



ECOLE CENTRALE PARIS
 LABORATOIRE DE MECANIQUE
 SOLS, STRUCTURES, MATERIAUX



THESE

Présentée par

Me-Sun KIM

Pour l'obtention du

Titre de Docteur de l'Ecole Centrale Paris

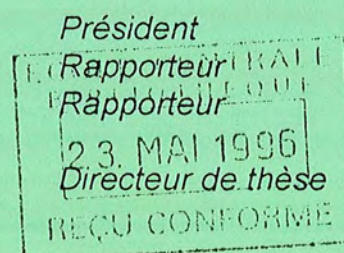
sur le thème :

**Etude Expérimentale du Comportement Mécanique
 des Matériaux Granulaires
 sous Fortes Contraintes**

FORMATION DOCTORALE : MECANIQUE DES SOLS ET STRUCTURES
 SPECIALITE : MECANIQUE DES SOLS
 LABORATOIRE D'ACCUEIL : MECANIQUE DES SOLS-STRUCTURES ET MATERIAUX

Soutenue le 6 Décembre 1995 devant la commission:

BIAREZ	Jean
CAMBOU	Bernard
DESRUES	Jacques
FRANCOIS	Dominique
HICHER	Pierre-Yves
HONG	Won Pyo
PLAS	Frédéric





ECOLE CENTRALE PARIS
LABORATOIRE DE MECANIQUE
SOLS, STRUCTURES, MATERIAUX



THESE

Présentée par

Me-Sun KIM

Pour l'obtention du

Titre de Docteur de l'Ecole Centrale Paris

sur le thème :

Etude Expérimentale du Comportement Mécanique

des Matériaux Granulaires

sous Fortes Contraintes

FORMATION DOCTORALE : MECANIQUE DES SOLS ET STRUCTURES
SPECIALITE : MECANIQUE DES SOLS
LABORATOIRE D'ACCUEIL : MECANIQUE DES SOLS-STRUCTURES ET MATERIAUX

Soutenue le 6 Décembre 1995 devant la commission:

<i>BIAREZ</i>	<i>Jean</i>	<i>Président</i>
<i>CAMBOU</i>	<i>Bernard</i>	<i>Rapporteur</i>
<i>DESRUES</i>	<i>Jacques</i>	<i>Rapporteur</i>
<i>FRANCOIS</i>	<i>Dominique</i>	
<i>HICHER</i>	<i>Pierre-Yves</i>	<i>Directeur de thèse</i>
<i>HONG</i>	<i>Won Pyo</i>	
<i>PLAS</i>	<i>Frédéric</i>	

*to my father (KIM, Bok-Man) and
to my mother (LEE, Chang-Im)*

*à mon père et
à ma mère*

Sommaire

Resumé (en Français, en Coréen, en Anglais, en Espagnol, en Allemand, et en Russe)

Notions et symboles

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I *Caractéristiques générales des matériaux granulaires utilisés pour les essais*

Chapitre II *Etude bibliographique sur les essais oedométriques et triaxiaux sous fortes contraintes*

Chapitre III *Essais triaxiaux sous faibles et fortes contraintes*

Chapitre IV *Essais oedométriques sous faibles et fortes contraintes*

Chapitre V *Analyse granulométrique, étude sur l'écrasement des grains*

Conclusion

Bibliographie

Annexe A Automatisation: programmation, pilotage et acquisition

A1 Programmation pour les essais triaxiaux et oedométriques

A2 Influence du changement de la pression dans la cellule sur la force initiale

B Environnement d'essai

C Procédure détaillée des essais

C-1 Cellule triaxiale HERCULE

C-2 Cellule triaxiale ATLAS

C-3 Cellule triaxiale TITAN

C-4 Cellule oedométrique ODO1

C-5 Utilisation de la presse MTS810

C-6 Mesure de e_{max} et e_{min}

RESUME

Des essais oedométriques (de 5 à 250 MPa) et triaxiaux (de 0.1 à 60 MPa de consolidation isotrope) ont été réalisés pour caractériser des matériaux granulaires: granulat formé de granit concassé (grains anguleux) ayant différentes granulométries initiales, billes de verre et plomb et grains de café et riz. Les essais oedométriques consistent en un ou plusieurs cycles de charge-décharge. Les essais triaxiaux sont consolidés, drainés et de compression. Les mesures effectuées à différents niveaux de contrainte et de déformation montrent une évolution progressive de la granulométrie lors des essais triaxiaux et oedométriques. A niveau de contrainte de consolidation constant, on peut noter une évolution significative de la granulométrie avec la déformation.

Au cours de ce travail, l'accent a été spécialement mis sur l'influence de la granulométrie initiale (serrée ou étalée) sur le comportement des matériaux granulaires, l'écrasement des grains, la dilatance et contractance sous faibles et fortes contraintes et l'effet de l'énergie apportée lors de ce processus. L'automatisation (pilotage et acquisition) des essais est réalisée en Qbasic, Turbo Pascal et C++.

L'influence de la granulométrie initiale se manifeste à faible contrainte (inférieure à 1 MPa) par une relation contrainte-déformation qui, à même densité relative, fait apparaître un comportement plus ductile du matériau à granulométrie serrée. Les variations de volume montrent que le matériau à granulométrie étalée est plus dilatant. La granulométrie initiale a également une influence très marquée sur les ruptures de grains le long des chemins oedométriques et triaxiaux. Une granulométrie serrée va évoluer très rapidement vers une granulométrie plus étalée, alors qu'une granulométrie étalée évolue nettement moins. La rupture des grains se traduit par un accroissement de la ductilité et de la contractance des matériaux à granulométrie serrée. Une analyse des facteurs de rupture permettant de caractériser l'évolution granulométrique a été effectuée. Cette analyse a mis en évidence l'intérêt de caractériser l'évolution de l'ensemble de la courbe granulométrique et a permis de mettre en évidence une relation claire entre le travail fourni et les facteurs représentatifs de l'écrasement des grains.

논문 요지

이 논문은 그라놀라 재료(초기 입도분석 곡선이 다른 분쇄 확장암, 납 및 유리알 그리고 커퍼 및 쌀 입자)의 거동 특성을 연구하기 위하여 일축(축방향 응력 $\sigma_z = 5 - 250$ MPa) 및 삼축압축(등방 압밀응력 $\sigma_c = 0.1 - 60$ MPa) 시험이 시행되었다. 일축압축 시험은 하중-재하중이 한번 또는 여러번 가하여졌고, 삼축압축 시험은 압밀 배수 압축상태에서 이루어 졌다. 여러 다른 값의 응력 및 변형을 하에서의 일축 및 삼축 압축 실험 측정치는 입도 곡선의 점차적인 변화를 보여준다. 등방 압밀 응력값이 같은 조건하에서 변형을 값의 영향에 의한 입도곡선의 명확한 변화를 관찰할수 있다.

이 논문의 주요 연구사항은 다음과 같다: 초기 입도곡선의 상태(경사가 급하거나 완만한 경우)가 그라놀라 재료의 역학적 거동에 미치는 영향, 입자의 파괴, 고응력 및 저응력 하에서의 dilatancy 및 contractancy, 일축 및 삼축 압축 실험시의 input energy의 영향. 실험의 automatisisation (pilot 및 acquisition)이 Qbasic, Turbo Pascal 및 C++로 완성 사용되었다.

저응력 상태하(1 MPa 이하) 그리고 같은 값의 상대밀도 하에서 초기 입도곡선의 영향이 입도곡선의 경사가 급한 경우의 시료가 응력-변형을 관계를 통해 연성거동이 더 나타남을 보여준다. 체적의 변화는 입도곡선의 경사가 완만한 경우의 시료에 dilatancy가 더 나타남을 보여준다. 일축 및 삼축 압축 거동시 초기 입도곡선이 입자의 파괴에 현저한 영향을 나타낸다. 초기 입도곡선의 경사가 급한 시료는 바로 경사가 완만한 상태로 변화되고, 초기 입도곡선의 경사가 완만한 경우 곡선은 분명하게 덜 변화한다. 초기 입도곡선의 경사가 급한 시료의 경우 그라놀라 입자의 파괴는 contractancy와 연성의 증가로 서 표현된다. 입도곡선 변화를 특성화 할수 있는 인자의 분석이 이루어졌으며, 이 분석은 모든 입도곡선의 변화를 특성화 해야하는 이유를 명확히 제시하며 중요 입자파괴 요인과 이 논문 에서 이루어진 연구결과 사이의 연관관계를 분명하게 보여준다.

ABSTRACT

One-dimensional tests (5 to 250 MPa vertical stress) and triaxial tests (0.1 to 60 MPa confining stress) are performed to characterize granular materials, as crushed granite (very angular) with different initial grains size distribution curves, glass and lead beads, and coffee and rice grains. One-dimensional tests consist of one or many loading-unloading cycles. The triaxial tests are consolidated, drained and compression conditioned. The results at large stress and strain range show the progressive evolution of the granulometry. At the constant confining stresses we can see the evidence of an important evolution of the grain size distribution curves with the strain amplitude.

Major topics that we studied include: influence of the initial grain size distribution curves (poorly or well graded) for the behavior of granular materials, particle breakage, dilatancy and contractancy, input energy effect at low and high stresses. Automatic control systems (pilot and acquisition) are completed by Qbasic, Turbo Pascal and C++.

The influence of the initial grain size distribution curve appears at low stress (inferior at 1 MPa) by a stress-strain relation at the same value of relative density and make a behavior more ductile in the case of the poorly graded curve. Volume variations show that in the case of well graded curve, the material is more dilatant than the poorly graded curve. The initial grain size distribution curve has an important influence on the particle breakage. for the one-dimensional and triaxial tests. The poorly graded curve changes rapidly to a well graded curve then the well graded curve develops less clearly. The grain breakage is represented by an increase of the ductility and the contractance of the materials in case of the well graded curve. An analysis of breakage factors permitting to characterize granulometric evolution is effected. This analysis underlines the interest to characterize the evolution of whole grain size distribution curves and shows an important relation between the performed work and significant factors of the particle breakage.

RESUMEN

Se han realizado ensayos odométricos (de 5 a 250 MPa) y triaxiales (de 0.1 a 60 MPa de consolidación isotrópica) para caracterizar distintos materiales granulares un granulado formado por granito triturado con muestras de diferentes granulometrías (talla de los gránulos), bolas de vidrio y de plomo y granos de arroz y de café. Los ensayos odométricos consisten en uno o varios ciclos de carga-descarga. Los ensayos triaxiales se realizaron con muestras consolidadas, drenadas y sometidas a compresión. Las medidas realizadas a diferentes niveles de sollicitación y deformación muestran una progresiva evolución de la granulometría durante los ensayos triaxiales y odométricos. A un nivel constante de tensión de consolidación, se puede observar una significativa evolución de la granulometría con la deformación.

Durante la realización de este trabajo, se ha hecho especial hincapié en la influencia de la granulometría inicial, es decir, según la talla de los granos sea muy uniforme o muy dispar, sobre el comportamiento de los materiales granulares, sobre el aplastamiento de los granos, sobre la dilatancia y contractancia bajo fuertes o débiles sollicitaciones y sobre el efecto de la energía aportada durante el proceso de carga. La automatización (control y adquisición de datos) de los ensayos se realizó mediante programas en Qbasic, Pascal y C++.

La influencia de la granulometría inicial se manifiesta a bajas tensiones (inferiores a 1 MPa) mediante una relación tensión-deformación tal que para muestras con una misma densidad relativa, provoca la aparición de un comportamiento más dúctil en el material de granulometría más uniforme. Las variaciones de volumen muestran que los materiales de granulometría más dispersa son más dilatantes. La granulometría inicial tiene igualmente una influencia muy remarcable sobre la ruptura de los granos durante los ensayos odométricos y triaxiales. Una granulometría uniforme va a evolucionar rápidamente hacia una de más dispersa, en cambio, en el caso de una granulometría dispersa la evolución es mucho menos importante. La ruptura de los granos se traduce en una reducción de la ductilidad y de la contractancia de los materiales de granulometría uniforme. Así mismo, se ha realizado un análisis de los factores que permiten caracterizar la evolución granulométrica. Este análisis a revelado el interés de caracterizar la evolución del conjunto de la curva granulométrica y ha permitido poner en evidencia la clara relación entre el trabajo aportado y los factores representativos del aplastamiento de los gránulos.

ZUSAMMENFASSUNG

Zur Untersuchung einiger kornartiger Stoffe wurden ödometrische und Triaxialversuche durchgeführt. Als Versuchsmaterial wurden folgende Stoffe eingesetzt:

- feiner Granitschotter,
- Glas-, bzw. Bleikugeln,
- Kaffee- und Reiskörner.

Ödometrische Versuche setzen sich zusammen aus einem oder mehreren Druck-/Zugzyklen. Triaxialversuche sind konsolidiert, entwässert, und bestehen aus Druckverfahren. Aus Messungen unter verschiedenen Spannungs- und Verzerrungszuständen kommt eine signifikante Änderung der Granulometrie während der ödometrischen und Triaxialversuche hervor. Unter einer konstanten Konsolidierungsspannung ändert sich die Granulometrie mit der Verzerrung stark.

In dieser Arbeit wurde der Einfluß der Anfangsgranulometrie auf das Verhalten der Stoffe, den Kornzusammenbruch, die Volumenänderung unter niederen und hohen Belastungen und die Effekte der dadurch zugewonnenen Energie besonders sorgfältig untersucht. Die Automatisierung der Versuche wurde anhand von Computerprogrammen in QBasic, Turbo Pascal und C++ gesteuert.

Der Einfluß der Anfangsgranulometrie wird schon unter niederen Spannungen (kleiner als 1 MPa) bemerkbar: für die gleiche relative Dichte ist der Werkstoff mit enger Granulometrie am duktilsten. Für den Werkstoff mit einer breiten Granulometrie ist die Volumenänderung größer. Die anfängliche Granulometrie hat einen großen Einfluß auf den Kornzusammenbruch längs der ödometrischen und Triaxialwege. Ein Werkstoff mit schmaler Granulometrie wird rasch zu einer breiten Granulometrie wandern, hingegen ändert sich ein Werkstoff mit breiter Granulometrie nur unwesentlich. Der Kornzusammenbruch ruft bei enger Granulometrie eine Erhöhung der Duktilität und der Dilatation hervor. Die Trendfaktoren zur Änderung der Granulometrie wurden untersucht. Dadurch wurden die Änderung der Granulometriekurve und die Parameter der Relation zwischen geleisteter Arbeit und Kornzusammenbruch ermittelt.

АННОТАЦИЯ

Выполнены одномерные (вертикальное давление от 5 до 250 МПа) и трехмерные (0.1 - 60 МПа распределенного давления) исследования с гранулированными материалами, такими как с острыми кромками дробленый гранит с различными распределениями по размеру, стеклянными и свинцовыми шариками, кофейными и рисовыми зернами. Одномерные измерения состояли из одного или ряда циклов. Трехмерные исследования проведены со сжатыми, высушенными образцами. Обнаружено прогрессивное изменение в распределении по размерам в результате сильных давлений и сдвиговых напряжений. При постоянном давлении в трехмерном случае наблюдается важная эволюция в распределении частиц по размерам с изменением напряжений.

Основные изученные вопросы включают: влияние закона распределения частиц по размерам (слабо или хорошо просушенных) на поведение гранулированных материалов, разрушение частиц, дилатантность и контрактантность, выделение тепла при слабых и сильных давлениях. В автоматических контролируемых системах использованы Qbasic, Turbo Pascal и C++.

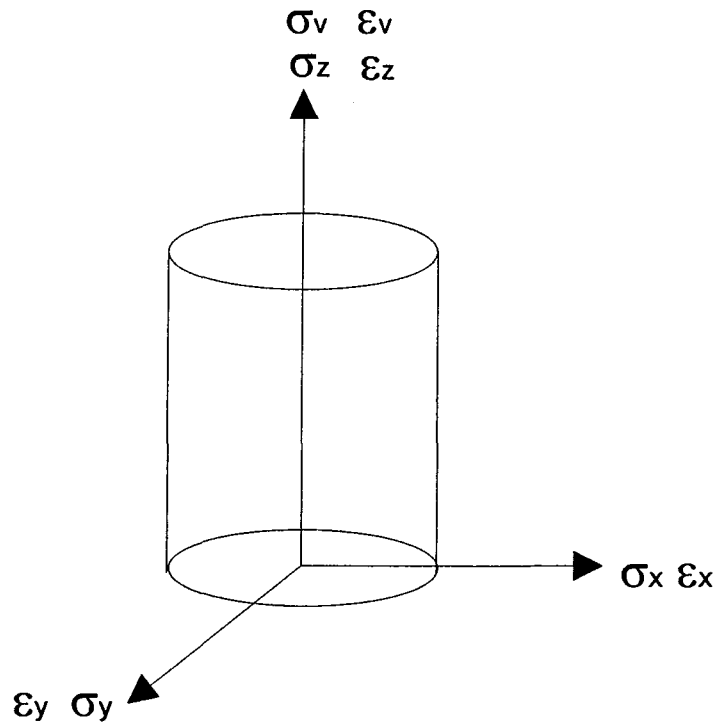
Распределение частиц по размерам влияет при малых давлениях (1 МПа) на зависимости давлений, от напряжений при одной относительной плотности, в случае слабого осушения динамика более мягкая. Измерения показывают, что в случае плавного распределения по размерам материал проявляет большие дилатантные свойства, чем в случае частиц близкого размера. Распределение по размерам сильно влияет на процесс разрушения частиц как в одномерном, так и в трехмерном случае. В случае слабого распределения изменения в сторону однородного распределения по размерам происходит быстро. Проведен анализ фактора разрушения частиц на эволюцию распределения частиц по размерам. Этот анализ подчеркивает важность характеристики эволюции кривой распределения частиц по размерам и показывает важное соотношение между совершенной работой и основными факторами разрушения частиц.

NOTATION ET SYMBOLES

I. GENERALITES

$\ln a$		logarithme naturel de a (base e)
$\log a$		logarithme naturel de a (base 10)
t	s	temps
g	$m.s^{-2}$	accélération de la pesanteur ($g = 9.81 m/s^2$)
V, v	m^3	volume
W	N	poids

II. CONTRAINTES ET DEFORMATIONS



(tous les contraintes sont contraintes effectives.)

