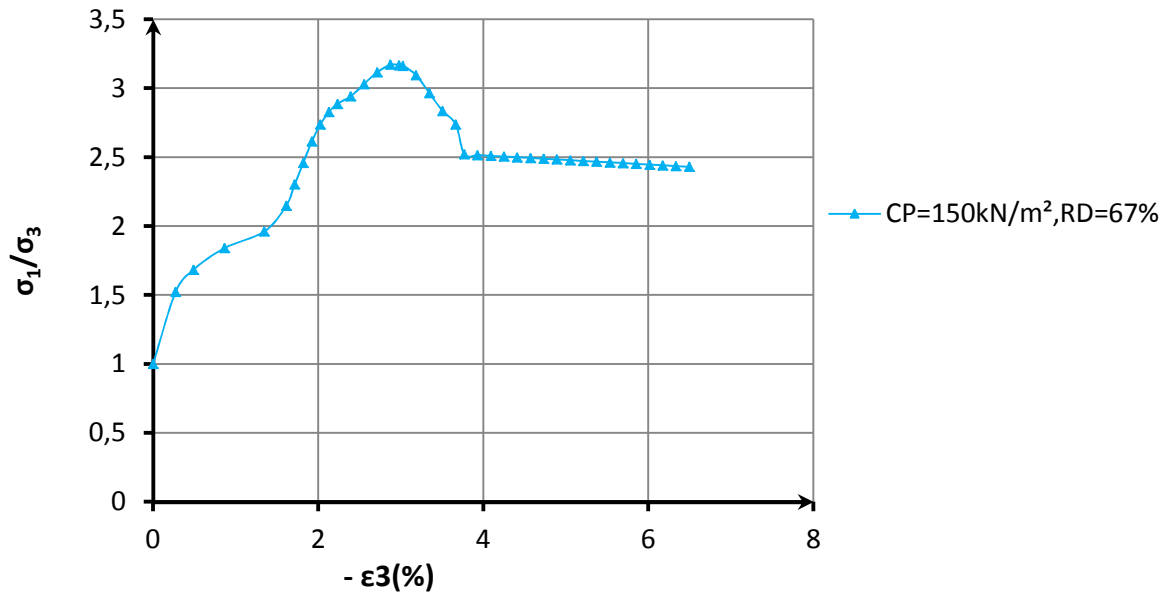


Fig.A.91 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

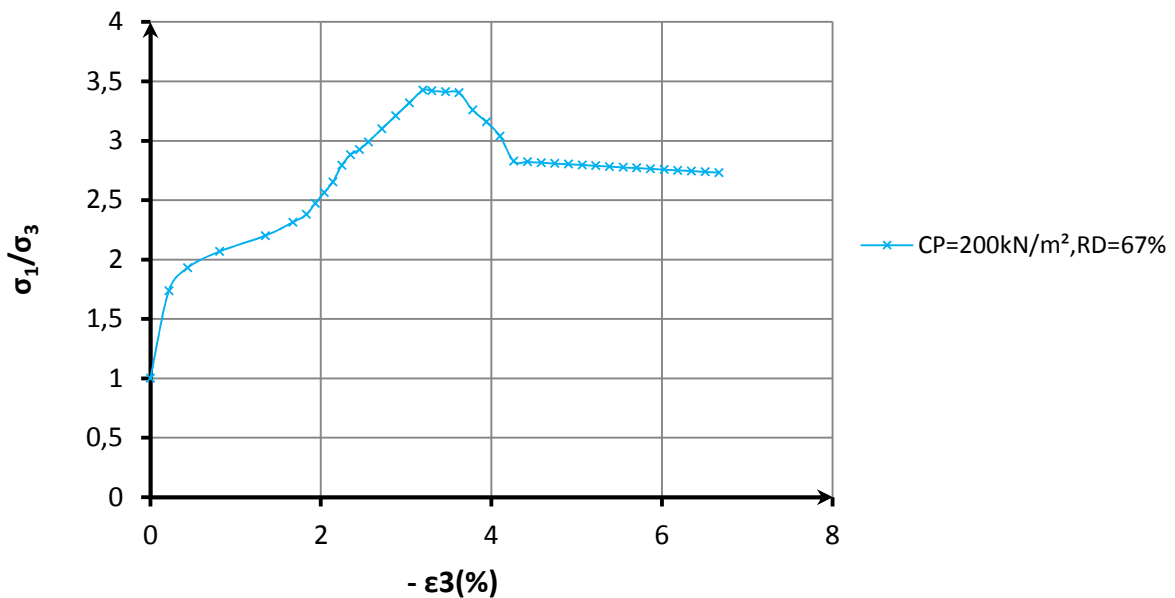


Fig.A.92 Variation rapport de contrainte – Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