Contrainte

u	Pa	pression interstitielle
σ	Pa	composante normale de la contrainte effective
σ_c	Pa	composante normale de la contrainte effective isotrope (contrainte de consolidation)
σ_1	Pa	contrainte effective principale majeure
σ_2	Pa	contrainte effective principale intermédiaire

σ_3	Pa	contrainte effective principale mineure
σ_x	Pa	contrainte effective principale latérale
σ_y	Pa	contrainte effective principale verticale
σ_z	Pa	contrainte effective principale verticale

Déformation

ε_1	%	déformation majeur
ε_2	%	déformation intermédiaire
ε_3	%	déformation mineure
ε_x	%	déformation latérale
ε_y	%	déformation latérale
ε_z	%	déformation axiale
ε_v	%	déformation volumique
τ	Pa	composante tangentielle de la contrainte
ε	%	dilatation linéaire ou déformation linéaire relative
ν		coefficient de Poisson
E	Pa	module de déformation linéaire
K	Pa	module de déformation volumique sous pression hydrostatique
		module de compressibilité
η		coefficient de viscosité
p	Pa	contrainte moyenne effective
		$\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$
q	Pa	contrainte déviatoire
		$\sigma_1 - \sigma_3$
R		indice des contraintes
		σ_1 / σ_3

III. PROPRIETE DES SOLS**Poids volumiques:**

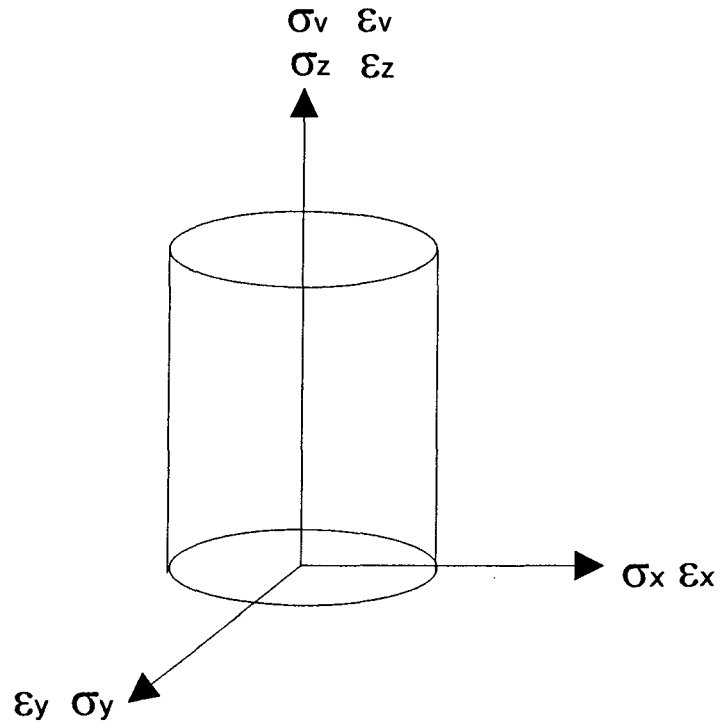
γ	N.m ⁻³	poids volumique du sol
γ_s	N.m ⁻³	poids volumique des grains solides
γ_w	N.m ⁻³	poids volumique de l'eau
γ_d	N.m ⁻³	poids volumique du sol sec
γ_{sat}	N.m ⁻³	poids volumique du sol saturé
γ'	N.m ⁻³	poids volumique du sol déjaugé
e		indice des vides =
		$\frac{\text{Volume des vides}}{\text{Volume des solides}} = \frac{V_v}{V_s}$
n	%	porosité =

NOTATION ET SYMBOLES

I. GENERALITES

$\ln a$		logarithme naturel de a (base e)
$\log a$		logarithme naturel de a (base 10)
t	s	temps
g	$m.s^{-2}$	accélération de la pesanteur ($g = 9.81 m/s^2$)
V, v	m^3	volume
W	N	poids

II. CONTRAINTES ET DEFORMATIONS



(tous les contraintes sont contraintes effectives.)

Contrainte

u	Pa	pression interstitielle
σ	Pa	composante normale de la contrainte effective
σ_c	Pa	composante normale de la contrainte effective isotrope (contrainte de consolidation)
σ_1	Pa	contrainte effective principale majeure
σ_2	Pa	contrainte effective principale intermédiaire

σ_3	Pa	contrainte effective principale mineure
σ_x	Pa	contrainte effective principale latérale
σ_y	Pa	contrainte effective principale verticale
σ_z	Pa	contrainte effective principale verticale

Déformation

ε_1	%	déformation majeur
ε_2	%	déformation intermédiaire
ε_3	%	déformation mineure
ε_x	%	déformation latérale
ε_y	%	déformation latérale
ε_z	%	déformation axiale
ε_v	%	déformation volumique
τ	Pa	composante tangentielle de la contrainte
ε	%	dilatation linéaire ou déformation linéaire relative
ν		coefficient de Poisson
E	Pa	module de déformation linéaire
K	Pa	module de déformation volumique sous pression hydrostatique
		module de compressibilité
η		coefficient de viscosité
p	Pa	contrainte moyenne effective
		$\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$
q	Pa	contrainte déviatoire
		$\sigma_1 - \sigma_3$
R		indice des contrainte
		σ_1 / σ_3

III. PROPRIETE DES SOLS*Poids volumiques:*

γ	$N.m^{-3}$	poids volumique du sol
γ_s	$N.m^{-3}$	poids volumique des grains solides
γ_w	$N.m^{-3}$	poids volumique de l'eau
γ_d	$N.m^{-3}$	poids volumique du sol sec
γ_{sat}	$N.m^{-3}$	poids volumique du sol saturé
γ'	$N.m^{-3}$	poids volumique du sol déjaugé
e		indice des vides =
		$\frac{\text{Volume des vides}}{\text{Volume des solides}} = \frac{V_v}{V_s}$
n	%	porosité =

TABLE DES MATIERES

Chapitre I

Caractéristiques générales des matériaux granulaires utilisés pour les essais

I. INTRODUCTION	1
I.1 DEFINITION DES CONTRAINTES	2
I.1.1 Travaux préparatoires	3
I.1.2 Description et classification des grains	3
I.1.3 Granulométrie	6
I.1.4 Taille des grains	6
I.1.5 Caractéristiques générales des roches	7
I.1.6 Matériaux de construction	9
I.2 CARACTERISTIQUES DU GRANIT UTILISE	9
I.2.1 Présentation des échantillons ayant fournis les granulats	10
I.2.2 Préparation des échantillons pour les essais de granulats	10
I.2.3 Etude pétrographique de la roche	11
I.2.4 Observations microscopiques	11
I.2.5 Préparation des matériaux pour l'essai	13
I.3 MESURE DES DENSITES MAXIMUM ET MINIMUM (INDICE DES VIDES)	17
I.4 AUTRES MATERIAUX UTILISES	18
I.4.1 Caractéristiques des billes de verre	18
I.4.2 Caractéristiques des billes de plomb	21
I.4.3 Caractéristiques des grains de riz	21
I.4.4 Caractéristiques des grains de café	22
I.5 COMPOSITION DU MATERIAU GRANIT CONCASSE G1 ET G2	22
I.6 CONCLUSION	25

Chapitre II

Etude bibliographique sur les essais oedométriques et triaxiaux sous fortes contraintes

II. INTRODUCTION	27
II.1 ETUDE CHRONOLOGIQUE	27
II.1.1 Avant 1950	28
II.1.2 Entre 1950 et 1970	28

<i>II.1.3 De 1970 à 1990</i>	29
<i>II.1.4 Après 1990</i>	29
II.2 ETUDE THEMATIQUE	32
<i>II.2.1 Comportement oedométrique</i>	32
<i>II.2.2 Comportement sous contrainte isotrope</i>	34
<i>II.2.3 Comportement au cours d'essais triaxiaux de compression</i>	35
II.2.3.1 Mode de rupture	35
II.2.3.2 Relation contraintes-déformations axiale et volumique	35
II.2.3.3 Evolution de l'angle de frottement	38
II.2.3.4 Evolution du taux de changement de volume	38
II.2.3.5 Synthèse des résultats d'essais triaxiaux de compression	39
<i>II.2.4 Comportement au cours d'essais triaxiaux d'extension</i>	40
<i>II.2.5 Comportement au cours d'essais triaxiaux tridimensionnels</i>	40
<i>II.2.6 Etude de l'écrasement des grains</i>	42
II.2.6.1 Effet de la contrainte	42
II.2.6.2 Degré d'écrasement des grains	44
II.2.6.3 Détermination d'un seuil de rupture des grains:	47
II.2.6.4 Influence de la courbe granulométrique	49
II.2.6.5 Synthèse de l'écrasement des grains	49
II.3 CONCLUSION	51

Chapitre III

Essais triaxiaux sous faibles et fortes contraintes

III. INTRODUCTION	53
III.1 PROCEDURE DE L'ESSAI TRIAXIAL	55
<i>III.1.1 Préparation des matériaux pour l'essai triaxial</i>	56
<i>III.1.2 Choix des membranes</i>	56
<i>III.1.3 Mise en place de l'échantillon</i>	57
III.1.3.1 Influence de l'antifretage	57
III.1.3.1.1 Influence de l'épaisseur de membrane	58
III.1.3.2 Cellules triaxiales utilisées pour nos essais	60
<i>III.1.4 Procédure de saturation de l'échantillon (phase SKEMPTON)</i>	65
<i>III.1.5 Procédure de l'essai isotrope</i>	67
<i>III.1.6 Procédure de l'essai triaxial</i>	67
III.2 ESSAIS ISOTROPES	72

<i>III.2.1 Saturation de l'échantillon (phase SKEMPTON)</i>	72
<i>III.2.2 Essais isotropes sur le granit concassé G1 et G2 sous faibles contraintes (≤ 1 MPa)</i>	75
<i>III.2.3 Essais isotropes sur le granit concassé G1 sous forte contrainte</i>	78
<i>III.2.4 Essais isotropes sur le granit concassé G2 sous fortes contraintes</i>	86
III.3 ESSAIS TRIAXIAUX	87
<i>III.3.1 Milieu continu</i>	87
III.3.1.1 Concept de l'état critique	89
<i>III.3.2 essais triaxiaux</i>	93
III.3.2.1 Essais triaxiaux sur le granit concassé G1	94
III.3.2.1.1 Essais triaxiaux sur le granit concassé G1 sous faibles contraintes ($\sigma_3 \leq 1$ MPa)	94
III.3.2.1.2 10Essais triaxiaux sur le granit concassé G1 sous fortes contraintes ($\sigma_3 > 1$ MPa)	98
III.3.2.2 Essais triaxiaux sur le granit concassé G2	108
III.3.2.2.1 Essais triaxiaux sous faibles contraintes	108
III.3.2.3 Essais triaxiaux sous fortes contraintes de consolidation ($\sigma_3 > 1$ MPa) sur le granit concassé G2	123
III.3.2.4 Essais triaxiaux sur la cellule ATLAS	132
<i>III.3.3 Essais triaxiaux à la déformation axiale imposée de 15%</i>	133
III.4 ANALYSE DES ESSAIS TRIAXIAUX SUR LE GRANIT CONCASSE PAR LA LOI HYPERBOLIQUE	136
<i>III.4.1 Modèle hyperbolique de Duncan</i>	136
III.4.1.1 Détermination des constantes a et b:	136
III.4.1.2 Le paramètre Rf:	137
<i>III.4.2 Les résultats expérimentaux de l'analyse de la loi hyperbolique</i>	138
III.4.2.1 Comparaison des modules tangent et sécant en fonction de la contrainte de consolidation	143
<i>III.4.3 Indice des contraintes et taux de la dilatance et contractance (rapport des contraintes principales)</i>	148
III.4.3.1 Théorie de la dilatance	148
III.4.3.2 Taux de dilatance et de contractance pour les essais triaxiaux sur le granit concassé	152
<i>III.4.4 Essais triaxiaux sur les billes de verre (diamètre = 400μ) frittées et non frittées</i>	158
III.5 CONCLUSION	166

Chapitre IV

Essais oedométriques sous faibles et fortes contraintes

IV. INTRODUCTION	169
IV.1 PROCEDURE DE L'ESSAI OEDOMETRIQUE	170
<i>IV.1.1 Cellule oedométrique "odo 1" (diamètre=90mm)</i>	<i>171</i>
<i>IV.1.2 Cellule oedométrique "odo2" (diamètre=50mm)</i>	<i>172</i>
<i>IV.1.3 Matériaux utilisés pour les essais oedométriques</i>	<i>174</i>
IV.2 RESULTATS EXPERIMENTAUX DES ESSAIS OEDOMETRIQUES	174
<i>IV.2.1 Essais oedométriques sur le granit concassé G1 et G2</i>	<i>174</i>
IV.2.1.1 Essais oedométriques sur le granit concassé ayant une courbe granulométrique étalée G1	175
IV.2.1.1.1 Essais oedométriques sur G1 en un cycle	175
IV.2.1.1.2 Essais oedométriques en 4 cycles	186
IV.2.1.2 Essais oedométriques sur le granit concassé ayant une courbe granulométrique serrée G2	188
<i>IV.2.2 Essais oedométriques sur le granit concassé G1 et G2 comparaison</i>	<i>195</i>
<i>IV.2.3 Essais oedométriques sur le granit concassé de taille uniforme</i>	<i>203</i>
<i>IV.2.4 calcul de la contrainte moyenne p à partir des essais oedométriques réalisés</i>	<i>205</i>
<i>IV.2.5 Essais oedométriques sur les billes de verre, de plomb et grains de café et riz</i>	<i>207</i>
IV.3 CONCLUSION	211

Chapitre V

Analyse granulométrique, étude sur l'écrasement des grains

V. INTRODUCTION	214
V.1 ECRASEMENT DES GRAINS	214
<i>V.1.1 Relation entre l'indice des vides, le coefficient d'uniformité et la forme des grains</i>	<i>217</i>
<i>V.1.2 Tamisage</i>	<i>220</i>
V.2 ANALYSE GRANULOMETRIQUE SUR LES ESSAIS REALISES	221
<i>V.2.1 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques</i>	<i>221</i>
V.2.1.1 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques sur le granit concassé G1	222
V.2.1.2 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques sur le granit concassé G2	224

V.2.1.3 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques sur le granit concassé, granulométrie de tailles uniformes (3.15, 2, 0.71 mm)	228
V.2.1.4 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques sur les billes de verre de 4 mm	229
V.2.1.5 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques sur le riz court et long	230
<i>V.2.2 Analyse granulométrique sur les essais isotropes</i>	231
V.2.2.1 Analyse granulométrique sur les essais isotropes sur le granit concassé G1	232
V.2.2.2 Analyse granulométrique sur les essais isotropes sur le granit concassé G2	233
<i>V.2.3 Analyse granulométrique sur les essais triaxiaux</i>	233
V.2.3.1 Analyse granulométrique sur les essais triaxiaux sur le granit concassé G1	233
V.2.3.2 Analyse granulométrique sur les essais triaxiaux sur le granit concassé G2	241
V.2.3.3 Analyse granulométrique sur les essais triaxiaux sur les billes de verre 400 μ	244
V.3 ANALYSE GRANULOMETRIQUE, COMPARAISON DES ESSAIS	246
<i>V.3.1 Analyse granulométrique sur les essais isotropes et essais oedométriques</i>	246
<i>V.3.2 Analyse granulométrique sur les essais isotropes et essais triaxiaux</i>	249
<i>V.3.3 Analyse granulométrique sur les essais triaxiaux et essais oedométriques</i>	251
V.4 DEGRE D'ECRASEMENT DES GRAINS	256
<i>V.4.1 Degré de rupture: KIM</i>	257
<i>V.4.2 Degré de rupture: d_{15f}/d_{15i}</i>	257
<i>V.4.3 Degré de rupture: d_{10f}/d_{10i}</i>	258
<i>V.4.4 Degré de rupture: HARDIN</i>	259
<i>V.4.5 Degré de rupture: k et B10</i>	260
<i>V.4.6 Calcul d'énergie pour les essais triaxiaux et oedométriques réalisés</i>	260
V.4.6.1 Calcul d'énergie pour les essais triaxiaux	260
V.4.6.2 Calcul d'énergie pour les essais oedométriques	261
<i>V.4.7 Degré d'écrasement des grains sur les essais oedométriques</i>	261
V.4.7.1 Degré de rupture en fonction de la contrainte verticale	261
V.4.7.2 Degré de rupture en fonction de l'énergie	265
<i>V.4.8 Degré d'écrasement des grains sur les essais isotropes</i>	270
V.4.8.1 Degré de rupture en fonction de la contrainte de consolidation	270
V.4.8.2 Degré de la rupture en fonction de l'énergie	274

<i>V.4.9 Degré d'écrasement des grains sur les essais triaxiaux</i>	278
V.4.9.1 Degré de rupture en fonction de la contrainte de consolidation	278
V.4.9.2 Degré de rupture en fonction de l'énergie	282
V.5 CONCLUSION	286

INTRODUCTION GENERALE

Les essais sous fortes contraintes sont réalisés depuis le début du siècle (BRIDGMAN 1918). L'effet de l'écrasement des grains sur les essais oedométriques, isotropes et triaxiaux sous fortes contraintes était déjà pris en compte dans le domaine de la mécanique des sols en exploitant les problèmes des barrages de grande hauteur (300 m), des pieux des fondations profondes et des explosions nucléaires souterraines avant les années 70.

Notre recherche, essentiellement expérimentale, a été initiée par le besoin de l'ANDRA¹ de caractériser le comportement de granulats de réaliser des bouchons d'étanchéité de galeries (Fig. 3) appelés serrement pour un éventuel stockage des déchets radioactifs (Fig.1 et 2) dans un massif granitique. Le projet de serrement à noyau d'argile consiste en la réalisation d'un bouchon imperméable fait en argile gonflante fortement compactée qui s'appuie à ses deux extrémités sur des recharges en granit concassé (Fig.4). Le développement de contraintes de gonflement importantes lors de l'humidification de l'argile (prévues d'environ 5 MPa) nécessite une compréhension du comportement des granulats dans une large gamme de contraintes. La variation de volume en cisaillement est notamment un élément important lié au souhait d'éviter de créer un vide en partie supérieure (entre la paroi supérieure de la galerie et le remblai). Pour cela un des objectifs était de comprendre l'influence de la courbe granulométrique sur le comportement mécanique des granulats pour pouvoir fabriquer un granulats dilatant à faible contrainte et le moins contractant possible à fortes contraintes.

¹ Agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs.