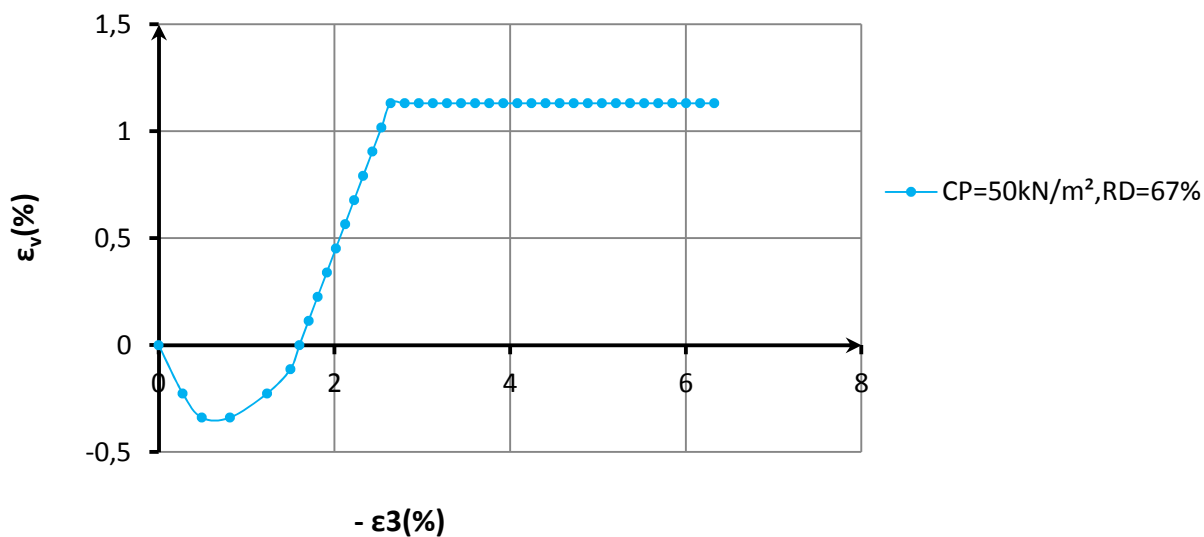


Fig.A.93 Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

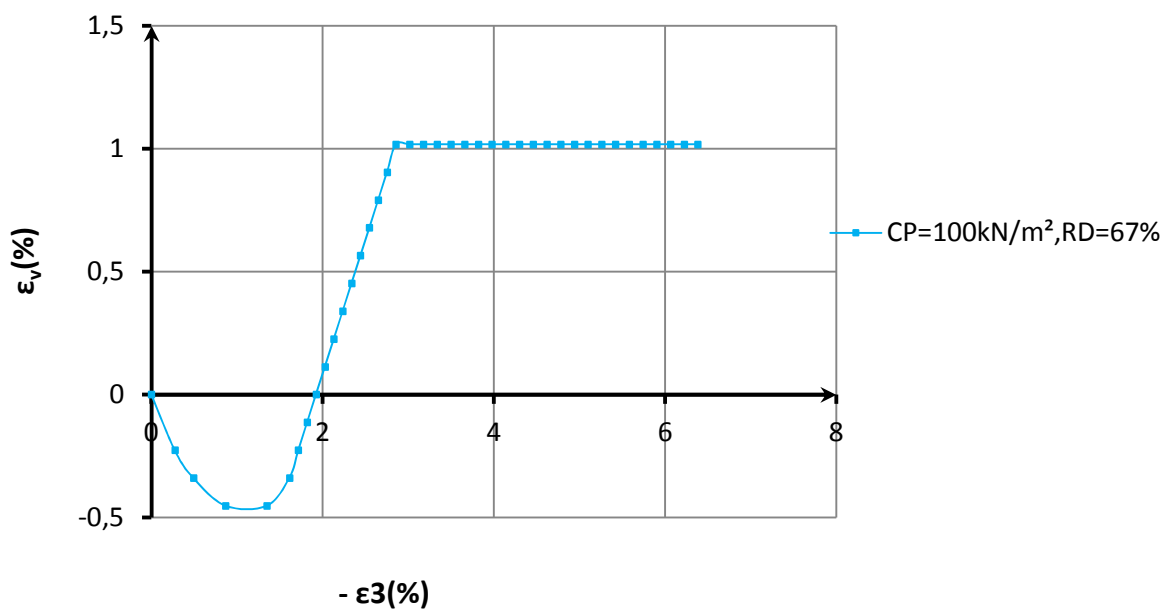


Fig.A. 94 Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

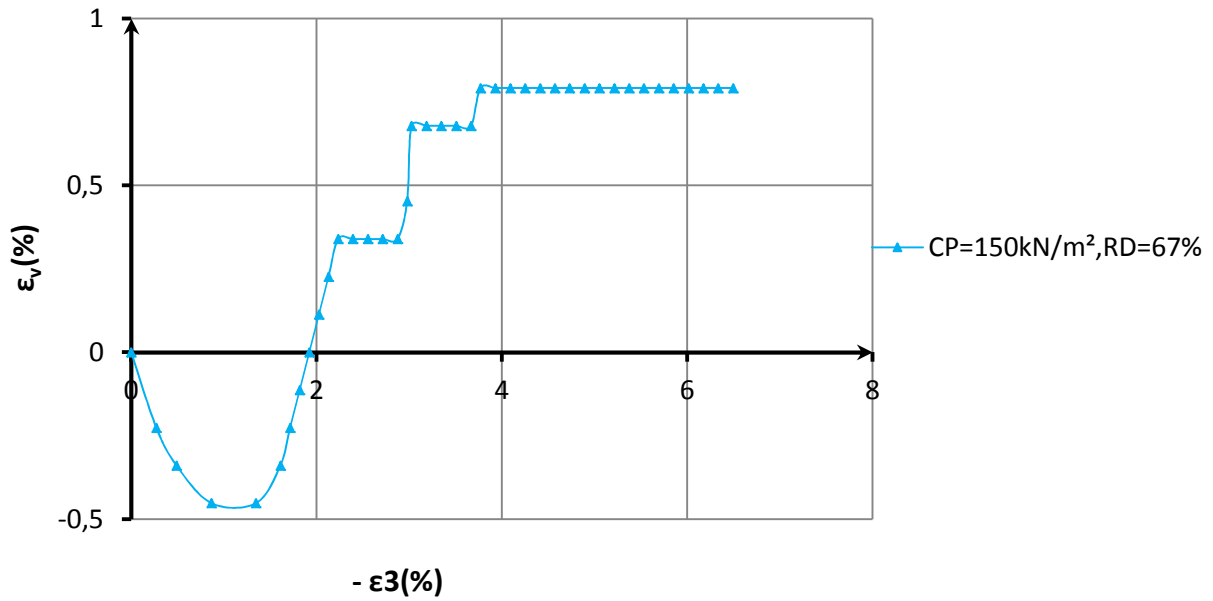


Fig.A.95 Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

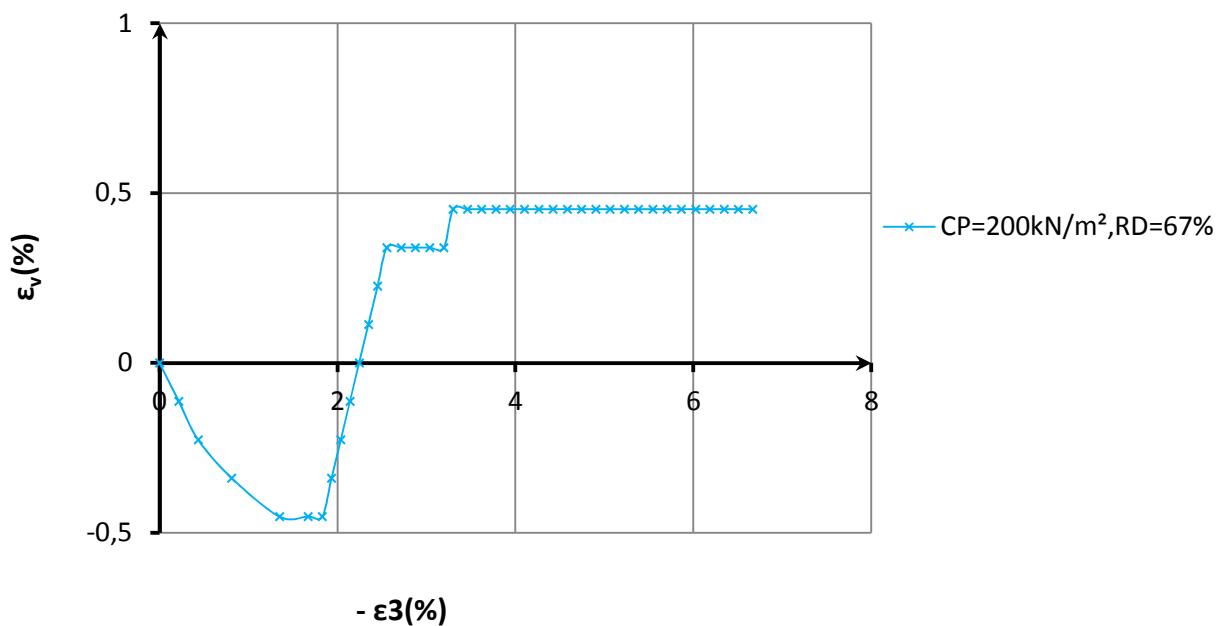


Fig.A.96 Variation Déformation volumique– Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$



### Sable Echatt renforcé par 2 disques

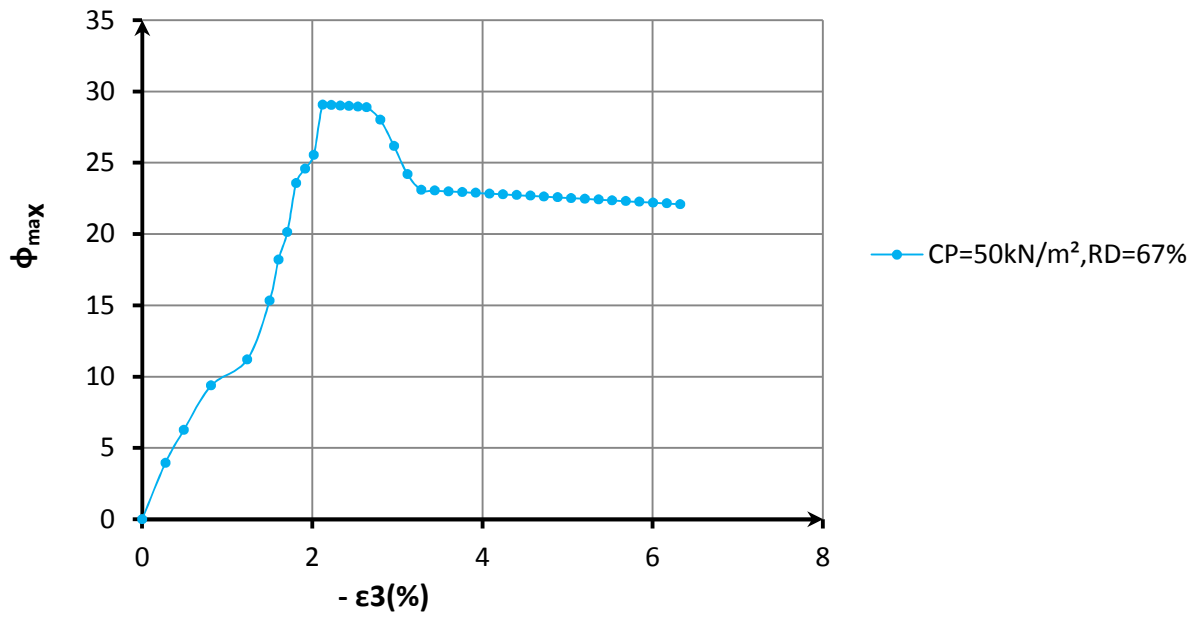


Fig.A.97 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

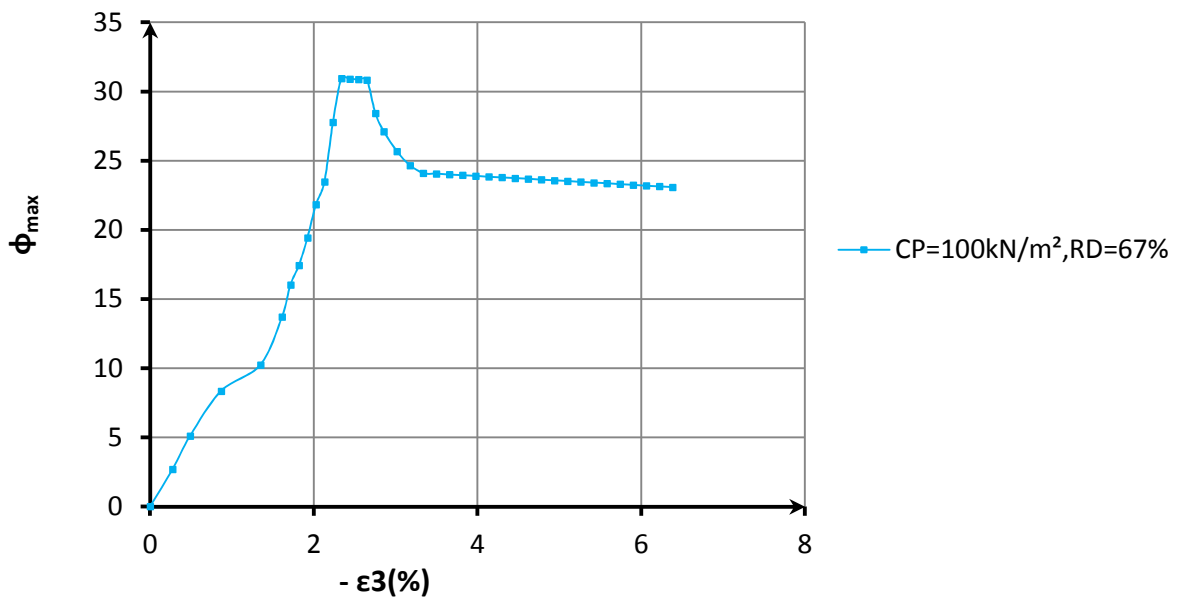


Fig.A.98 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

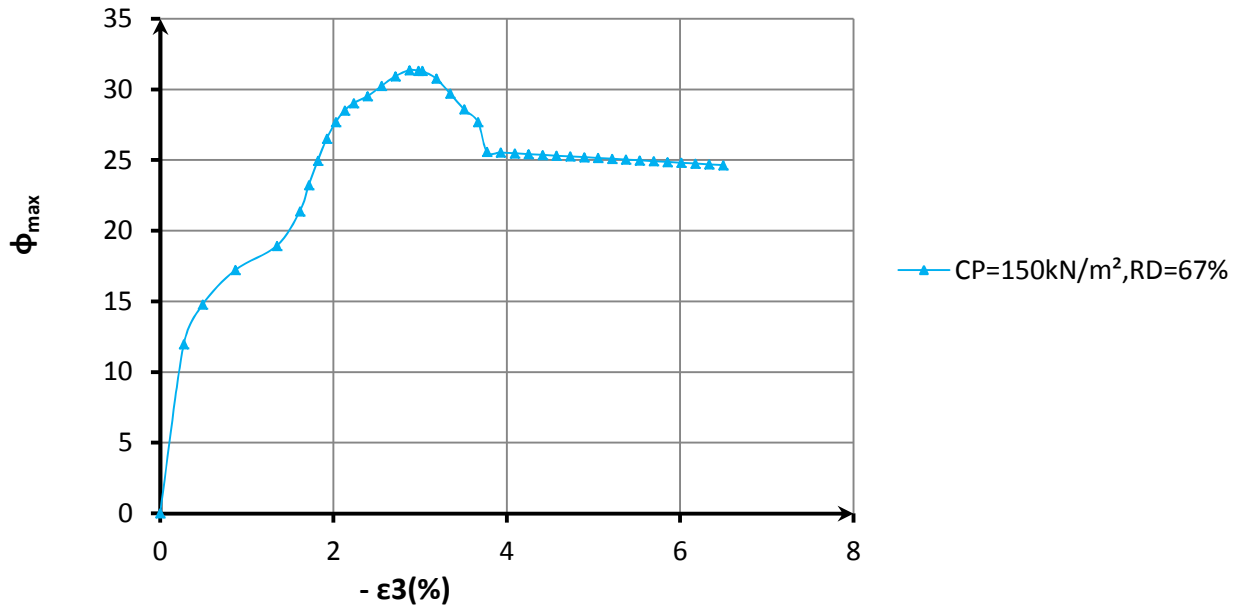