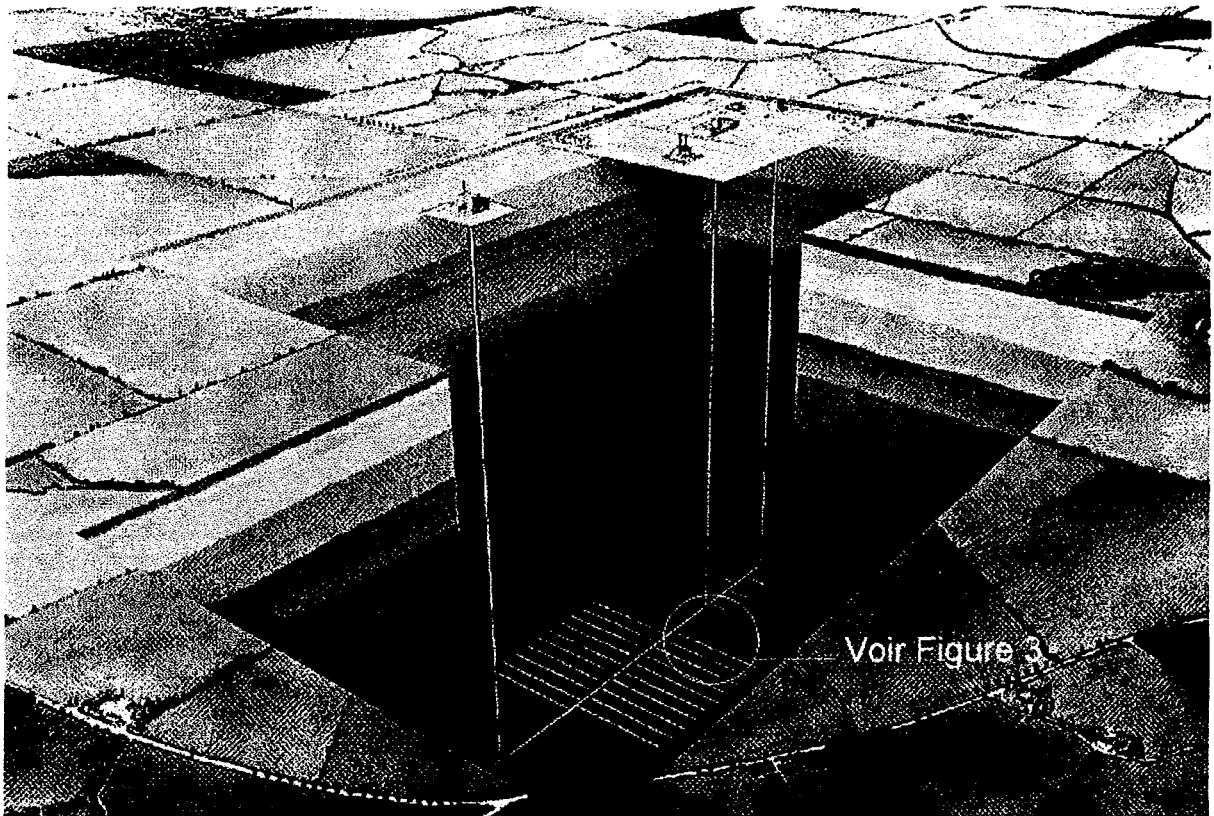


Fig. 1 Stockage profond des déchets radioactifs

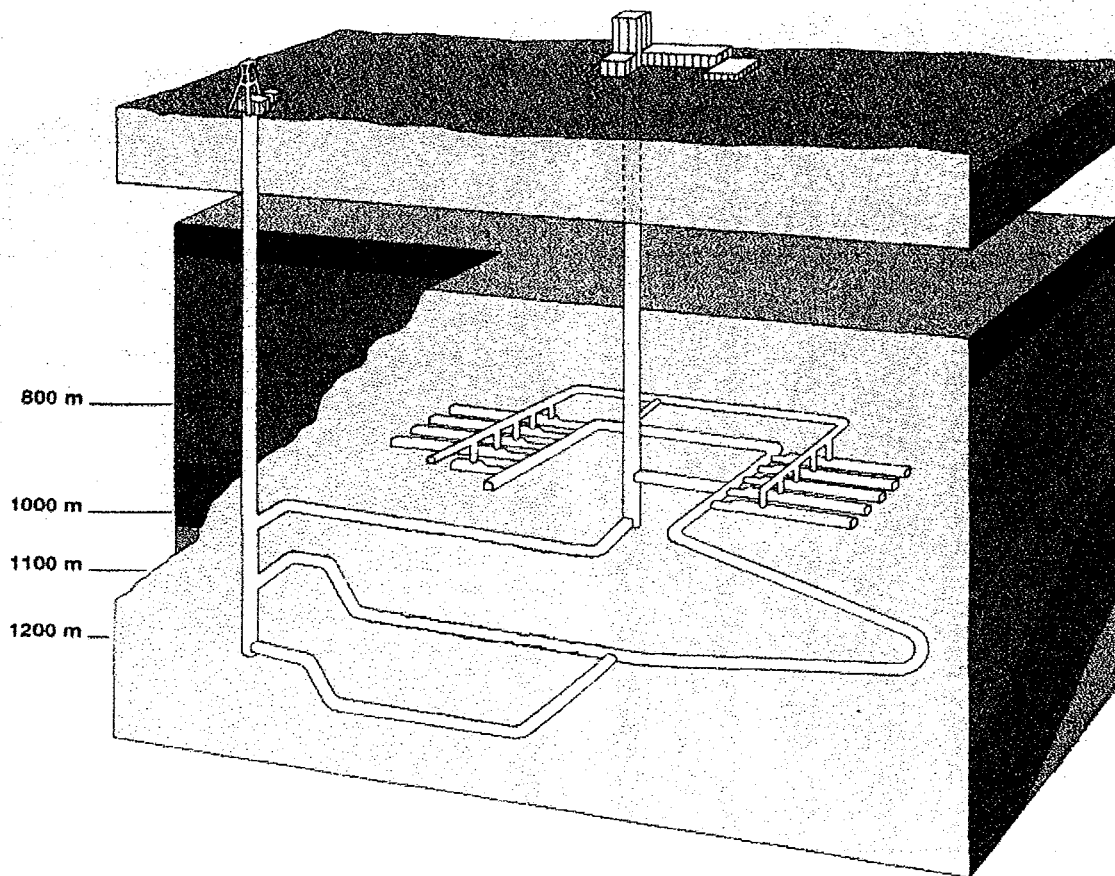


Fig. 2 Coupe verticale d'un stockage profond

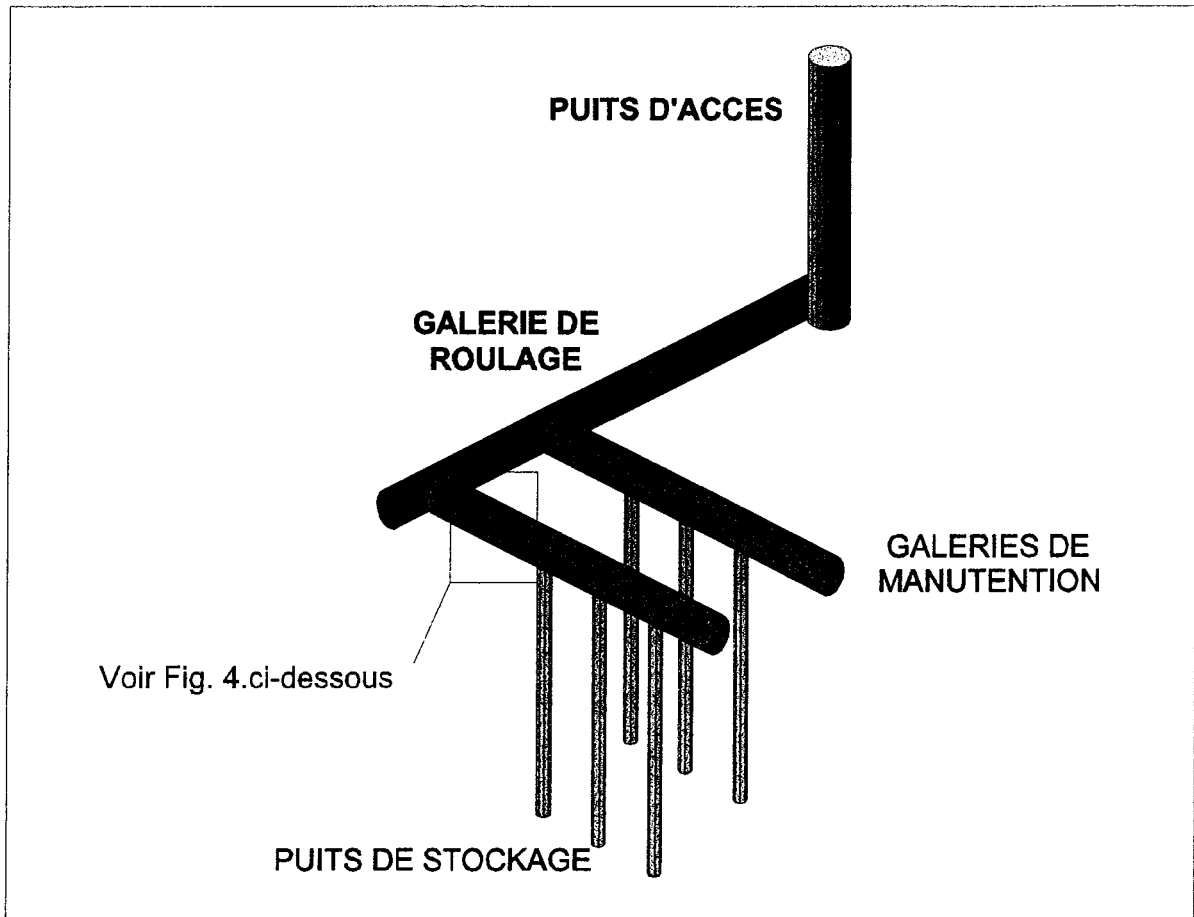


Fig.3 Emplacement d'un serrement à noyau d'argile

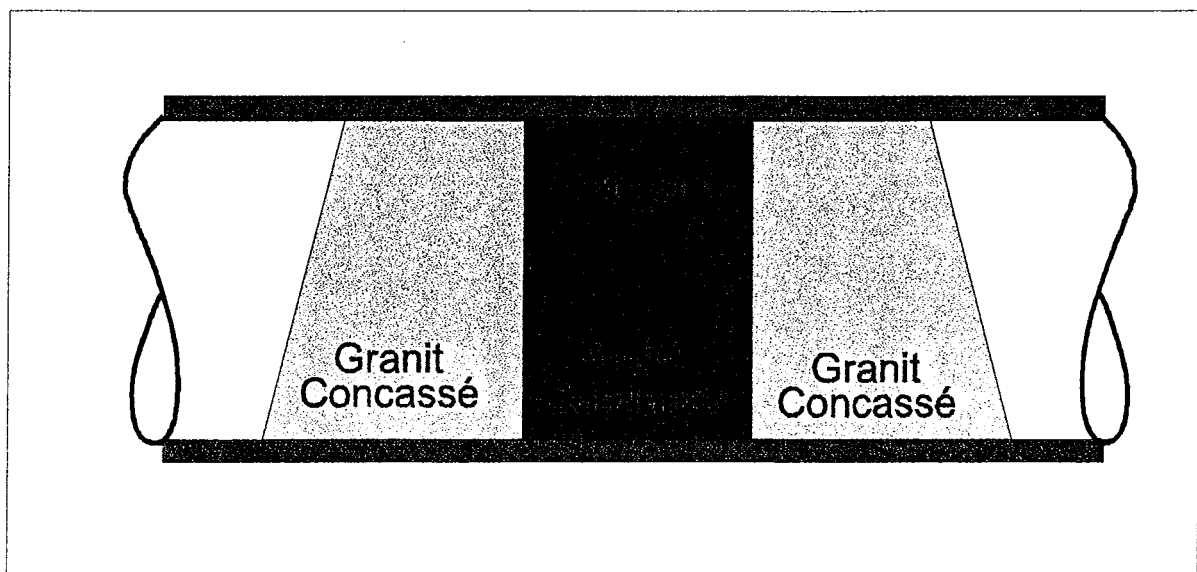


Fig.4 Serrement à noyau d'argile

Le premier chapitre est consacré à l'étude générale sur les matériaux granulaires utilisés pour nos essais. La partie bibliographie (chapitre II) présente les recherches récentes sur les essais sous fortes contraintes dans le monde entier (Grande Bretagne et en particulier USA, Canada, France). Les essais isotropes et triaxiaux sont étudiés dans le chapitre III, les essais oedométriques dans le chapitre IV. L'analyse granulométrique et le degré de rupture sont présentés dans le chapitre V.

Des essais oedométriques (de 5 à 60 MPa) et triaxiaux (de 0.1 à 15 MPa de consolidation isotrope) ont été réalisés pour caractériser un granulat formé de granit concassé. Les essais oedométriques consistent en un ou plusieurs cycles de charge-décharge. Les essais triaxiaux sont consolidés, drainés et de compression.

Pour compléter le comportement mécanique des matériaux granulaires sous fortes contraintes, nous avons effectué des essais oedométriques à la contrainte verticale de 250 MPa et des essais triaxiaux à la contrainte de consolidation de 60 MPa.

Parmi le matériel ayant servi à notre étude, on compte deux cellules oedométriques et deux cellules triaxiales haute pression. L'une, classique, admet 25 MPa de contrainte de consolidation (cellule HERCULE), tandis que l'autre accepte une contrainte de consolidation de 60 MPa et est équipée d'un système d'autocompensation (cellule ATLAS). La troisième cellule triaxiale utilisée (TITAN) peut recevoir une pression jusqu'à 3.5 MPa. Pour réaliser nos essais nous avons créé les programmes de pilotage et d'acquisition automatique en langage de programmation C++ (ATLAS, TITAN), QBasic (HERCULE et ODO 1) selon les environnements installés (carte d'acquisition, carte IEEE, systèmes d'applications des pressions, capteurs).

Les matériaux utilisés sont également variés: on a travaillé sur du granit concassé ayant des courbes granulométriques types initiales différentes: étalée (G1), serrée (G2), ou de tailles uniformes, des billes de verre frittées et non frittées, des billes de plomb, des grains de café et des grains de riz.

Pour les essais isotropes on a étudié la relation entre le temps et la contrainte de consolidation dans l'optique d'observer l'influence du temps sur la contrainte de consolidation et sur la pression interstitielle. Les effets de membrane et l'état de lubrification aux extrémités de l'échantillon sont analysés. Les relations étudiées sont: la contrainte de consolidation σ_3 et la déformation volumique ε_v en fonction du temps, $\sigma_3 - \varepsilon_v$, l'indice des vides en fonction de la contrainte de consolidation.

Les relations entre contrainte déviatoire q - déformation axiale ε_z , q - contrainte moyenne p , indice des vides $e - \varepsilon_z$, $e - p$, $\varepsilon_v - \varepsilon_z$, $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3) - \varepsilon_z$ sont présentées pour tous les essais

triaxiaux, on présente ensuite l'indice des contraintes $R = \sigma_1 / \sigma_3$ en fonction de la déformation axiale.

La relation entre la contrainte verticale et la déformation verticale ($\sigma_z - \epsilon_z$), l'indice des vides et la contrainte axiale ($e - \log \sigma_z$), la contrainte verticale et la déformation verticale en fonction du temps sont étudiées pour les essais oedométriques. Le comportement mécanique des matériaux granulaires est considéré dépendant du comportement des grains individuels (fragile ou ductile). Nous avons utilisé deux cellules oedométriques: ODO1 pour les essais jusqu'à 60 MPa (diamètre 90 mm), ODO2 (diamètre 50 mm) pour les essais à $\sigma_z = 250$ MPa.

Au cours de ce travail, l'accent a été spécialement mis sur l'influence de la granulométrie initiale, sur le comportement des matériaux granulaires, l'écrasement des grains sous fortes contraintes et l'effet de l'énergie apportée lors de ce processus.

Après chaque essai effectué, l'analyse granulométrique est réalisée systématiquement. Les résultats sont présentés selon les types d'essais et selon les types de matériaux. Les degrés de rupture, exprimés par différents coefficients: Bt, Br, KIM, d_{60}/d_{10} , k, B10 et d_{15i}/d_{15f} , sont étudiés en fonction de la contrainte axiale à l'essai oedométrique et la contrainte de consolidation à l'essai isotrope et triaxial. L'énergie apportée lors des essais est calculée et mise en relation avec les degrés de rupture.

CHAPITRE I

CARACTERISTIQUES GENERALES DES MATERIAUX GRANULAIRES UTILISES POUR LES ESSAIS

I. INTRODUCTION

Pour remplir les vides et ainsi contribuer au confinement des éléments radioactifs, on utilise des matériaux appelés serrement à noyau d'argile. Il s'agit d'ouvrages à part entière, dans lesquels entrent parfois plusieurs composants et où les choix des techniques de mise en oeuvre sont indissociables. L'étude des barrières ouvragées comprend plusieurs aspects: recherche et optimisation des fonctions à assurer, conception et prédimensionnement de l'ouvrage, recherches en vue de l'amélioration et de la caractérisation des matériaux, vérifications expérimentales. Les barrières ouvragées sont spécifiques à chaque formation géologique. Les parois en roches dures sont en revanche indéformables. Plusieurs serrements étaient à l'étude en 1991 serrement à noyau d'étanchéité en argile gonflante (dont les tests de faisabilité furent poursuivis en 1992), étude de préfaisabilité de serrements à noyau de bitume, bibliographie et études prospectives sur l'utilisation de cendres volantes éventuellement additionnées d'argile. Dans toutes ces études, un effort particulier doit être porté sur la durabilité de ces matériaux, incluant l'étude de leurs évolutions physico-chimiques à long terme. En 1991 le CEA a étudié les solutions de remplissage du vide résiduel entre les colis de déchets vitrifiés et la paroi des ouvrages de stockage. Parmi ces solutions, figure l'utilisation d'un granulat issu de la roche

excavée, ou d'un mortier de haute compacité et , pour les roches dures, l'emploi d'une argile gonflante.

Dans ce chapitre nous présentons une classification des contraintes, les travaux préparatoires, la description et la classification des grains, les caractéristiques des matériaux granulaires pour nos essais triaxiaux et oedométriques. Des essais oedométriques (de 5 à 250 MPa) et triaxiaux (de 0.1 à 60 MPa de consolidation isotrope) ont été réalisés principalement pour caractériser un granulat formé de granit concassé. Les essais oedométriques consistent en un ou plusieurs cycles de charge-décharge. Les essais triaxiaux sont consolidés, drainés et de compression. Pour le granit concassé, nous avons utilisé des courbes granulométriques initiales étalées (G1), serrées (G2) et des tailles uniformes de façon à obtenir l'influence de la granulométrie sur le comportement mécanique. Pour les essais triaxiaux, des billes de verre frittées et non frittées sont utilisées. En ce qui concerne les essais oedométriques, nous avons testé également des billes de verre et de plomb, des grains de café et de riz, afin d'illustrer le rôle joué par les constituants du milieu discontinu sur le comportement du milieu continu équivalent.

La préparation des matériaux pour nos essais est une étape particulièrement complexe. Par exemple, pour classer le granit concassé arrivé au laboratoire, l'auteur de cette thèse a passé trois mois entiers à tamiser 120 kg de granit pour obtenir 17 kg de granit concassé classé et utile. Le tamisage était l'étape fondamentale de notre objectif afin d'obtenir les meilleurs résultats de la granulométrie après les essais. La définition des caractéristiques des matériaux utilisés est un point de départ très important, car tous les résultats dépendent de ces valeurs définies: hauteur et diamètre d'échantillon, indices des vides maximum et minimum mesurés, poids spécifique mesuré ou relevé par la fiche technique fournie par les fabricants des matériaux.

I.1 DEFINITION DES CONTRAINTES

Dans le domaine de la mécanique des sols, les essais triaxiaux sont en général réalisés sous de faibles contraintes de consolidation (σ_c inférieure à 1 MPa). Pour nos essais les contraintes de consolidation sont relativement élevées, pouvant atteindre 60 MPa. On se conformera dans cette thèse à la classification des contraintes établie par VESIC et CLOUGH à la fin des années soixante:

- faible contrainte	: de	0 à	1 MPa
- contrainte élevée	: de	1 à	10 MPa
- forte contrainte	: de	10 à	100 MPa
- très forte contrainte	: de	100 à	1000 MPa

I.1.1 TRAVAUX PREPARATOIRES

La réalisation de nos essais a nécessité essentiellement le travail préparatoire suivant:

1. Tamisage du granit de 120 kg pour en obtenir 17 kg, de billes de verre, de grains de café et de riz pour classer les tailles précises.
2. Apprentissage de l'utilisation d'une presse (MTS 810) à commande électronique, et en particulier la compréhension du fonctionnement de la Microconsole et Microprofilier. Ces instruments permettent de gagner beaucoup de temps une fois que leur mécanisme est assimilé, mais ils sont d'une grande complexité, et demandent une longue période de familiarisation.
3. Fabrication d'une nouvelle cellule oedométrique de diamètre 50 mm qui permet de réaliser des essais avec des contraintes axiales plus importantes ($\sigma_v = 250$ MPa).
4. Programmation du Microprofilier de la presse pour piloter les essais automatiquement.
5. Création de deux logiciels d'acquisition en QBasic pour la cellule HERCULE et ODO1, de traitement et de présentation des différentes données pour les essais triaxiaux et oedométriques.
6. Installation de la nouvelle cellule ATLAS, de son système d'application des pressions et du logiciel SESTAR. Ensuite modifications pour le logiciel SESTAR (C++) qui est conçu principalement pour les essais de mécanique des roches, et pour l'amplificateur des capteurs de déplacement.
7. Installation de la nouvelle cellule TITAN pour les essais triaxiaux sous faibles contraintes, création de nouveau logiciel d'acquisition (C++) et de pilotage automatique.

I.1.2 DESCRIPTION ET CLASSIFICATION DES GRAINS

Un sol peut être défini par différentes caractéristiques, parmi lesquelles on peut citer:

- | | | | |
|----|------------------------------|---|---|
| 1) | caractéristiques initiales | : | Contraintes in-situ
<i>Indice des vides</i>
Etat de décomposition
Discontinuité |
| 2) | caractéristiques du matériau | : | Couleur
<i>Forme des grains</i>
Composition
Nom du sol
<i>Granulométrie</i>
Plasticité |
| 3) | Formation géologique | : | Age
Type de dépôt |

Dans le cadre de nos recherches, les facteurs importants sont l'indice des vides comme caractéristique initiale, la forme des grains, la granulométrie (en caractère gras et italique dans la liste ci-dessous).

La géologie, la minéralogie, l'optique, la microscopie électronique à balayage et la chimie peuvent projeter des lumières intéressantes sur les propriétés de la phase solide des sols. Pour nos essais, les caractéristiques importantes liées à la forme des grains (arrondissement Fig. I. 1, angularité Fig. I. 2) sont la minéralogie et la granulométrie initiale. A partir de la Fig. I. 1 pour l'arrondissement des grains, on peut constater que le granit concassé pour nos essais (photo ci-dessus) peut être classé au degré le plus élevé de 0.1.