Fig.A.99 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

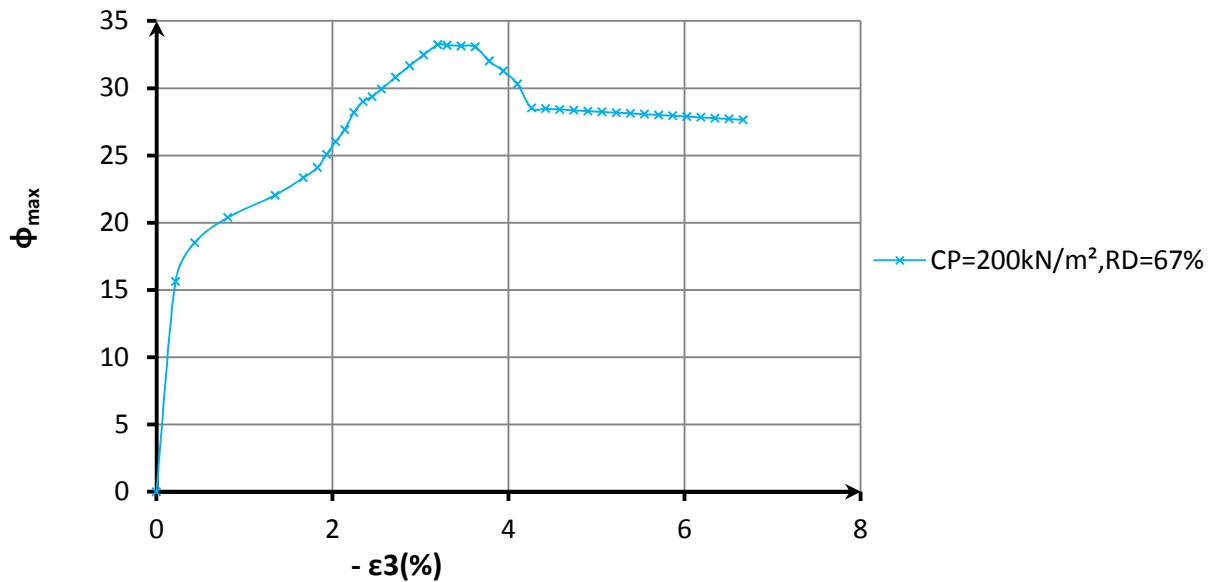


Fig.A.100 Variation Angle de frottement– Déformation latéral,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

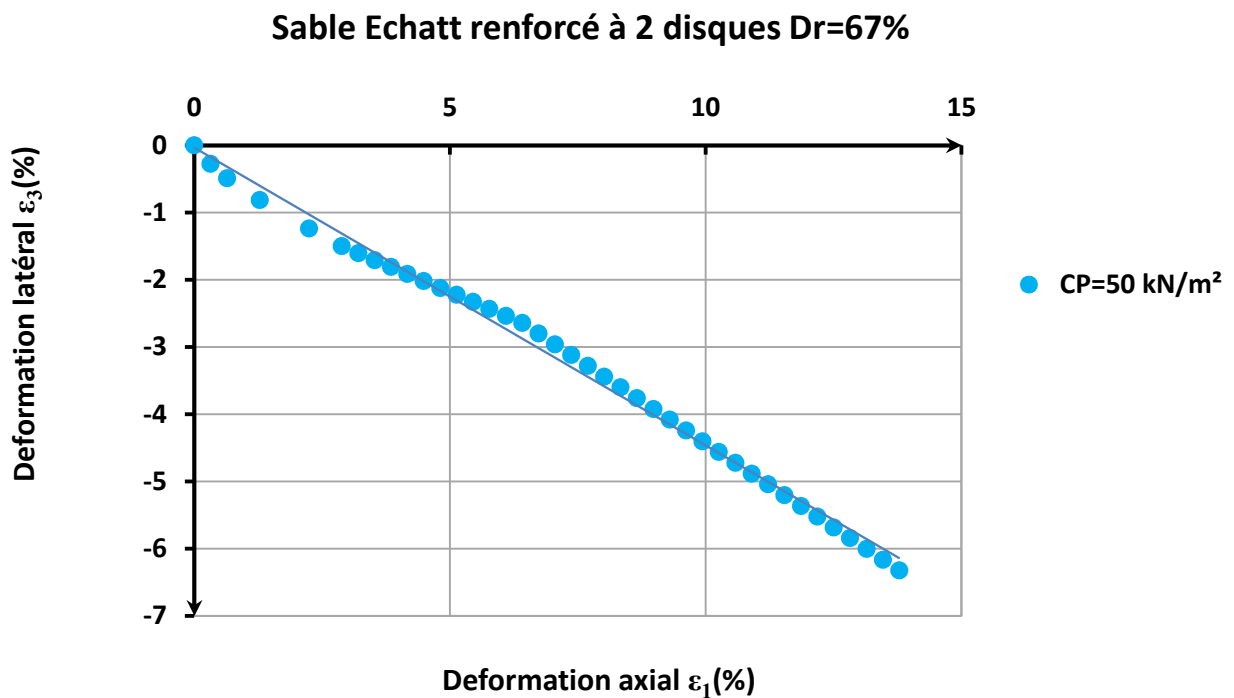
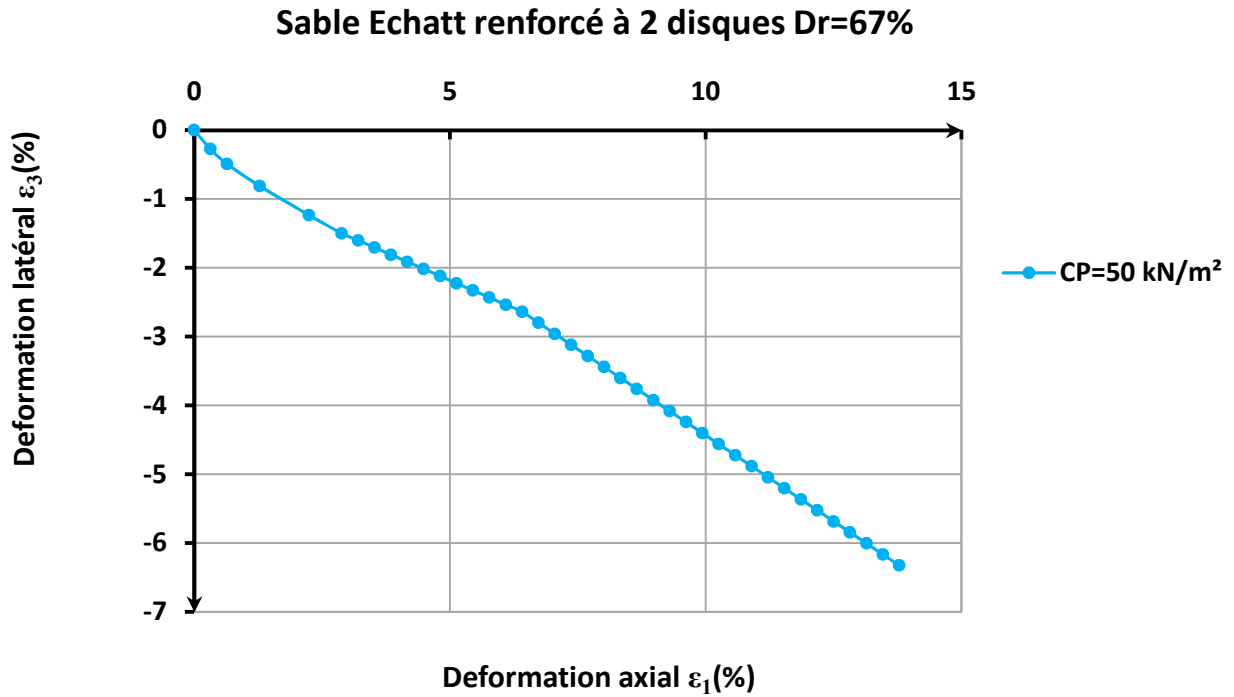
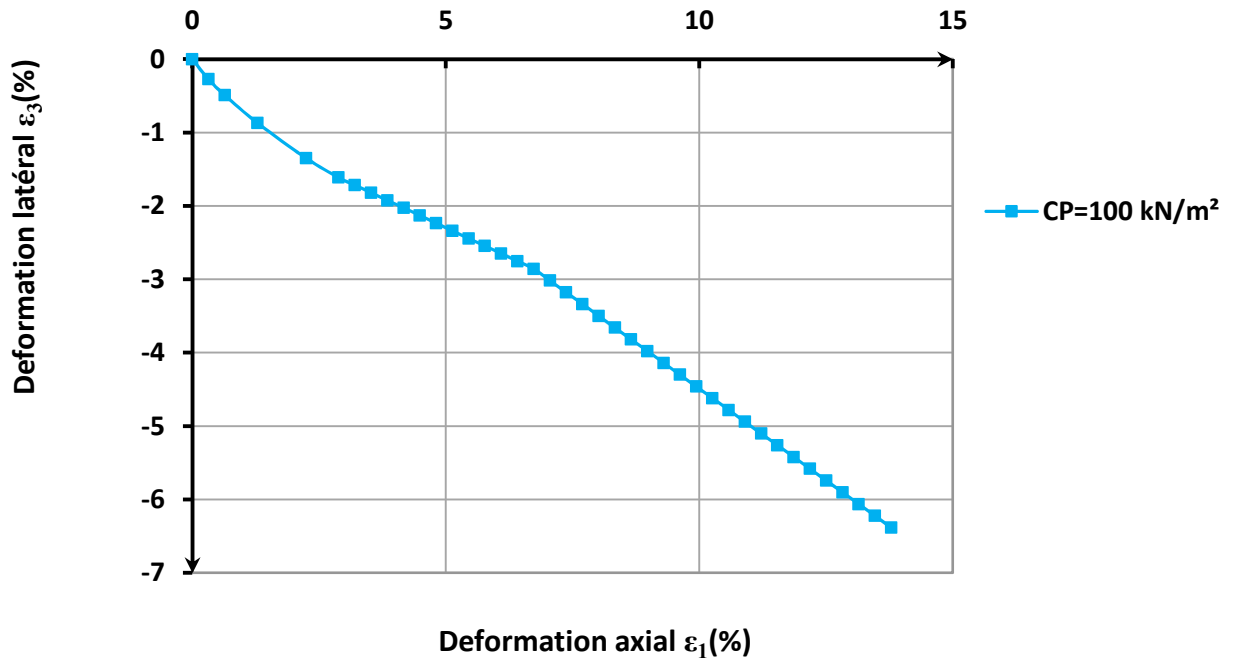


Fig.A.101 Variation Déformation latéral – Déformation axial,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%



Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%

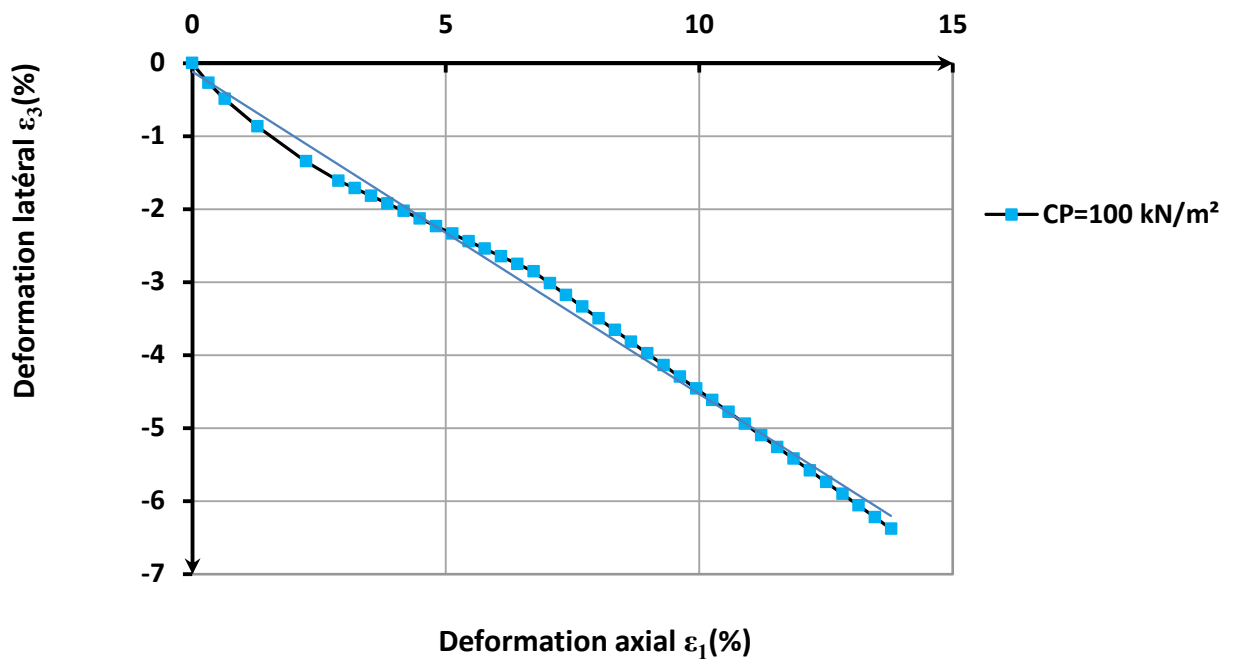
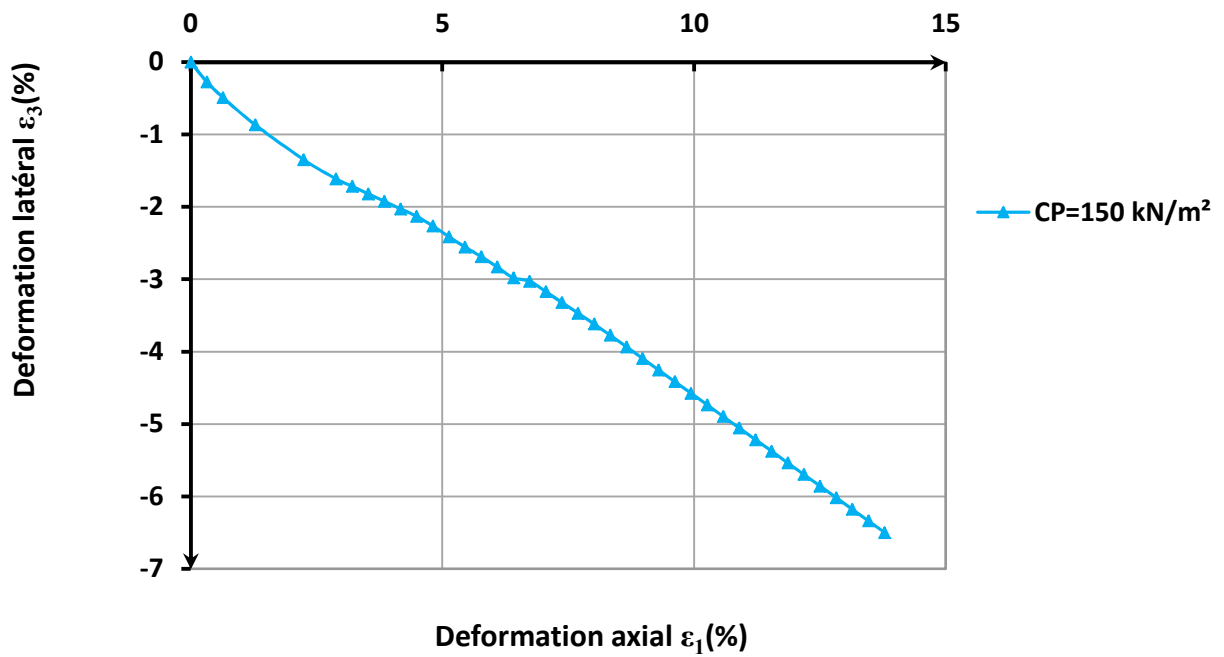