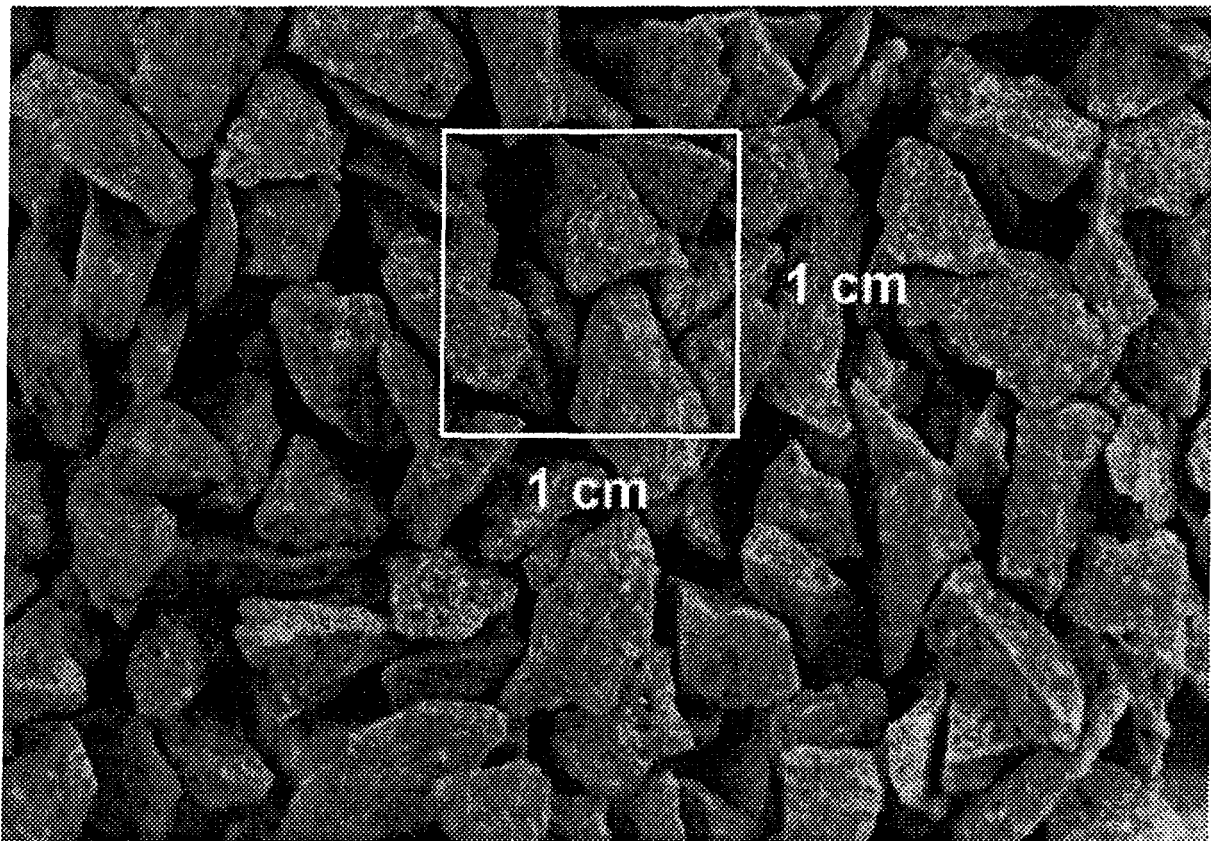


Photo. I. 1 Granit concassé passant le tamis 4 mm (restant le tamis 3.15 mm)

A cause de l'angularité du granit concassé selon la Fig. I. 2, on peut le classer comme matériau très anguleux. La définition de la forme des grains étant complexe, dans un domaine comme la mécanique des sols la classification doit être simplifiée: pour la forme des grains on définit les notions 'arrondi' / 'moins arrondi', 'très ou moins anguleux'. Hormis la forme des grains, la rugosité et l'anisotropie des grains sont aussi à considérer pour les essais triaxiaux et oedométriques. Malgré l'importance de ces notions, les définir est un travail complexe. En ce

qui concerne le granit concassé, l'anisotropie de la forme des grains peut atteindre jusqu'à une valeur de 3.7 (quantifié par le rapport a/b du diamètre le plus long (ici 15 mm) par la taille de tamis que le matériau passait (4 mm)). En revanche, la définition précise de l'aspérité est plus délicate.

L'ensemble des ces paramètres peut être partiellement intégré dans la détermination de e_{max} et e_{min} qui apparaissent comme des paramètres de synthèse pour la caractérisation du milieu granulaire (Fig. I. 1 et Fig. I. 2).

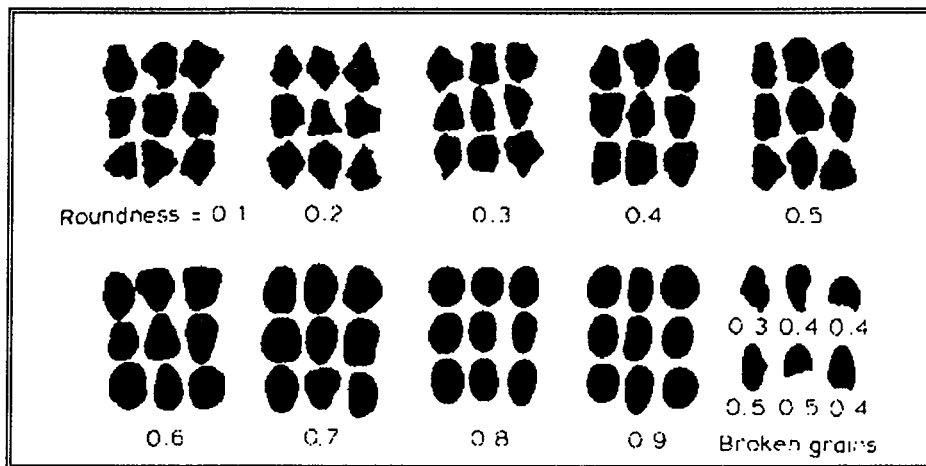


Fig. I. 1 Degré de formes des grains (d'après Krumbein, W. C. 1941)

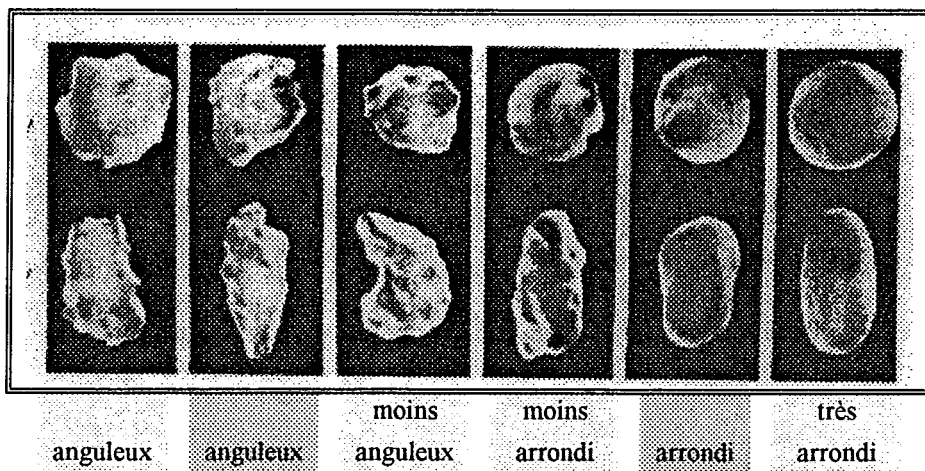


Fig. I. 2 Modèle de formes des grains (d'après POWERS, M. C. 1953)

L'assemblage de ces grains va ensuite être caractérisé par un ensemble de contacts entre les grains. Ces contacts peuvent être de nature différente comme le montre la Fig. I. 3 proposée par TAYLOR (1950).

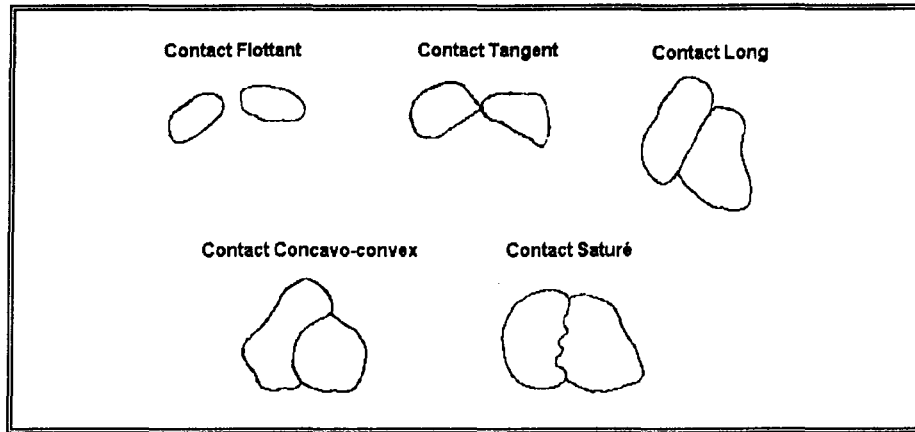


Fig. I. 3 Types de contact entre grains (d'après TAYLOR, J. M. 1950)
(ph_int_1.doc)

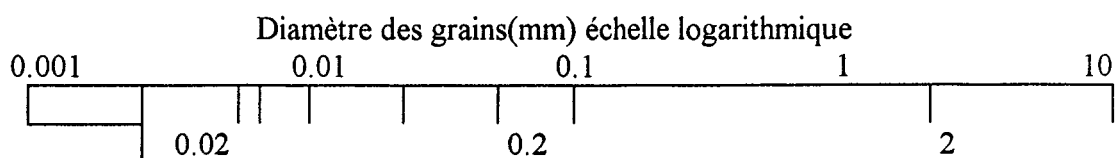
I.1.3 GRANULOMETRIE

Les courbes granulométriques donnent pour chaque diamètre d_y le poids y des particules de diamètre inférieur ou égal à d_y , rapporté au poids total. La granulométrie a pour objet la mesure de la taille des particules élémentaires constitutives de substances granulaires diverses, telles que les farines, poudres, sables, etc., et la définition des fréquences statistiques des différentes tailles de grains dans l'ensemble étudié.

Les modes d'analyse dépendent de la nature des grains, qui peuvent être plus ou moins friables, solubles ou insolubles, floculés ou défloculés, ainsi que de leur dimension. Le tamisage, par exemple, est couramment employé pour les sables quartzeux mais ne peut plus l'être pour les gros.

I.1.4 TAILLE DES GRAINS

Pour l'analyse granulométrique, les définitions des sols varient légèrement selon les pays et les organisations. La plus ancienne classification des particules en fonction de leur taille est celle d'ATTERBERG. Comme on le voit ci-dessous elle suit une progression de raison 1/10. Les classifications du sol fondées sur les dimensions des grains sont les suivantes:



ATT			fin		gros		
	argile	limon		sable			gravier
USDA			très fin	fin	moy.	gros	très gros
	argile	limon		sable			gravier
ISSI			fin		gros		
	argile	limon		sable			gravier
USPRA			fin		gros		
	argile	limon		sable			gravier
BSI		fin	moyen	gros	fin	moyen	gros
MIT	argile	limon		sable			gravier
DIN			fin		moyen		gros
	argile	limon		sable			gravier
LCPC			fin		gros		
	argile	limon		sable			gravier

- ATT : ATTERBERG
 USDA : U. S. Department of Agriculture
 ISSS : International Soil Science Society
 USPRA : U. S. Public Roads Administration
 DIN : Norme allemande
 MIT : Massachusetts Institute of Technology
 LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Selon la classification du LCPC, nos deux matériaux G1 et G2 (voir courbes granulométriques chapitre VI) se trouvent dans la catégorie des sables.

I.1.5 CARACTERISTIQUES GENERALES DES ROCHES

Les matériaux qui font l'objet des études de mécanique des sols sont tirés de la terre, où ils se trouvent à l'état rocheux (éventuellement concassés, par voie naturelle ou action humaine) ou altéré. Ils sont formés, selon leur mode de formation, d'un ou plusieurs minéraux, éléments inorganiques constituant la partie solide de la planète. C'est donc un processus unique d'élaboration qui mène aux minéraux, puis aux roches, et la connaissance des premiers est

inséparable de celle des secondes. On répartit les roches en trois groupes: roches ignées, métamorphiques et sédimentaires. Le granit, auquel nous nous sommes principalement intéressés, appartient à la fois aux roches ignées et métamorphiques. On peut constater que le granit est un matériau très résistant (Tableau. I. 1), sa résistance atteint au maximum 275 MPa aux essais uniaxiaux de compression.

Les essais uniaxiaux de compression mesurent la résistance compressive minimale d'un échantillon de roche intact, sa dureté ("cuttability") et sa durabilité. Le taux de chargement est défini par les normes (par exemple, la norme ASTM). Les extrémités de l'échantillon seront découvertes, de manière à ce que la force de la machine lui soit appliquée sans intermédiaires. La résistance de certaines roches est donnée dans le tableau ci-dessous:

Tableau. I. 1 Caractéristiques générales des roches

Nom de Roche (français)	Roche (anglais)	Résistance compressive			
		(psi)		MPa	(KN/m ²)
Amphibolite	Amphibolite	20 200	à 40 300	140	à 278 (5)**
Argillite	Argillite	9 000	à 16 900	62	à 117
*Basalte	Basalt	5 500	à 25 000	38	à 173
Breccia	Breccia	1 200	à 2 600	8	à 18
Claystone	Claystone	270	à 3 000	2	à 20
Conglomerote	Conglomerote	4 000	à 15 500	28	à 107
*Diorite	Diorite	10 000	à 17 200	69	à 119
*Dolomite(Dolomie)	Dolomite	8 000	à 45 000	55	à 310 (3)
Grandorite	Grandorite	7 300	à 19 000	50	à 131
*Granit	Granite	15 000	à 40 000	103	à 275 (6)
Graywacke	Graywacke	8 000	à 32 000	55	à 220
*Calcaire	Limestone	6 500	à 45 000	45	à 310 (3)
*Quartzite	Quartzite	21 500	à 90 000	148	à 620 (1)
*Grès	Sandstone	3 500	à 30 000	24	à 207
*Schiste	Schist	18 000	à 23 000	124	à 159
*Schiste argileux	Shale	5 000	à 30 000	35	à 207
*Limon	Siltstone	690	à 7 000	5	à 48
Subgraywacke	Subgraywacke	3 900	à 13 200	27	à 91
Taconite	Taconite	20 000	à 85 000	138	à 586 (2)
Tuf	Tuff	1 200	à 23 000	8	à 159

* mot vérifié par le dictionnaire français

** (1) selon le classement dans le tableau

(Underground Structures Design and Construction , R.S. SINHA, ELSEVIER 1991)

I.1.6 MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Il s'agit des matériaux supportant des charges dans les bâtiments ou les ouvrages d'art; les caractéristiques indiquées s'entendent à la température ordinaire.

Dans le Tableau. I. 2 on peut trouver les matériaux utilisés pour la construction. Le granit est le matériau plus résistant dans ce tableau. La masse volumique du granit est de 26-27 KN/m³. Nous avons utilisé la valeur une masse volumique pour notre granit concassé de 26.6 KN/m³(soit 2.72 g/cm³).

Tableau. I. 2 Caractéristique des matériaux de construction

Désignation	Masse volumique		apparente	Résistance à	l'écrasement
	KN/m ³			MPa	(KN/m ³)
Calcaire très dur	26	à	27	100	à 180
Calcaire dur	23	à	25	40	à 50
Calcaire demi - dur	20	à	22	20	à 30
Calcaire tendre	16	à	18	8	à 10
Marbre	26	à	28	80	à 100
Grès très dur			27		80
Grès moyen			23		50
Lave de Volvic			21	40	à 50
Granit	26	à	27	130	à 300
Briques rouges pleines	14	à	22	6	à 35*
Béton	22	à	25	20	à 70**

(Formulaire 3ème ed., Pont-à-Mousson, 1989)

Pour tous ces matériaux, la résistance de rupture à la traction est de l'ordre de 1/10 de la résistance à l'écrasement.

* selon catégorie

** selon composition

I.2 CARACTERISTIQUES DU GRANIT UTILISE

Il s'agit ici d'un granit rose à grain fin, prélevé dans la carrière de La GOURAUDIERE sise à MAUZE THOUARSAIS. Les résultats ci-dessous sont extraits du rapport du LCPC.

I.2.1 PRESENTATION DES ECHANTILLONS AYANT FOURNIS LES GRANULATS

Les 200 kg (environ) de granulats reçus ont été traités de la façon suivante:

- blocs initiaux soumis au concassage: 60/120 mm
- concassage primaire: concasseur à mâchoires GRELBIN, serrage: 19 mm, granulométrie de sortie: 0/30 mm
- concassage secondaire: concasseur giratoire BABITLESS BS 502, serrage: 9 mm, granulométrie: 0/12 mm

Les fractions granulaires se répartissent selon:

- 0/2 mm: 20%
- 2/6 mm: 31.5%
- 6/10 mm: 34.5%
- >10 mm: 14% (dont 1.8% de supérieur à 14 mm)

I.2.2 PREPARATION DES ECHANTILLONS POUR LES ESSAIS DE GRANULATS

Avant la fabrication des échantillons, on a vérifié la courbe granulométrique du matériau. On obtient les fractions granulaires suivantes:

- 0 / 4 mm	:	39.2%
- 4 / 6.3 mm	:	15.9%
- 6.3 / 10 mm:		32.2%
- 10 / 14 mm :		11.1%
- > 14 mm	:	1.6%

Par tamisage d'un lot de 50 kg de granulats bruts de concassage, on a obtenu les quantités nécessaires aux essais pour les classes granulaires de 4 / 6.3 mm, 6.3 / 10 mm et 10 /14 mm. On obtient les échantillons d'essai par séparation de l'échantillon global de chaque classe granulaire dans un diviseur à couloir.

Préparation des éprouvettes pour les essais mécaniques:

Toutes les éprouvettes utilisées sont issues du carottage d'un même bloc. Leurs dimensions ont été établies en fonction de la finesse des grains de granit:

- $\phi = 40$ mm et $L = 100$ mm pour la mesure du module d'élasticité et du coefficient de Poisson.
- $\phi = 40$ mm et $L = 80$ mm pour la mesure de la résistance à la compression.
- $\phi = 40$ mm et $L = 40$ mm pour la mesure de la résistance à la traction par fendage (brésilien).

I.2.3 ETUDE PETROGRAPHIQUE DE LA ROCHE

Observations macroscopiques:

L'aspect de l'échantillon est très homogène, et se caractérise par une couleur brique mouchetée de gris. Les cristaux sont visibles à l'oeil nu, cependant qu'aucune fissuration n'est observable.

I.2.4 OBSERVATIONS MICROSCOPIQUES

L'observation d'un échantillon de roche de 30 μm d'épaisseur à l'aide d'un microscope optique polarisant fait apparaître une texture grenue typique des roches plutoniques, de grain fin. Une texture graphique, courante pour ce type de roches, est observable par endroits. On reconnaît une composition minéralogique classique du granit:

- des cristaux de quartz subautomorphes, peu fissurés, parfois cernés d'une bordure de feldspath alcalin
- des cristaux de feldspath alcalin à composition d'orthose, présentant de nombreux exemples de perthites (excroissances de feldspath sodique ou albithe dans un feldspath essentiellement potassique, dit orthose ou microcline).
- de nombreux exemples de texture graphique, formée de plages de quartz en inclusion dans des feldspaths alcalins
- de rares cristaux de feldspath plagioclase (deux exemples d'un plagioclase majoritairement sodique (oligoclase An₁₅) ont été observés)
- de la chlorite verte (sans doute moins de 10%), constituant le seul minéral ferromagnésien de l'échantillon.

Du fait de ses proportions en quartz et feldspath alcalin, cette roche peut être classée parmi les granites alcalins.

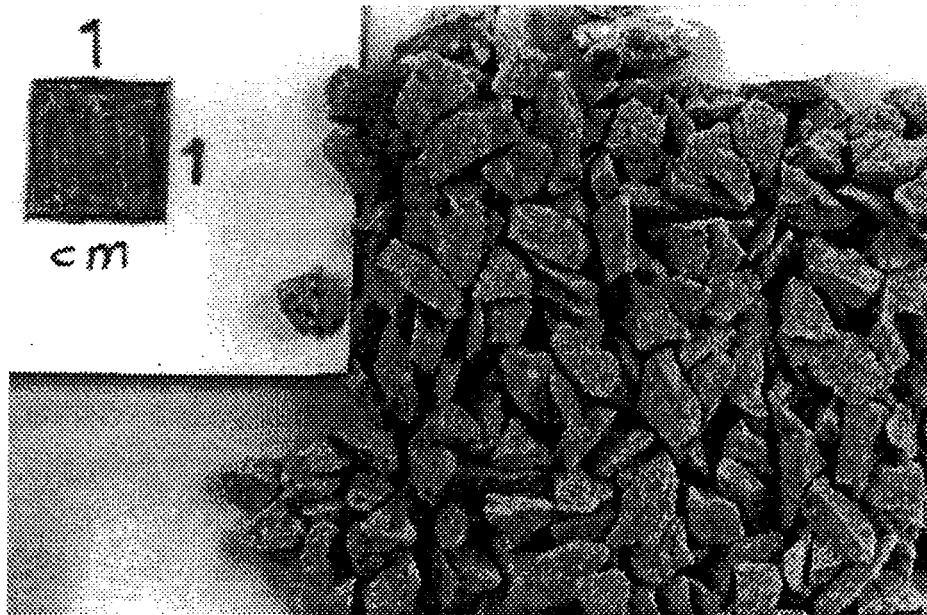
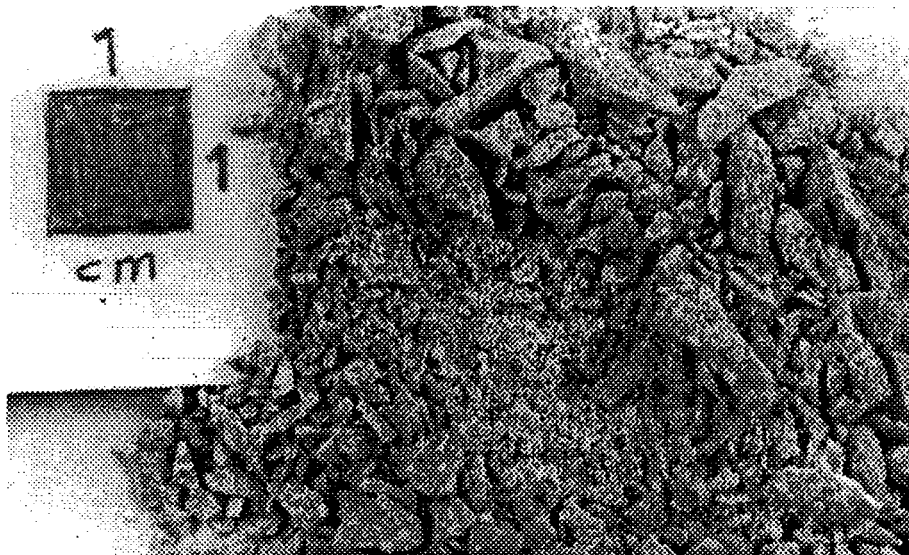


Photo. I. 2 Granit concassé passant le tamis 4 mm et restant au tamis 3.15 mm, les plus gros grains du granit concassé pour les essais oedométriques, isotropes et triaxiaux



(ph_int_2.doc)

Photo. I. 3 Granit concassé, composition de la courbe granulométrique initiale étalée G1 pour un échantillon

I.2.5 PREPARATION DES MATERIAUX POUR L'ESSAI

On a tamisé 120 kg de matériaux bruts non classés pour en obtenir 17 kg de la taille convenable pour les essais. Au début, les classements des matériaux sont les suivants:

$$\begin{array}{l}
 14 \text{ mm} < \phi \\
 10 \text{ mm} < \phi < 14 \text{ mm} \\
 6.3 \text{ mm} < \phi < 10 \text{ mm}
 \end{array}$$

Les matériaux de référence ont été composés selon deux courbes granulométriques. La première de celles-ci a été élaborée par A. RAHMA (1994), à partir de multiples références de matériaux testés (courbe G1) dans l'optique d'une rupture minimale des grains à contraintes élevées et d'une dilatance notable à faibles contraintes des densités relatives $\geq 70\%$. On a choisi une deuxième courbe granulométrique type initiale (G2) au vu des résultats d'une première campagne d'essais triaxiaux et oedométriques menée sur du granit concassé conforme à G1. Les classements nécessaires à la composition d'un échantillon sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau. I. 3 Distribution des poids pour les courbes granulométriques initiales G1 et G2 en fonction des tailles des tamis utilisés et des tailles pour le calcul

Taille de Tamis (mm)	Taille de Tamis (module AFNOR)	Passant (G1) (%)	Passant (G2) (%)
4.000	37		
3.150	36	92	
2.950	Taille pour calcul	90	
2.500	35	86	
2.000	34	80	100
1.250	32	66	76
1.000	31	60	35
0.710	30	52	10
0.670	29	50	
0.500	28	43	0
0.315	26	33	
0.270	25	30	
0.200	24	24	
0.160	23	19	
0.125	22	14	
0.100	21	10	
0.080	20	8	

Le tamisage suit quatre étapes. Dans la première étape, séparation des matériaux utiles ($\phi < 4$ mm) et des matériaux inutiles ($\phi > 4$ mm), 1 kg de matériaux est tamisé pendant 20 minutes. Ensuite, 1 kg de matériaux mélangés dont on ignore la granulométrie est tamisé pendant 60 minutes. Puis, 100 g de chaque matériau classé (tableau ci-dessus) sont tamisés pendant 20 minutes. Enfin, 1 kg de matériau composé à partir des courbes granulométriques initiales est tamisé pendant 60 minutes afin d'obtenir la régularisation de la composition d'un échantillon pour tous les essais réalisés.

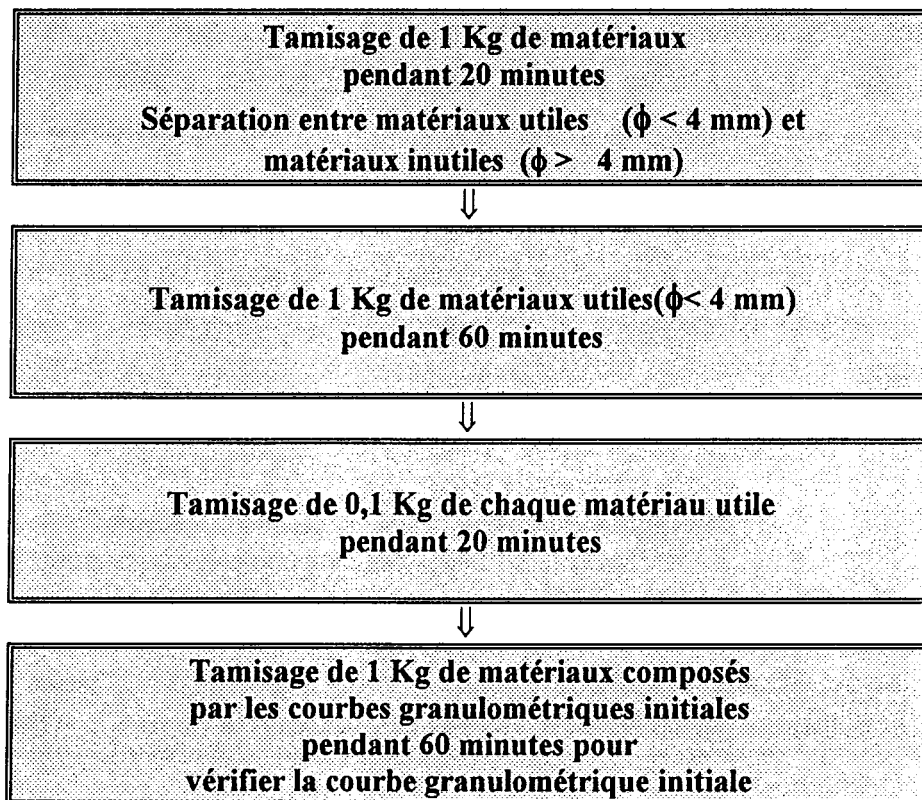
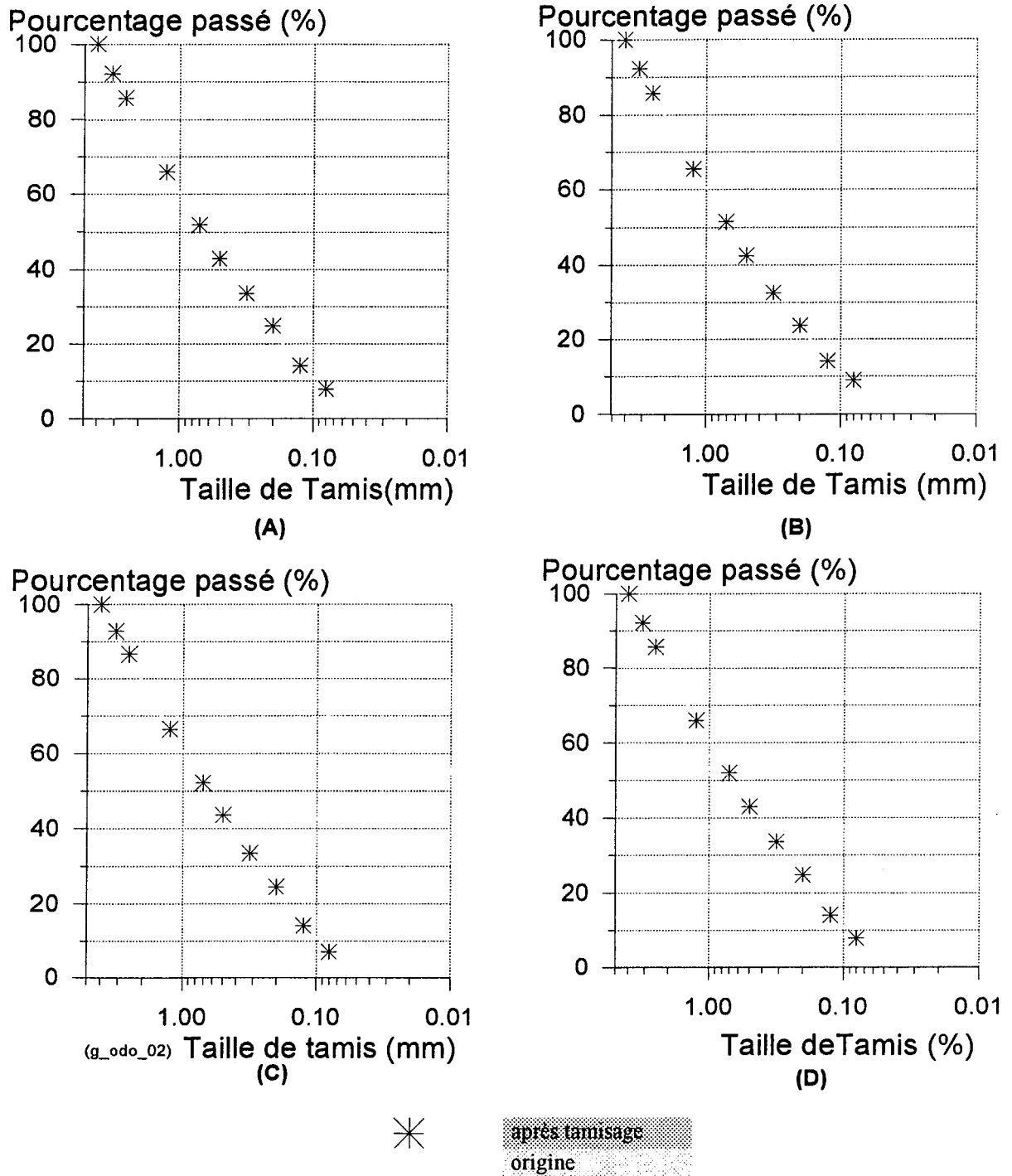


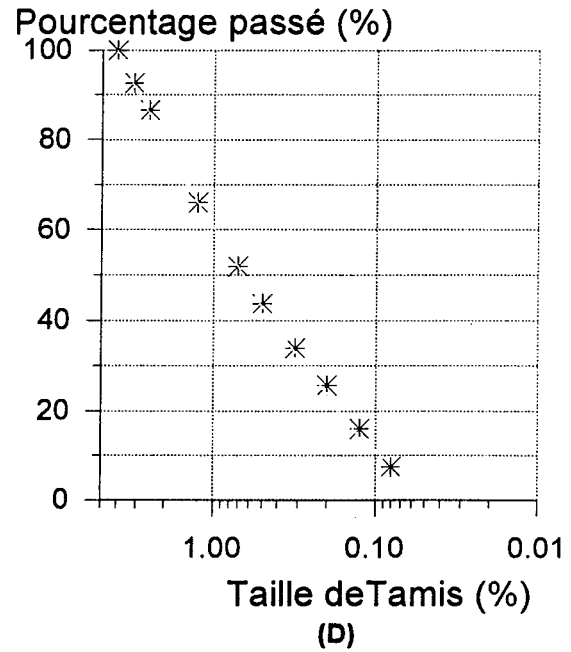
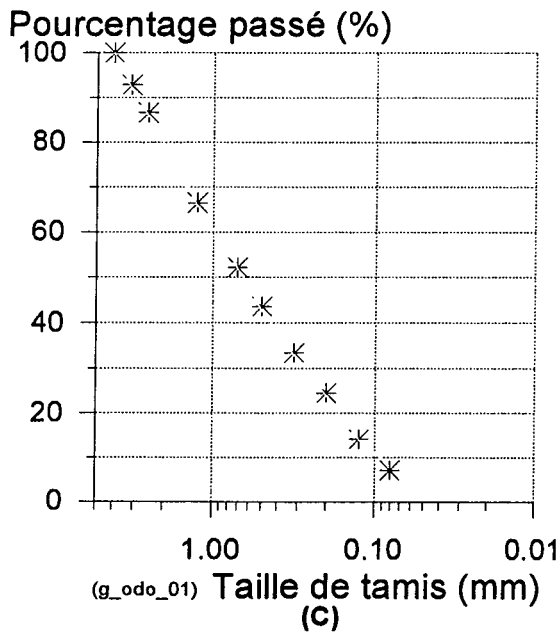
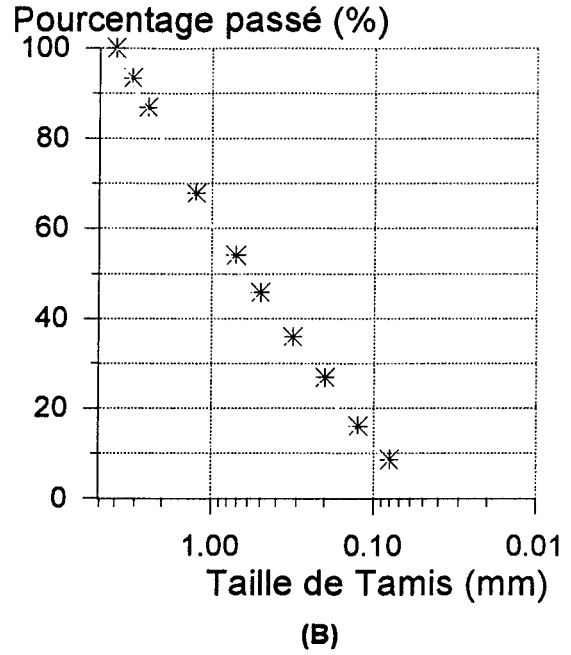
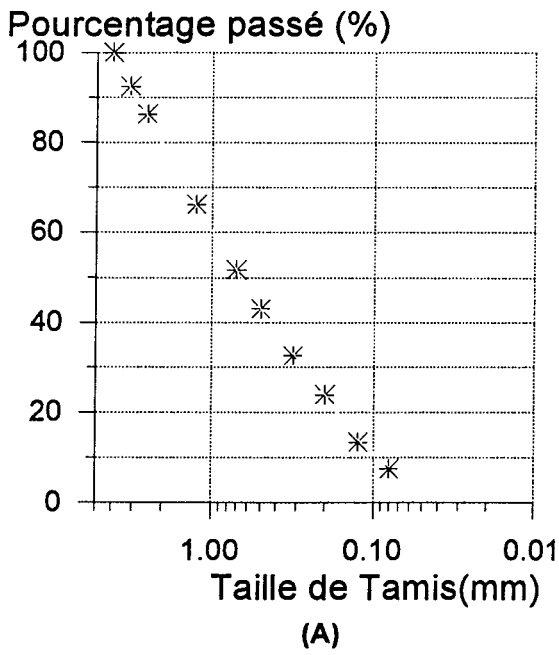
Schéma. I. 1 Préparation des matériaux par tamisage

La précision des courbes de granulométrie initiales est le facteur le plus important pour tous les essais effectués. Après ces quatre étapes de préparation des matériaux, 8 échantillons élaborés selon les courbes granulométriques initiales sont préparés pour vérifier la précision du tamisage. Le résultat est consigné dans les Figures (Fig. I. 4 et Fig. I. 5). La granulométrie dépend du poids des matériaux et du temps de vibration des tamis. Après 90 minutes de vibration d'un kg de matériaux (Fig. I. 5 (B)), la courbe est légèrement décalée par rapport à la courbe initiale. Mais on n'observe pas d'écart semblable pour 1 kg de matériaux tamisés pendant 60 minutes. Par ailleurs en tamisant un poids de 370 g pendant 20 minutes (Fig. I. 4 (A), (B), (C), (D)) on obtient des résultats satisfaisants.



	Poids du matériau (kg)	Durée de vibration (minute)
(A)	0.37	20
(B)	0.37	20
(C)	0.37	20
(D)	0.37	20

Fig. I. 4 Vérification de la composition du matériau à partir de la granulométrie initiale G1



après tamisage
origine

	Poids du matériau (kg)	Durée de vibration (minute)
(A)	2	60
(B)	2	90
(C)	1	60
(D)	1	90

Fig. I. 5

Vérification de la composition du matériau à partir de la granulométrie initiale G1

I.3 MESURE DES DENSITES MAXIMUM ET MINIMUM (INDICE DES VIDES)

Ayant procédé suivant la méthode décrite ci-dessus, on compose les matériaux à partir des courbes granulométriques G1 et G2. Leurs densités maximale et minimale sont mesurées suivant le standard américain (référence: Annexe Mesure de l'indice des vides) :

ASTM D 4253 - 83 e_{\max} .
 ASTM D 4254 - 83 e_{\min}

Tableau. I. 4 e_{\max} et e_{\min} pour G1, G2 et G3

	e_{\max}	e_{\min}	e Dr=50	e Dr=90
G1	0.80	0.43	0.61	0.46
G2	1.23	0.83	1.03	0.86
G3	0.89	0.35	0.61	0.46

Selon la norme mentionnée, les valeurs rapportées ci-dessus pour l'indice des vides maximum et minimum sont les moyennes des 3 essais effectués dans ce laboratoire. Le poids utilisé pour une mesure de l'indice des vides est d'environ 4 kg. L'analyse granulométrique pour vérifier l'écrasement des grains est effectué à l'issue de cette mesure de l'indice des vides minimum, on n'observe cependant pas d'évolution granulométrique significative.

On mesure également le poids volumique des grains solides, γ_s . Les valeurs obtenues sont pour le granit concassé :

$$\begin{aligned} \gamma_s &= 2.72 \quad (\text{g/cm}^3) \\ &= 26.6 \quad (\text{kN/m}^3) \end{aligned}$$

La valeur mesurée du poids spécifique du granit concassé correspond à la valeur obtenue au LCPC.