Fig.A.102 Variation Déformation latéral – Déformation axial,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%



### Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%

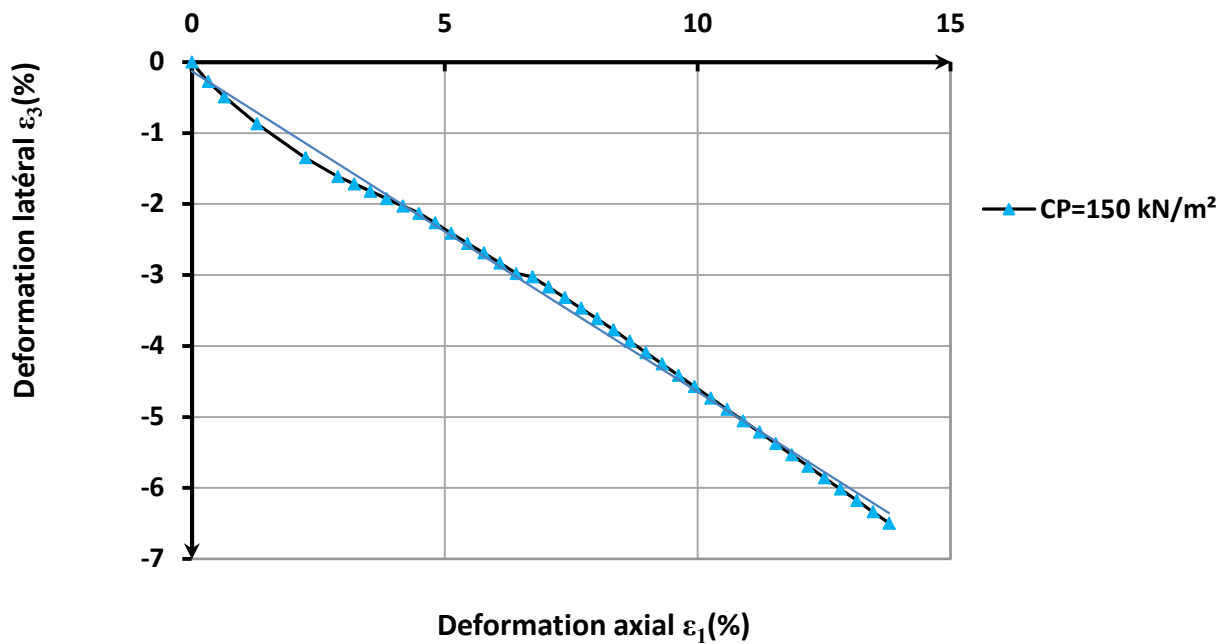
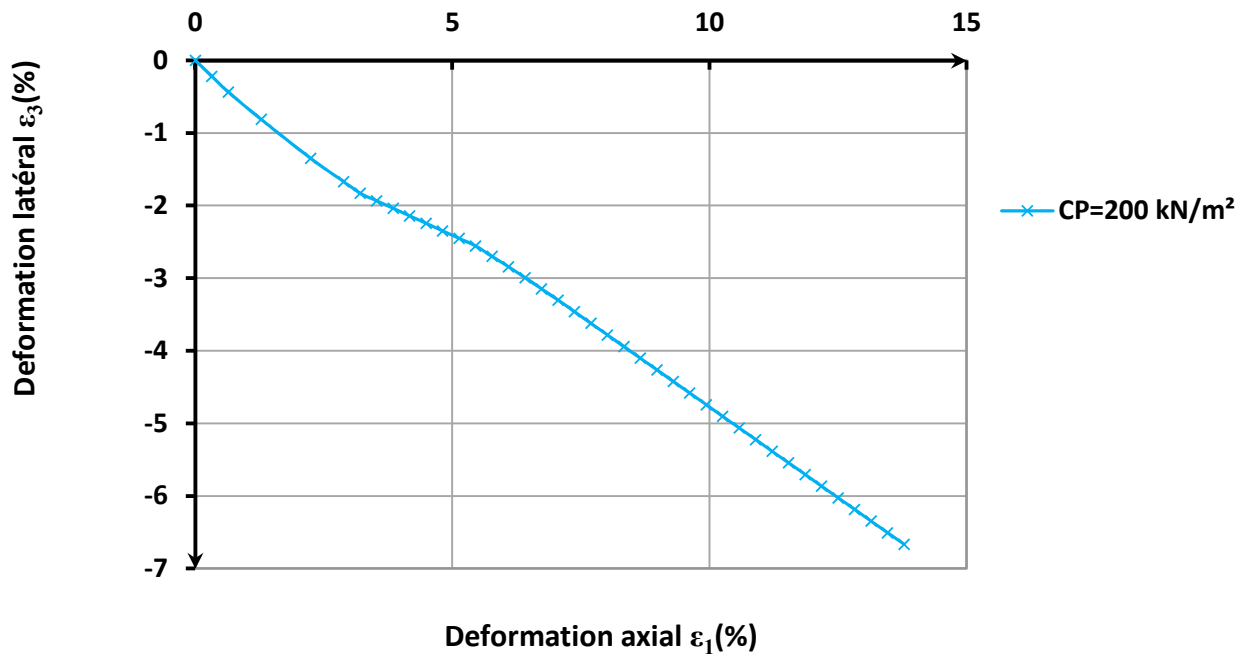


Fig.A.103 Variation Déformation latéral – Déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%



### Sable Echatt renforcé à 2 disques Dr=67%

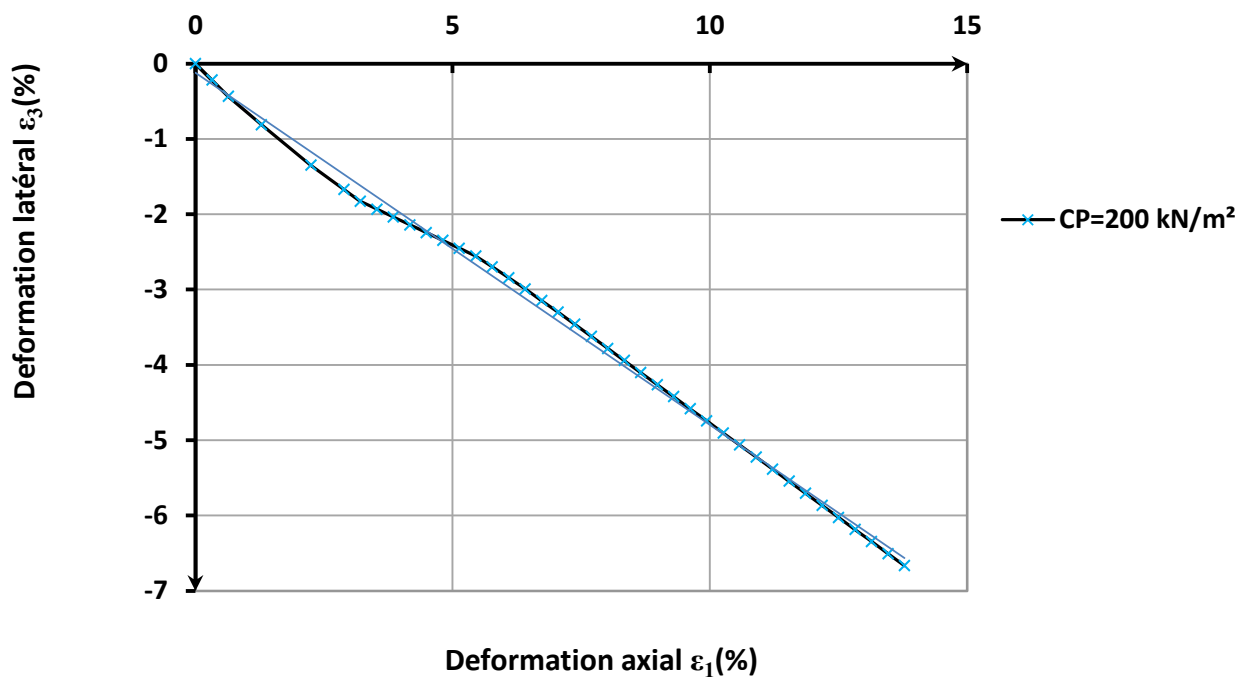


Fig.A. 104 Variation Déformation latéral – Déformation axial,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

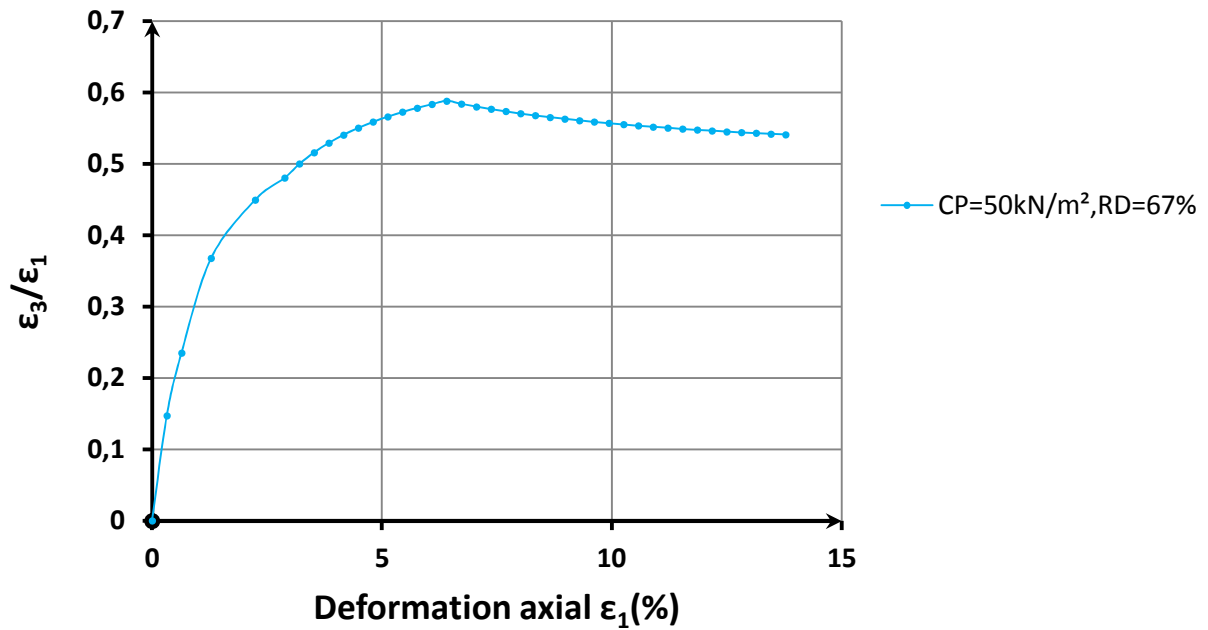


Fig.A.105 Variation rapport de déformation – Déformation axiale,  $\sigma_3=50\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

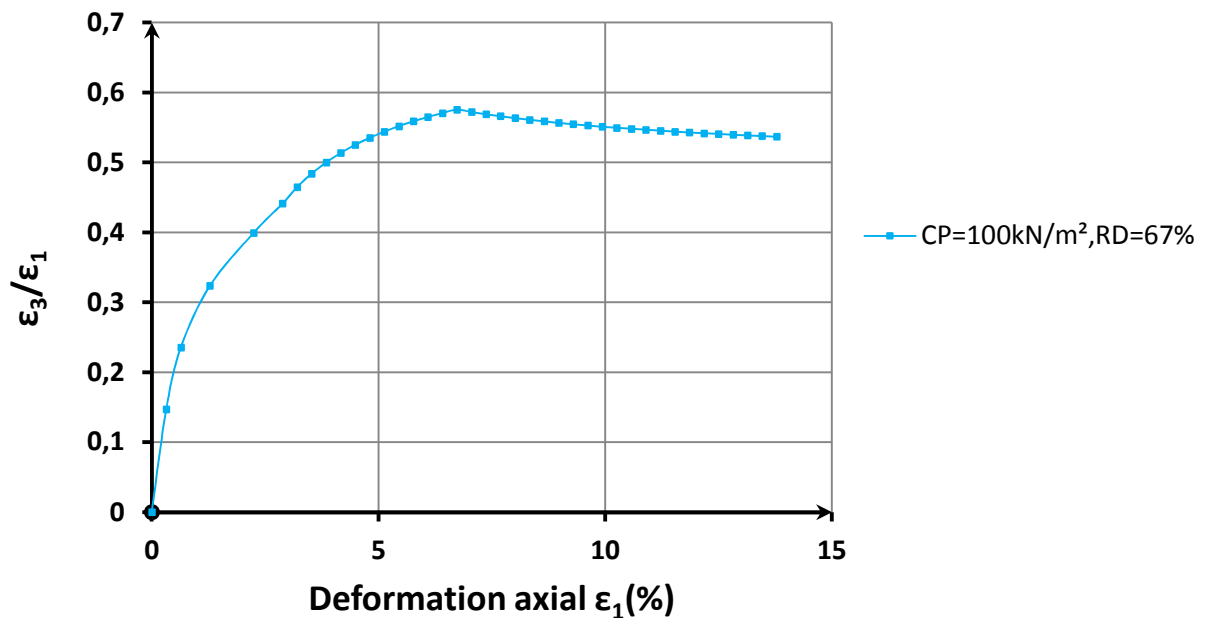


Fig.A. 106 Variation rapport de déformation – Déformation axiale,  $\sigma_3=100\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