I.4 AUTRES MATERIAUX UTILISES

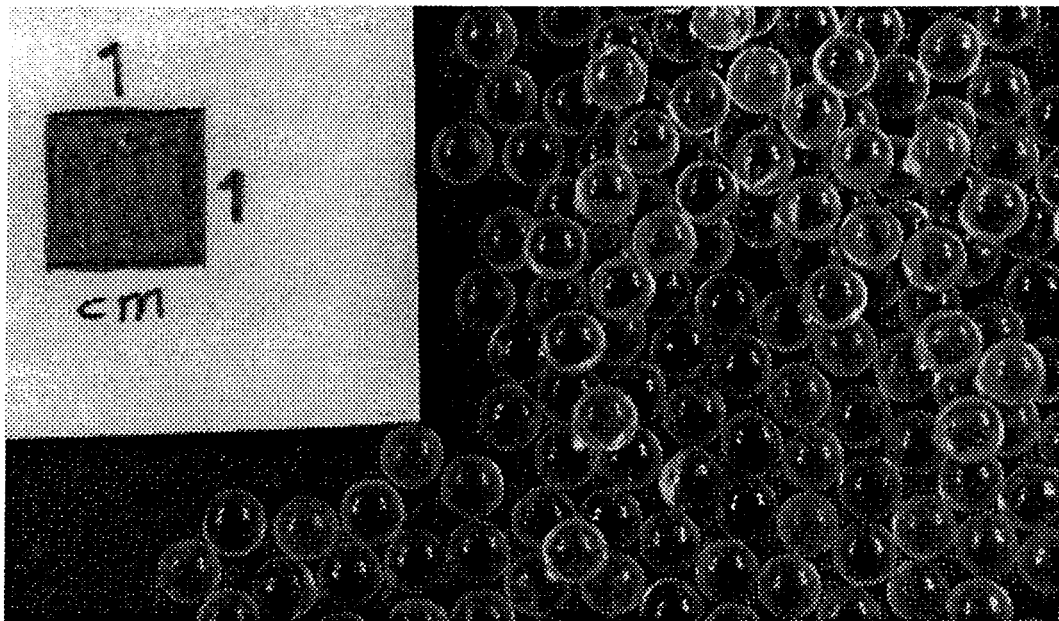
Nous avons utilisé plusieurs matériaux pour observer l'influence des caractéristiques des grains, ductiles ou fragiles. Des essais triaxiaux avec les billes de verre frittées ou non frittées ont été réalisés. Dans l'optique d'observer l'influence de la forme nous avons testé des grains de café et riz. Des essais oedométriques ont été réalisés sur des billes de verre et de plomb.

I.4.1 CARACTERISTIQUES DES BILLES DE VERRE

Les utilisations des billes de verres sont nombreuses, celles-ci participant à de multiples opérations industrielles:

- broyage des pigments chez les fabricants de peinture
- réalisation de surfaces antidérapantes
- ébarbage de pièces de métal ou de bois
- homogénéisation des aérosols
- traitement des eaux

Sur la photo ci-dessous sont présentées les billes de verre de taille uniforme 4 mm que l'on a utilisées pour les essais oedométriques. Les caractéristiques nécessaires sont la taille des billes et leur masse volumique pour calculer précisément l'indice des vides.



(ph_int_4.doc)

Photo. I. 4

Bille de verre (diamètre = 4 mm) pour essai oedométrique

Tableau. I. 5 Composition chimique de billes de verre

SiO ₂	Na ₂ O	CaO	MgO	ZnO	Al ₂ O ₃	B ₂ O ₃	K ₂ O
66 %	15	7	1	2	5	3	1

Dureté sur l'échelle de MOHS	: 7
densité	: 2.5
Point de ramollissement	: 690 °C

Dans la liste ci-dessous sont détaillées les caractéristiques des billes de verre en fonction de leur diamètre. On peut observer que la résistance des billes de verre à la compression augmente avec les diamètres jusqu'à 5 mm, puis la résistance reste constante pour les diamètres de 5 à 10 mm.

Tableau. I. 6 Caractéristiques des billes de verre

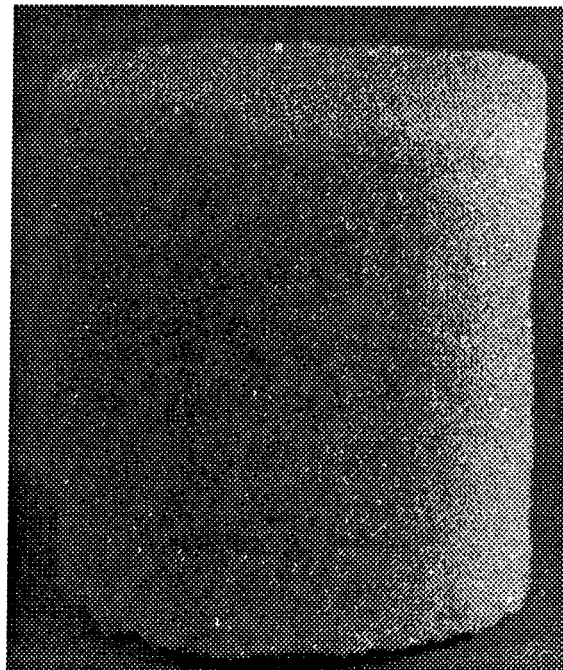
verre	diamètre (mm)	tolérance (mm)	résistance à la compression (KN)	nombre de billes par kg (environ)
blanc durci	1.5	0.15		
blanc durci	2	0.15	900	82000
blanc durci	2.5	0.15	900	50000
blanc durci	3	0.20	1500	30000
blanc durci	3.5	0.20	2200	17000
blanc durci	4	0.25	2600	11900
blanc durci	5	0.25	3600	6700
blanc durci	6	0.30	3600	3600
clair	8	0.40	3600	1570
clair	10	0.50	3600	720
crystal coloré	16			203
eutal	20			67

Les billes de verre frittées ont suivi un traitement thermique à la température de 530 ° C. Le choix de ces billes de verre frittées et non frittées permet d'observer l'effet du collage entre des grains aux essais triaxiaux sous faibles et fortes contraintes. Les résultats de cette étude sont présentés au chapitre III dans la partie des essais triaxiaux sur les billes de verre.



Photo. I. 5 Billes de verre (diamètre = 0.4 mm) pour essai triaxial

(ph_int3.doc)



5 cm

Photo. I. 6 Bille de verre fritté (diamètre = 0.4 mm) pour essai triaxial

I.4.2 CARACTERISTIQUES DES BILLES DE PLOMB

Pour tester un matériau ductile, nous avons testé des billes de plomb. La masse volumique (densité) du plomb est très élevée par rapport aux autres matériaux utilisés. Nous avons présenté les photos de l'échantillon avant et après l'essai oedométrique dans le chapitre VI, les résultats seront détaillés dans le chapitre IV.

diamètre	: 2.5 mm
densité	: 11 à 11.25
densité apparente	: 6.8 à 7.10

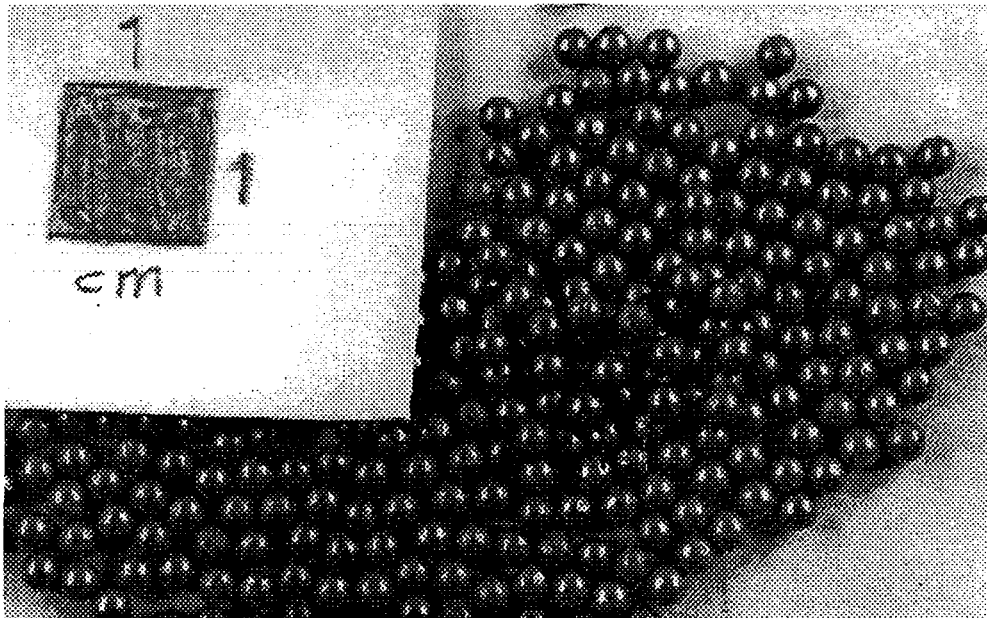


Photo. I. 7 Billes de plomb (diamètre = 2.5 mm) pour essai oedométrique

I.4.3 CARACTERISTIQUES DES GRAINS DE RIZ

L'objectif des essais sur les grains de riz est de tester l'influence de la forme, long et court pour les essais oedométriques. Les résultats de ces essais sont présentés plus loin dans le chapitre VI.

Teneur en eau (w)

riz court : 13 %

riz long : 15 %

Tableau. I. 7 Dimensions du riz

	long (a) mm	moyen (c) mm	court (b) mm	anisotropie a/b	anisotropie (a+c)/b
riz court	6.22	2.5	1.5	4.15	5.813
riz long	6.48	1.7	1.5	4.32	5.453

I.4.4 CARACTERISTIQUES DES GRAINS DE CAFE

Les grains de café sont poreux. Ceci explique pourquoi, en partant de la masse volumique apparente des grains, on peut aboutir à des mesures d'indice des vides inférieures à zéro lors de l'application d'une contrainte verticale de 60 MPa (voir le chapitre IV).

Teneur en eau (w) : 7 %

Tableau. I. 8 Dimensions du café

	long (a) mm	moyen (c) mm	court (b) mm	anisotropie a/b	anisotropie (a+c)/b
café	12.4	8.3	5.3	1.887	3.906

I.5 COMPOSITION DU MATERIAU GRANIT CONCASSE G1 ET G2

A partir des valeurs de e_{max} , e_{min} , γ_s , du diamètre et de la hauteur de l'échantillon, on détermine le poids du matériau correspondant aux différentes densités relatives souhaitées (50%, 70%, 90%). Le poids du matériau établi suivant les courbes granulométriques initiales pour un essai triaxial dépend de l'épaisseur de membrane. Le nombre et l'épaisseur des membranes et, par suite, le diamètre de l'échantillon, sont fonctions de la contrainte de consolidation. Dans les tableaux suivants les poids attribués pour la composition d'un échantillon sont présentés selon les essais (oedométriques ou triaxiaux) en fonction de l'épaisseur de la membrane, de la hauteur d'échantillon et de la densité relative.

COURBE TYPE 1: G1

Tableau. I. 9 Poids d'un échantillon pour la courbe granulométrique initiale du granit concassé G1 en fonction des essais et de l'épaisseur de membrane

	Poids(g)	Type d'essai	Epaisseur de membrane	Hauteur d'échantillon (mm)	Densité relative(%)
A	200	Triaxial	2,5 mm	64.3	50
B	210	Triaxial	1.0 mm	64.3	50
C	225	Triaxial	2,5 mm	64.3	90
D	235	Triaxial	1.0 mm	64.3	90
E	370	Oedomètre	pas de membrane	32 et 34	50 , 70 & 90
F	295	Triaxial	2.5 mm	85.0	90

Tableau. I. 10 Distribution des poids en fonction des tailles de tamis pour la courbe granulométrique initiale du granit concassé G1

Taille tamis (mm)	Pourcentage passé (%)	Poids de matériau x					
		A (T50)	B (T50)	C (T90)	D (T90)	E (ODO)	F (T90)
4	100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.15	92	16.00	16.80	18.00	18.80	29.60	23.60
2.5	86	12.00	12.60	13.50	14.10	22.20	17.70
1.125	66	40.00	42.00	45.00	47.00	74.00	59.00
0.71	52	28.00	29.40	31.50	32.90	51.80	41.30
0.5	43	18.00	18.90	20.25	21.15	33.30	26.55
0.315	33	20.00	21.00	22.50	23.50	37.00	29.50
0.2	24	18.00	18.90	20.25	21.15	33.30	26.55
0.125	14	20.00	21.00	22.50	23.50	37.00	29.50
0.08	8	12.00	12.60	13.50	14.10	22.20	17.70
≤ 0.08	0	16.00	16.80	18.00	18.80	29.60	23.60
Poids Total		200.00	210.00	225.00	235.00	370.00	295.00

COURBE TYPE 2: G2

Tableau. I. 11 Poids d'un échantillon pour la courbe granulométrique initiale du granit concassé G2 en fonction des essais et de l'épaisseur de membrane

	Poids(g)	Type d'essai	Epaisseur de membrane	Hauteur	Dr(%)
A	160	Triaxial	2.5 mm	64.3	50
B	170	Triaxial	1.0 mm	64.3	50
C	175	Triaxial	2.5 mm	64.3	90
D	185	Triaxial	1.0 mm	64.3	90
E	280	Oedomètre	pas de membrane	34.0	90
F	230	Triaxial	2.5 mm	85	90
G	242	Triaxial	1.0 mm	85	90
H	225	Triaxial	1.0 mm	85	50

Tableau. I. 12 Distribution des poids en fonction des tailles de tamis pour la courbe granulométrique initiale du granit concassé G2

Taille tamis (mm)	Passé (%)	Poids de matériau							
		A (T50)	B (T50)	C (T90)	D (T90)	E (ODO)	F (T90)	G (T90)	H (T50)
2	100	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.25	76	42.00	40.8	42.0	44.4	67.2	55.2	58.08	54.00
0.71	35	29.40	69.7	71.75	75.85	114.8	94.3	99.22	92.25
0.5	10	18.90	42.5	43.75	46.25	70.0	57.5	60.50	56.25
0.315	0	16.80	17	17.5	18.5	28.0	23.0	24.20	22.50
Poids Total		160.0	170.0	175.0	185.0	280.0	230.0	242.0	225.0

I.6 CONCLUSION

A travers cette étude nous avons donc recherché les caractéristiques générales des grains constituant les différents matériaux granulaires utilisés. Cette études préalable nous a permis de fixer les paramètres suivants:

- courbe granulométrique initiale,
- mesure de la densité spécifique (densité de grains),
- mesure de l'indice des vides maximum et minimum.

Le granit concassé, matériau principal pour cette étude, est constitué de grains présentant une résistance élevée lors de compressions. Ces grains apparaissent très anguleux. Ces paramètres de forme et de résistance seront moteurs dans le mécanisme de rupture des grains à contraintes élevées.

CHAPITRE II

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES ESSAIS OEDOMETRIQUES ET TRIAXIAUX SOUS FORTES CONTRAINTES

II. INTRODUCTION

La première partie de ce chapitre est consacrée à un exposé *chronologique* des travaux effectués jusqu'à présent sur des domaines reliés à notre sujet. Dans une deuxième partie, on établit une brève synthèse *thématique* de la bibliographie étayant cette thèse. On trouvera un exposé plus détaillé des lectures associées à chaque thème dans les chapitres correspondants.

II.1 ETUDE CHRONOLOGIQUE

Jusqu'à la fin des années 60, l'écrasement des grains était traité comme une curiosité plutôt que comme un aspect de l'ingénierie. On a pris conscience, cependant, de l'absolue nécessité de prendre en compte le phénomène d'écrasement des grains sous haute pression dans des cas comme celui d'un barrage en terre. Le drainage par le gravier et le filtre des sols sont des composants essentiels de tous les barrages de ce type. A la base d'un tel ouvrage, où s'applique une forte pression et où l'écrasement des particules est localisable, le filtre est souvent conçu selon la distribution de la taille des grains.

La plupart des valeurs dans les articles est présentée en unités anglaises. Pour comparer correctement les valeurs, il faut convertir en unités internationales. Les valeurs de conversion utilisées sont les suivant:

1 foot = 30.48 cm

1 psi = 6.894 757 KPa

1000 psi = 7 MPa

psi : pound force per square inch

(Ces renseignements ont été tiré de la Norme française NFX 02-051 d'août 1985)

L'aperçu chronologique que nous allons donner à présent permettra d'observer l'évolution de la contrainte maximum (axiale dans le cas des essais oedométriques, isotrope quand il s'agit d'essais triaxiaux) et des matériaux utilisés au cours de l'histoire des essais sous forte contrainte. On constatera qu'avant 1950, ce domaine d'expérimentation est encore pratiquement inexploré, à l'exception de quelques précurseurs isolés. Si le nombre d'expériences augmente par la suite, en particulier depuis 1990, il ne deviendra jamais très élevé, ce qui maintient notre connaissance de ce domaine bien en deçà de celle d'autres sphères de la mécanique des sols. C'est dire qu'un important travail reste à accomplir de ce côté.

II.1.1 AVANT 1950

Le physicien BRIDGMAN (1918) a ouvert la voie en comprimant des sables anguleux (quartz) jusqu'à une contrainte de 3000 MPa, réduisant ainsi la porosité à 2%. Trente ans après, TERZAGHI et PECK (1948), pères fondateurs de la mécanique des sols, ont observé des matériaux sableux dans les cas de faible et forte densités lors d'essais oedométriques avec une contrainte maximum de 100 MPa.

II.1.2 ENTRE 1950 ET 1970

ROBERTS et DE SOUZA (1958), au MIT¹, ont examiné le comportement de sables quartziques (Ottawa Sand), d'argile du Venezuela et de Boston blue clay au cours d'essais unidimensionnels, la contrainte variant entre 7 et 70 MPa.

DE BEER (1962) a présenté des essais de pénétrométrie et des essais triaxiaux de compression ($\sigma_c=2.5\text{MPa}$), tandis que HIRSCHFELD et POULOS (1963) ont montré les effets d'essais triaxiaux ($\sigma_c=4\text{MPa}$) sur du sable dense et que HALL et GORDON (1963) ont réalisé des essais ($\sigma_c=5\text{MPa}$) sur des graviers. MARSAL a testé des échantillons de diamètre 20 cm sous une contrainte de consolidation de 2.5 MPa. BISHOP (1965) a soumis des sables lâches (Ham River sand) à des essais triaxiaux, la contrainte de consolidation montant jusqu'à 70 MPa.

Enfin, VESIC et CLOUGH (1968) ont présenté nombre d'essais triaxiaux ($\sigma_c = 63.3\text{ MPa}$) et d'essais de cisaillement simple sur différentes densités de sable alors qu'en France, LE LONG (1968) appliquait de fortes contraintes à des matériaux pulvérulents ($\sigma_c=15\text{ MPa}$).

¹Massachusetts Institute of Technology

II.1.3 DE 1970 A 1990

TOUATI (1982) a travaillé sur les sables de Fontainebleau, de Loire, et de Seine sous une contrainte de consolidation jusqu'à 50 MPa.

NASKOS (1985) a observé le comportement des argiles kaoliniques à l'aide de la cellule haute pression ECP HERCULE ($\sigma_c=15\text{MPa}$).

COLIAT-DANGUS (1986) a étudié l'influence de l'antifretage sous forte contrainte ($\sigma_3=15\text{MPa}$) et réalisé des essais triaxiaux sur des sables calcaires et quartziques.

PERKINS(1985), JANOO (1986) et MASSOUDI (1988), à l'université du Colorado, ont employé un appareil réellement triaxial pour élever la contrainte de consolidation à 45 MPa sur du Nellis Baselin Sand.

II.1.4 APRES 1990

CHAMIEH (1990) a réalisé l'installation d'une cellule haute pression à UCLA². Avec une contrainte de consolidation atteignant 70 MPa sur du Cambria sand, il a effectué des essais consolidés drainés et non drainés de compression.

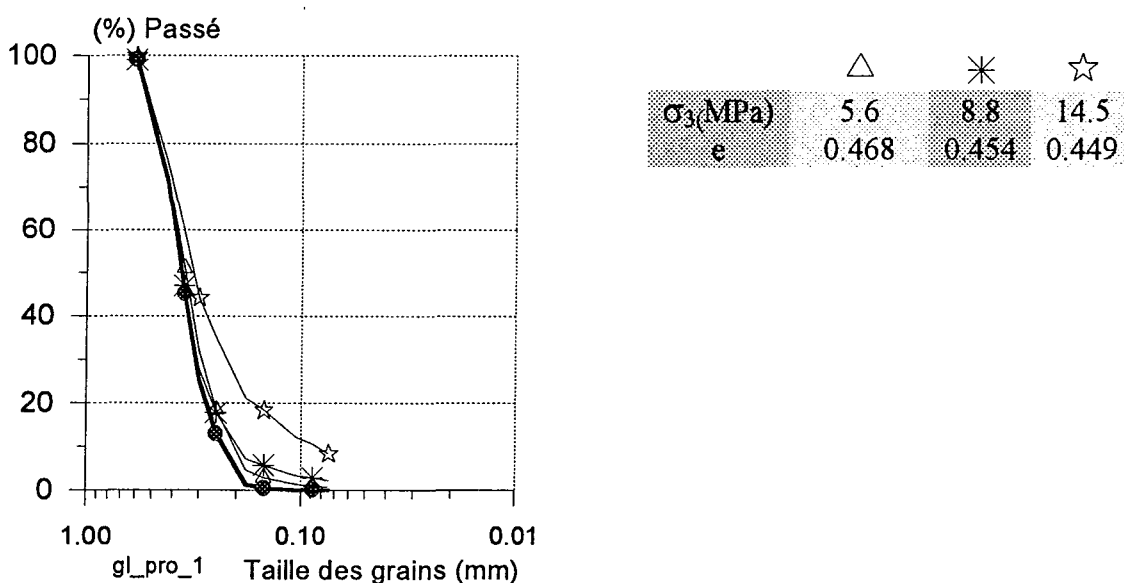


Fig. II. 1 Protulipac (1991), essais triaxiaux drainés de compression, Ottawa sand, analyse granulométrique

PROTULIPAC (1991) a mis en oeuvre des essais triaxiaux sur Ottawa sand (Fig II 2) et St. Peters Sandstone ($\sigma_c=15\text{MPa}$). Le résultat de l'analyse granulométrique (Fig. II. 1) montre

²University of California Los Angeles

l'évolution de la granulométrie progressive lors des essais triaxiaux. On peut constater le faible écrasement des grains lors des essais de contraintes de consolidation 5.602 et 8.8 MPa. Pour l'essai à la contrainte de consolidation de 14.467 MPa, l'écrasement des grains est important. Le matériau Ottawa Sand possède les caractéristiques suivantes: minéralogie quartzique arrondi, $d_{50} = 0.36$ mm, $d_{10} = 0.24$ mm, coefficient d'uniformité $C_u = 1.7$, 0% passant le tamis de 0.074 mm, poids spécifique 2.66. Sur la figure ci-dessous, on peut observer que ce matériau, contractant en essai triaxial sous une contrainte de consolidation de 14.5 MPa, est fortement dilatant pour un essai sous la contrainte de consolidation de 5.6 MPa.

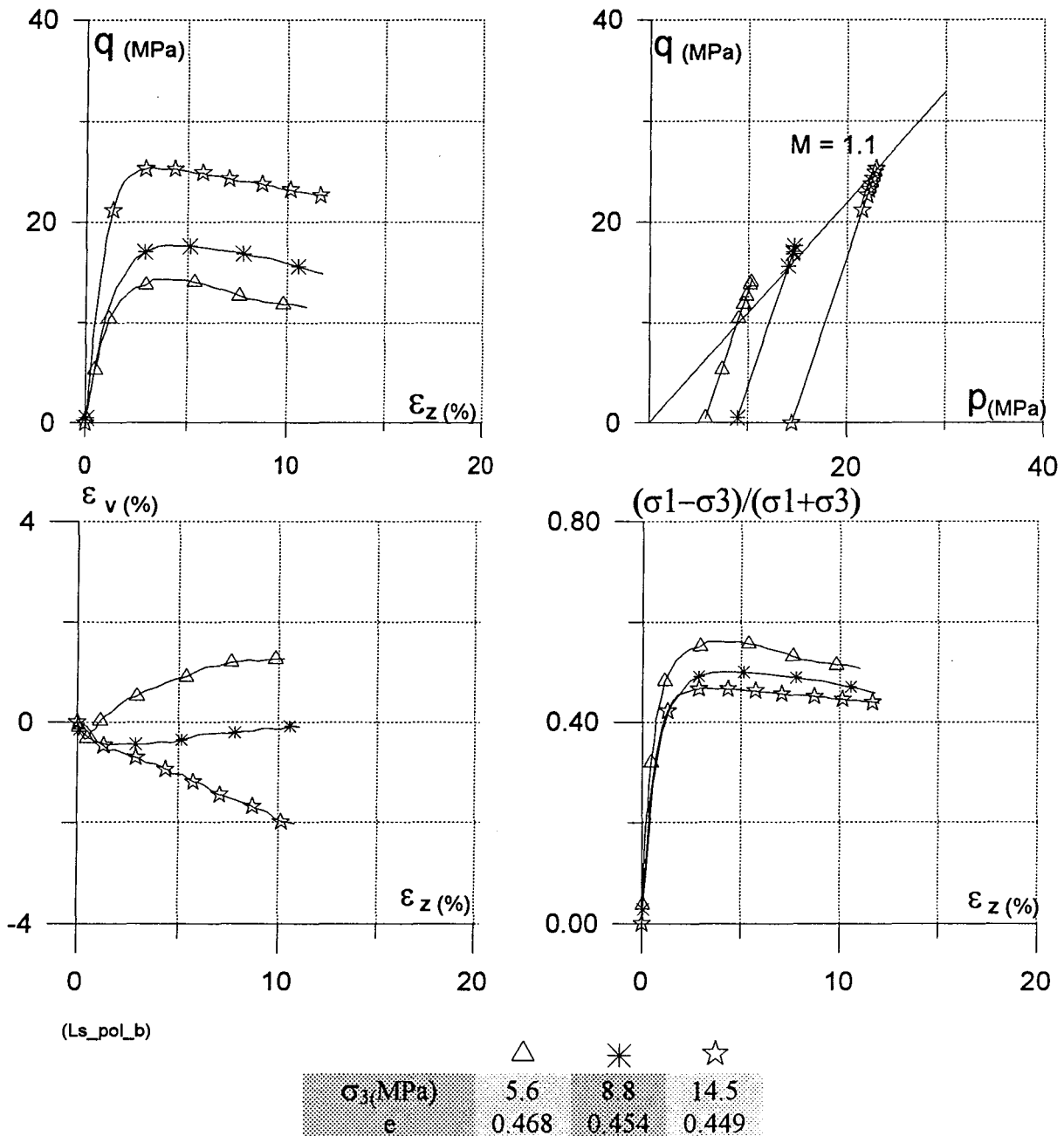


Fig. II. 2 Protulipac (1991), essais triaxiaux drainés de compression, Ottawa sand 360/0, hauteur de l'échantillon = 130-140 mm, diamètre = 101.6 mm, $n=30.6-33.8\%$

A UCLA, également YAMAMURO (1993) a utilisé, comme CHAMIEH (1990), du Cambria sand et le quartz sand. Il a obtenu des résultats sur les essais triaxiaux drainés et non drainés en compression (Fig. II. 3) et en extension (σ_c jusqu'à 70 MPa).

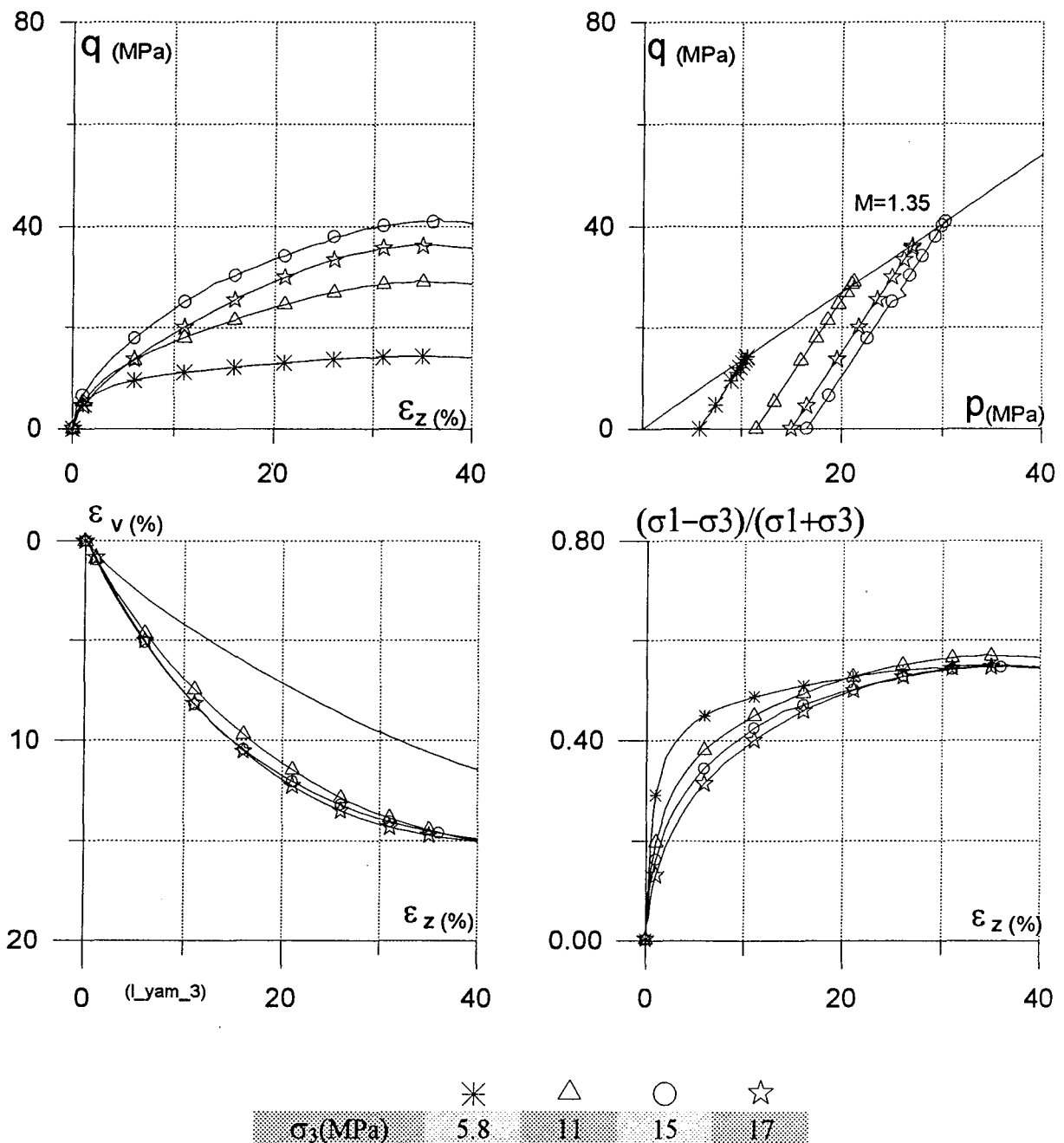


Fig. II. 3 YAMAMURO (1993), essais triaxiaux drainé de compression Cambria Sand (quartz 54%, lithic 39%), $e_{max}=1.073$, $e_{min}=0.655$, $e_i=0.685$, $Dr=93\%$ $d=71$ mm, $h=178$ mm, $h/d=2.5$

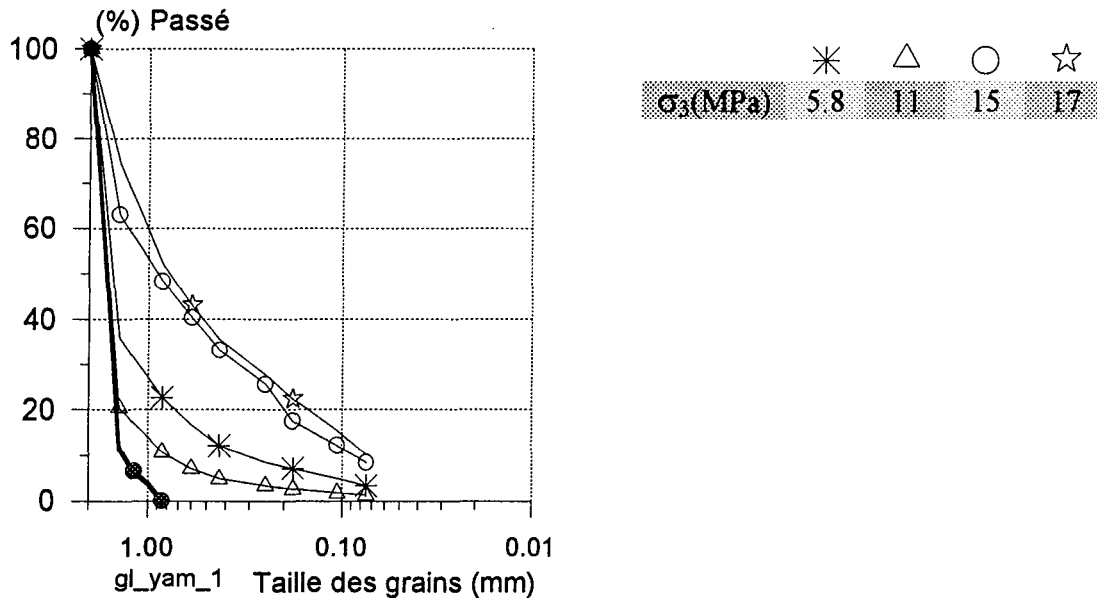


Fig. II. 4 YAMAMURO (1993), Cambria Sand (quartz 54%, lithic 39%), analyse granulométrique après les essais triaxiaux drainé de compression, $e_{\max}=1.073$, $e_{\min}=0.655$, $e_i=0.685$, $D_r=93\%$ $d=71$ mm, $h=178$ mm, $h/d=2.5$

II.2 ETUDE THEMATIQUE

II.2.1 COMPORTEMENT OEDOMETRIQUE

TERZAGHI et PECK (1948) ont présenté des résultats oedométriques sur les sables avec une contrainte maximale de 96.5 MPa. Dans ces conditions un écrasement des grains s'est manifesté.

ROBERTS et DE SOUZA (1958), au MIT³, ont examiné le comportement de sables quartziques (Ottawa Sand, dimension des particules 0.85 - 0.4 mm), d'argile du Venezuela (profondeur des carottages: de 830 m à 1447 m, $W_L=27\%-67\%$, $W_p=15\%-26\%$) et de Boston blue clay ($W_L=50\%$, $W_p=23\%$) au cours d'essais unidimensionnels, la contrainte variant entre 7 et 70 MPa. A la suite d'une série d'essais oedométriques sur trois matériaux différents sous forte contrainte, ROBERTS et DE SOUZA ont montré que le tassement d'un matériau granulaire

³Massachusetts Institute of Technology

évoluait de façon linéaire dans le temps après une consolidation primaire quasi instantanée. Après avoir appliqué une contrainte verticale de 96.5 MPa, on voit clairement sur la Fig. II. 5, l'effet de la courbe granulométrique initiale: les indices de compression ne sont pas influencés et la quantité des grains écrasés est importante.

BISHOP (1966) a, par ailleurs, observé que dans le cas d'un accroissement de contrainte imputable à un déviateur de contrainte, le volume de l'échantillon diminuait bien plus vite que si la compression avait été isotrope.

HENDRON (1963, cité par HARGERTY) a trouvé que l'angularité provoquait l'apparition de l'écrasement plus tôt. Il a également observé que l'augmentation de d_{50} accroît l'écrasement.

HALL et GORDON (1963) ont montré l'effet de la granulométrie étalée qui donne un écrasement moins important qu'une granulométrie serrée.

LE LONG (1968), à la suite d'essais oedométriques sur de l'argile Caillot avec une contrainte variant de 0.01 à 7.65 MPa, a obtenu pour la perméabilité k des valeurs comprises entre $1.18 \cdot 10^{-7}$ cm/s et $2.85 \cdot 10^{-9}$ cm/s, ce qui représente une augmentation de k d'un ordre 41 entre les valeurs extrêmes de la contrainte appliquée.

BIAREZ (1971) a appliqué une forte contrainte verticale (jusqu'à 100 MPa) sur des billes de verre de différents diamètres (de 1 à 10 mm). Il montre que la contrainte verticale correspondant au point d'écrasement augmente lorsque le diamètre des billes diminue. Ce phénomène signifie que la surface de contact réelle est fonction du diamètre.

HARGERTY et HITE (1993) ont testé "Ottawa sand" (quartz pure 98.8 %, $\gamma_s=2.65$, 0.85 mm passé 0.425 mm resté), "Black beauty slag" (anguleux, %, , 0.85 mm passé 0.425 mm resté), "soda lime glass" ($\gamma_s=2.50$, trois formes: sphérique \rightarrow A=20-40 numéro de tamis américain, AAA=25-45, C=40-60, anguleux=20-40), dans le but d'étudier l'influence de l'indice des vides, de la taille des grains, de l'angularité et de la granulométrie (en particulier l'effet de D_{50}). Il a observé trois phases de comportement dû à la compression: diminution du volume de l'échantillon dû au réarrangement des grains sous faible contrainte, écrasement des grains, et réarrangement sous forte contrainte.

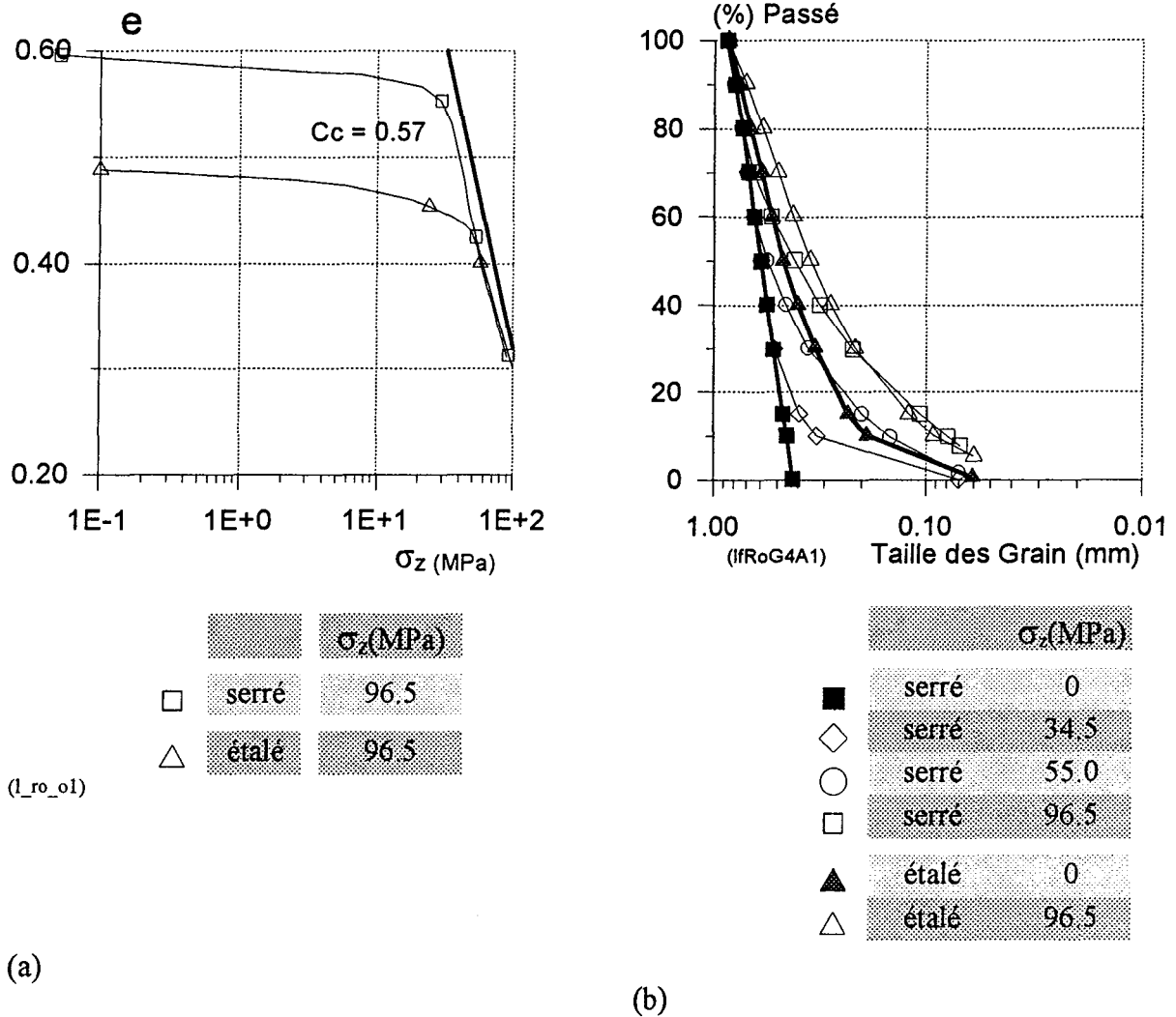


Fig. II. 5 Essais oedométrique, ROBERTS & DE SOUZA (1958), Ottawa Sand, effet de la courbe granulométrie serrée et étalée

II.2.2 COMPORTEMENT SOUS CONTRAINTE ISOTROPE

Alors que l'on peut considérer la déformation d'un sable comme pratiquement immédiate si la contrainte appliquée ne dépasse pas 1 MPa, LEE et SEED, LE LONG (1968) et VESIC et CLOUGH (1968) ont fait apparaître une évolution temporelle de la compression de sables soumis à de fortes contraintes de consolidation isotropes. VESIC et CLOUGH (1968) ont vérifié que cet effet était d'autant plus marqué que la pression était élevée.