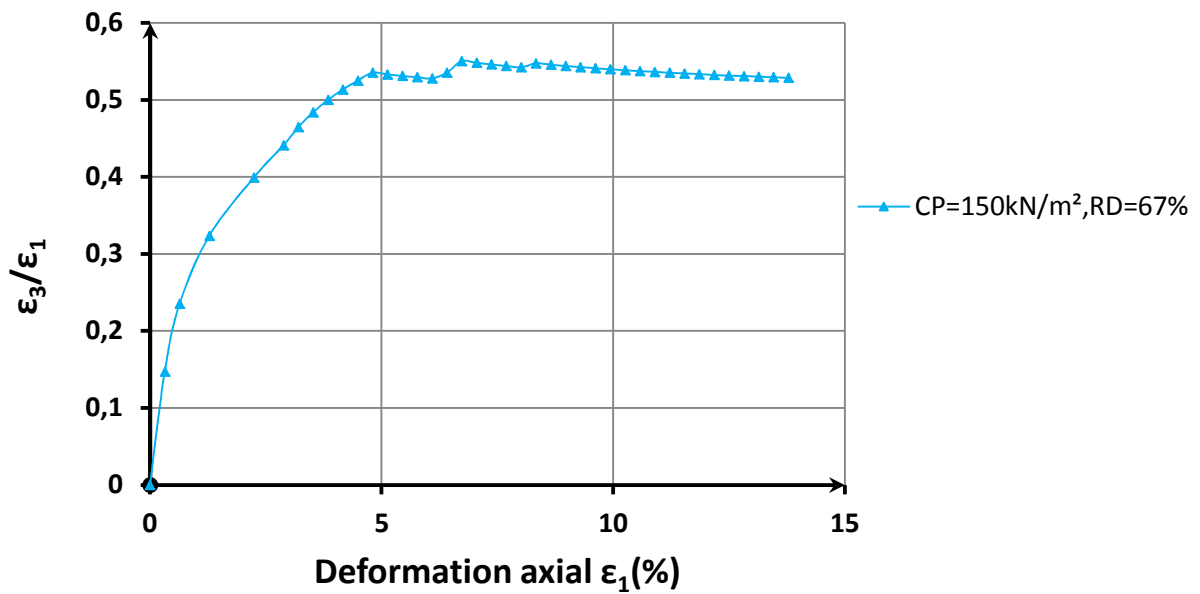


Fig.A. 107 Variation rapport de déformation – Déformation axiale,  $\sigma_3=150\text{kN/m}^2$

### Sable Echatt renforcé par 2 disques

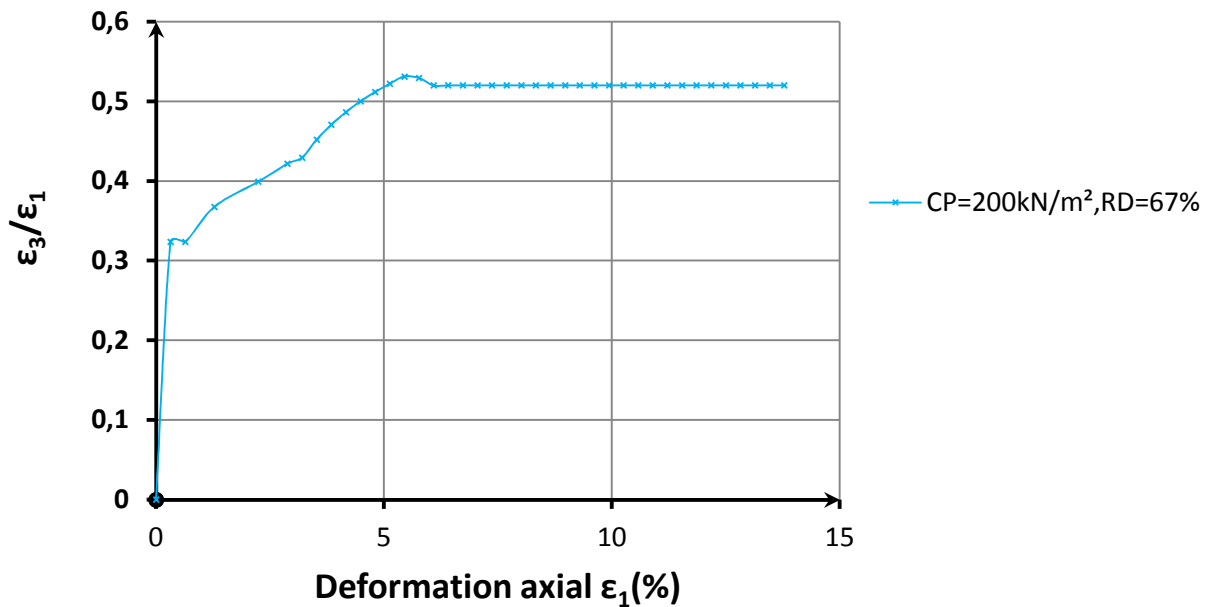
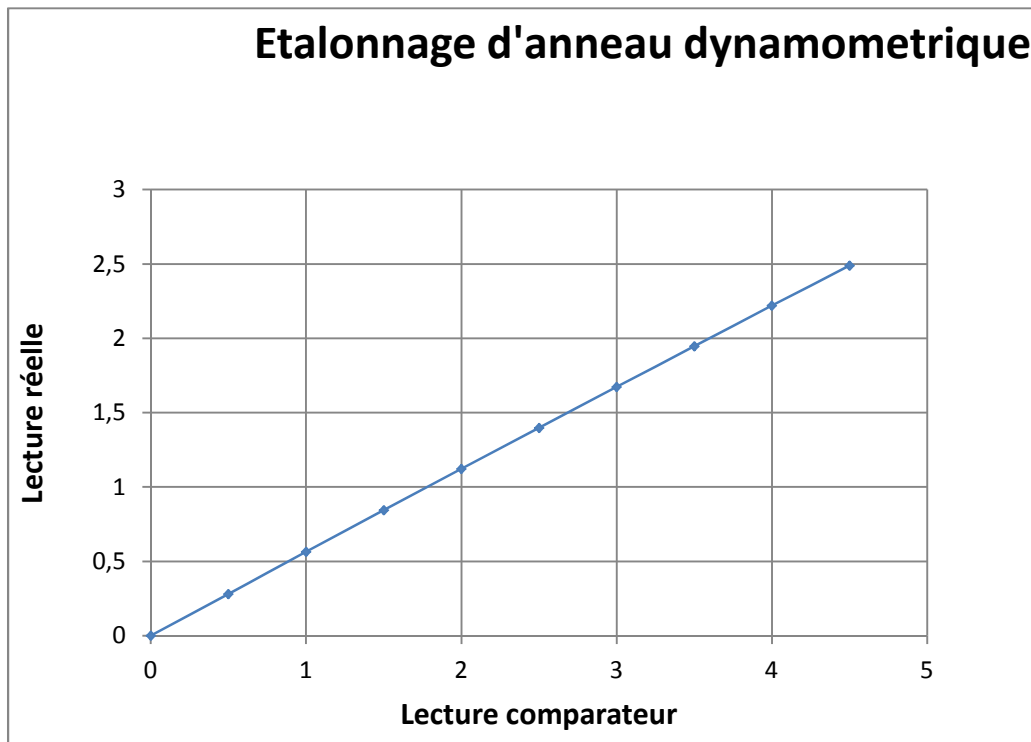


Fig.A.108 Variation rapport de déformation – Déformation axiale,  $\sigma_3=200\text{kN/m}^2$





**Fig.A.109** Etalonnage d'anneau de mesure N° D11142, capacité 2.75 kN