Une première explication possible de ce phénomène au niveau particulaire réside dans le processus de rupture "en chaîne" des grains: lorsqu'il se désintègre sous l'effet d'une contrainte de contact supérieure à sa résistance à la rupture, un grain ne participe plus à la "portance" globale de la structure, imposant à ses voisins de supporter sa part des contraintes de contact. La rupture se propage donc progressivement.

On peut aussi invoquer la production de particules très fines par désintégration des grains, phénomène dans lequel les liaisons intergranulaires se trouvent profondément modifiées, de "frottantes" pour les grains initiaux à "visqueuses" pour les particules les plus fines.

II.2.3 COMPORTEMENT AU COURS D'ESSAIS TRIAXIAUX DE COMPRESSION

II.2.3.1 Mode de rupture

Si la contrainte de consolidation atteint des valeurs suffisamment élevées (la valeur du seuil dépendant de la fragilité des particules), sur ce point, cf. LO et ROY (1973) et DATTA et al. (1979)), les sables parviennent à la rupture sans qu'apparaissent les plans de cisaillement propres aux essais triaxiaux sous faibles contraintes, quelle que soit leur densité (BISHOP, 1966, VESIC et CLOUGH, 1968).

II.2.3.2 Relation contraintes-déformations axiale et volumique

On présente sur la Fig. II. 6 des courbes caractéristiques d'essais triaxiaux drainés menés sur un sable quartzique (Sacramento sand) dense (Fig. II. 6) ou lâche, les pressions de consolidation variant de 0.1 à 12 MPa par LEE et SEED (1967). Leur observations montrent les phénomènes généraux observés sous fortes contraintes, c'est à dire une variation significative de l'angle de frottement lorsque la contrainte de consolidation varie depuis les faibles contraintes (< 1MPa) jusqu'à des contraintes de quelques MPa. Dans le cas présent l'angle de frottement sous des fortes contraintes de consolidation supérieures à 3 MPa devient quasiment constant. On note également une augmentation importante de la ductilité lorsque la contrainte de consolidation croît.

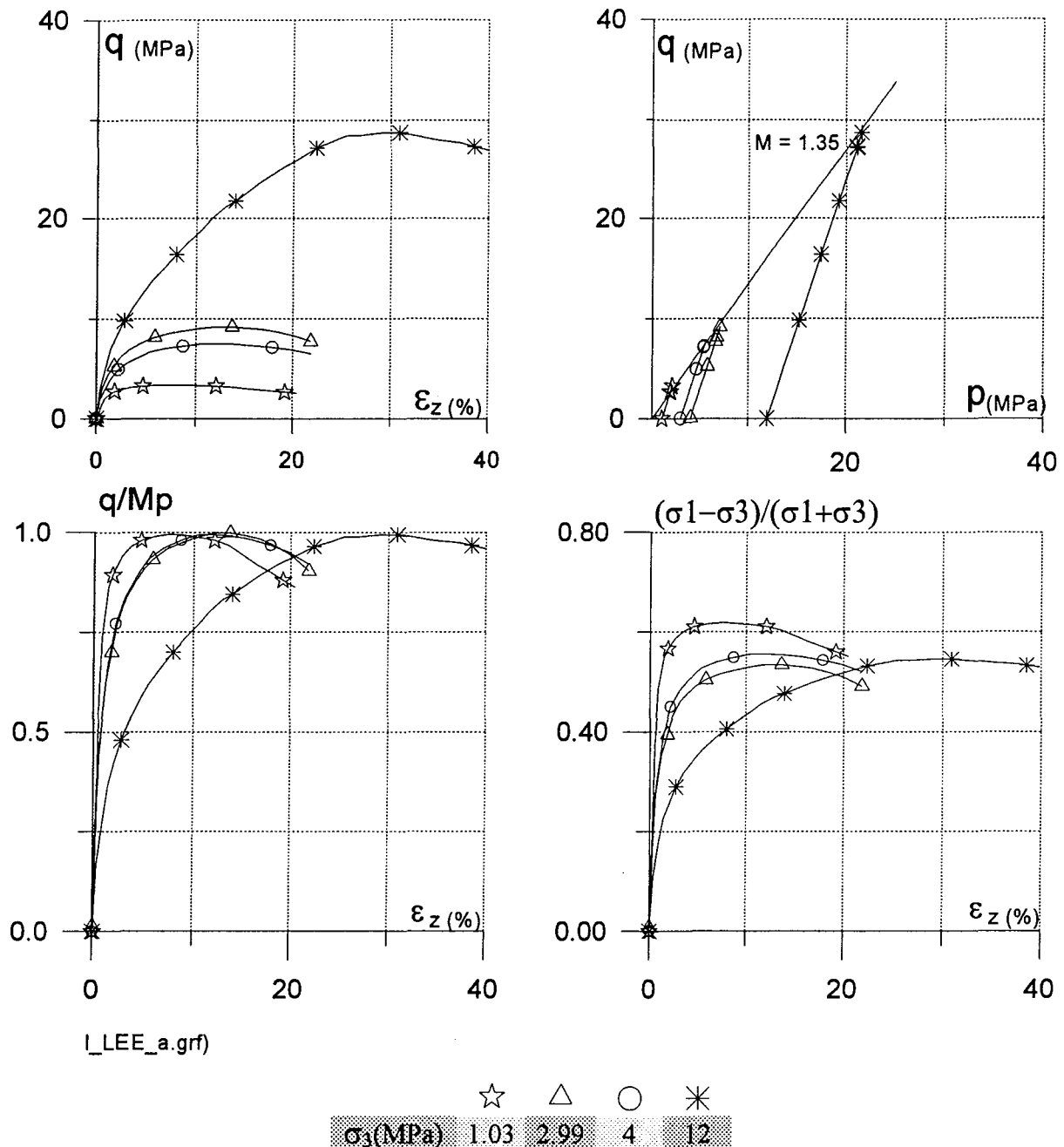


Fig. II. 6 LEE & SEED (1967), essais triaxiaux de compression, Sacramento sand, indice des vides initial 0.61

VESIC et CLOUGH (1968) et BILLAM (1971) montrent que la déformation volumique croît jusqu'à un maximum puis décroît asymptotiquement. On justifie cette évolution en invoquant la baisse de la compressibilité absolue des matériaux granulaires quand la pression de consolidation augmente. A très forte contrainte, l'écrasement des grains lors de la consolidation "transforme" la nature du matériau: plus dense et ayant une courbe granulométrique moins uniforme, celui-ci supporte le cisaillement avec un écrasement des grains plus faible.

COLLIAT_DANGUS (1986) a testé du sable quartzique (lâche et dense) et du sable calcaire (lâche et dense) sous fortes contraintes de consolidation jusqu'à 15 MPa. Les sables calcaires (Fig. II. 7) se caractérisent par une forte compressibilité et une diminution de l'angle de frottement avec l'augmentation de la contrainte de consolidation. Les ruptures de grains étaient dans ce cas très importantes à cause de la fragilité plus forte des grains calcaires.

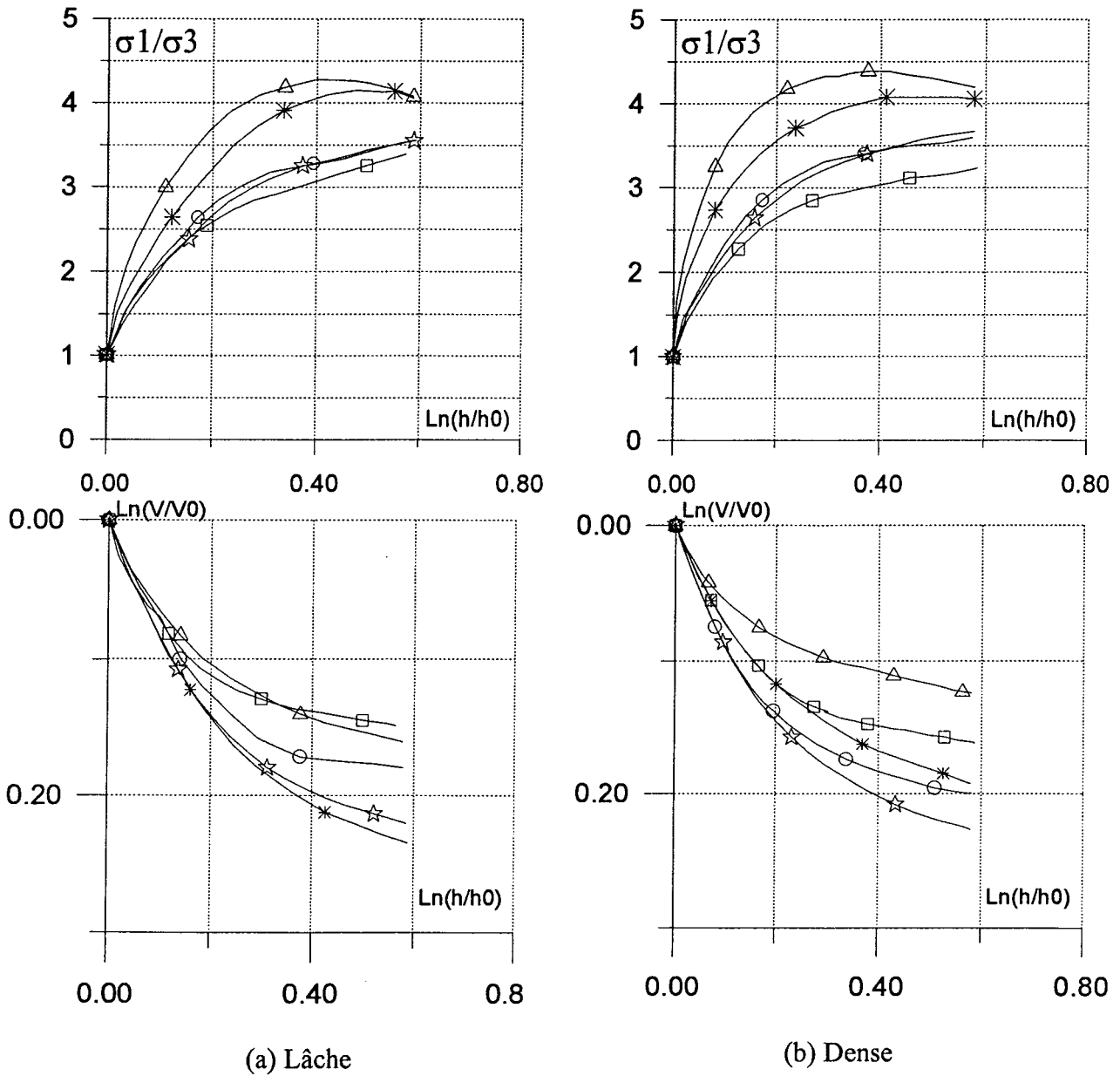


Fig. II. 7 COLLIAT-DANGUS (1986), essais triaxiaux (a) sable calcaire lâche (SCL, $D_r=30\%$), (b) sable calcaire dense (SCD, $D_r=75\%$), $d_{50}=0.17$ mm, $d_{10}=0.075$ mm, $C_u=2.80$, $e_{max}=1.670$, $e_{min}=1.014$

II.2.3.3 Evolution de l'angle de frottement

La baisse de l'angle de frottement de pic associée à l'augmentation de la contrainte de consolidation correspond à une courbure de l'enveloppe des cercles de rupture dans le plan de MOHR-COULOMB. BISHOP (1966) montre que cette courbure est d'autant plus prononcée que les matériaux sont initialement denses et de granulométrie uniforme, ce qu'avaient déjà observé HALL et GORDON (1963) dans le cas des graviers, BISHOP et al. (1965) pour les sables et les argiles, et que l'on retrouve dans les études de VESIC et CLOUGH (1968), LE LONG (1968), LO et ROY (1973), TOUATI (1982), ou encore, dans le cas des argiles, chez HABIB et LUONG (1974). Pour les matériaux granulaires et les enrochements, les auteurs imputent la baisse de l'angle de frottement mesuré à l'effet d'écrasement, d'attrition des particules en plus de l'influence de la dilatance. Cette baisse n'est pas continue: VESIC et CLOUGH (1968) montrent que pour de très fortes contraintes, l'angle sécant ϕ_s atteint une limite inférieure, qu'ils désignent par "breakdown stress σ_B ", tandis que TOUATI (1982) la nomme "seuil d'attrition des grains ρ_B ". Ce seuil dépend de la nature minéralogique, de la distribution granulométrique et de la forme des particules du matériau considéré. Au-delà de cette limite, la résistance au cisaillement ne dépend plus de l'indice des vides initial de l'échantillon.

Les éléments précédents mettent en évidence une baisse importante des propriétés mécaniques des matériaux sous forte contrainte moyenne. C'est pourquoi MIURA et YAMANOUCHI (1978) préconisent une détermination des propriétés mécaniques des matériaux sous les niveaux de contrainte qu'ils auront réellement à subir, condamnant l'utilisation des paramètres de résistance calculés selon les méthodes conventionnelles.

II.2.3.4 Evolution du taux de changement de volume

Bishop (1966) a observé que l'accroissement de la contrainte de consolidation diminue le taux de dilatance. Il a montré à partir d'essais triaxiaux drainés sur le matériau Ham River Sand dense et lâche que le taux de dilatance change de la valeur positive à la négative (Fig. II. 8).

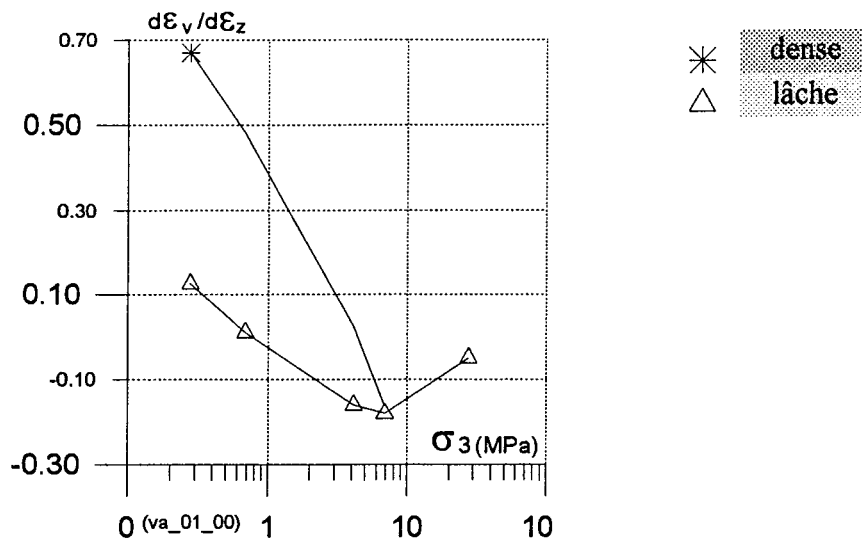


Fig. II. 8 BISHOP (1966), essais triaxiaux, Ham River Sand saturé, taux de dilatance à la rupture

LO et ROY (1973), étudiant l'évolution du taux de changement de volume $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$ en fonction de l'augmentation de la pression de consolidation, montrent que cette fonction atteint un minimum commun à tous les matériaux après être passée par la valeur nulle (passage du comportement dilatant au comportement contractant), vers laquelle elle tend à nouveau (Fig. II. 8) dans le domaine des fortes contraintes. Selon VESIC et CLOUGH (1968), il existe une contrainte suffisamment élevée pour supprimer le comportement dilatant de tout matériau, quelles que soient sa densité et sa composition minéralogique.

II.2.3.5 Synthèse des résultats d'essais triaxiaux de compression

VESIC et CLOUGH (1968), LO et ROY (1973) et TOUATI (1982) ont établi qu'un seuil de contrainte moyenne est atteint au premier point de taux de changement de volume nul. En ce point, les effets de dilatance disparaissent et les seuls mécanismes en jeu sont l'effet d'écrasement des grains et le glissement intergranulaire. Jusqu'ici, les auteurs (VESIC et CLOUGH (1968), LO et ROY (1973) et LUONG et TOUATI (1983)) ne sont pas parvenus à s'accorder quant à la corrélation de l'angle de frottement interne et du taux de changement de volume.

II.2.4 COMPORTEMENT AU COURS D'ESSAIS TRIAXIAUX D'EXTENSION

Plusieurs chercheurs ont réalisé des essais triaxiaux d'extension, la plupart de ces essais étant mis en oeuvre dans une optique d'exploitation de l'état de plasticité parfaite.

Pour commencer, BISHOP et ELDIN (1953) ont examiné le comportement d'un matériau bien arrondi tel que le Brasted sand dans le cas d'essais drainés, sous faible contrainte de consolidation. Plus tard, KIRKPATRICK (1957) a appliqué ces essais drainés à du Loch Aline sand, tandis que ROSCOE, SCHOFIELD et THURAIRAJAH (1963) réalisaient la même expérience sur du Leighton Buzzard sand.

Tous ont observé que l'angle de frottement des essais d'extension est presque (la différence n'est pas significative) la même que celui que l'on mesure en compression sous fortes contraintes. Ces résultats sont en contradiction avec des résultats obtenus par ailleurs (HICHER 1984).

Sous forte contrainte de consolidation cette fois-ci, YAMAMURO a comparé les essais drainés et non drainés, conventionnels et de localisation uniforme sur du Cambria sand, la contrainte de consolidation variant de 0.25 à 52 MPa. Les résultats obtenus suggèrent que l'augmentation de la contrainte de consolidation accélère la localisation. La réalisation d'un essai d'extension présente beaucoup plus de difficultés que celle d'un essai de compression. De ce fait, on obtient 5 fois plus d'erreurs dans l'un que dans l'autre. L'erreur de l'angle de frottement de l'essai de compression n'est que de 0.5° , alors qu'elle atteint 2° dans le cas de l'extension. La dispersion expérimentale est donc assez considérable.

II.2.5 COMPORTEMENT AU COURS D'ESSAIS TRIAXIAUX TRIDIMENSIONNELS

JANOO (1986) a obtenu des résultats sur les matériaux saturés remaniés NBS (Nellis Baseline Sand) avec une cellule multiaxiale (cubique) sous fortes contraintes ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ max. jusqu'à 45 MPa) à l'université de Boulder Colorado (Etats-Unis) Il a conclu que le facteur le plus important est l'écrasement des grains pendant les essais triaxiaux drainés et non drainés. Dans le cas des essais drainés, l'écrasement des grains est plus sensible que lors d'essais non drainés. L'influence de la contrainte intermédiaire est considérable pour les essais drainés. Il a constaté que l'influence de la contrainte intermédiaire ne se manifeste pas d'une manière significative sur les essais non drainés.

Dans la Fig. II. 9 PERKINS (1985), à l'université de Boulder Colorado, présente une série d'essais triaxiaux tridimensionnels en variant la valeur de b de 0 à 1 pour $\theta^4 = 0^\circ$ ou 90° . On

⁴ direction de la contrainte principale majeur est tournée au 90° (jump rotation)

peut bien constater l'influence de b et θ sur le plan $q - \epsilon_z$, l'influence de θ est très importante pour les valeurs de b égales à 0.5 ou 0. En revanche la valeur de $b=1$ pour $\theta = 0^\circ$ et 90° donne une différence moins importante. Pour ce matériau (NBS) l'influence de θ est plus importante que la valeur b .

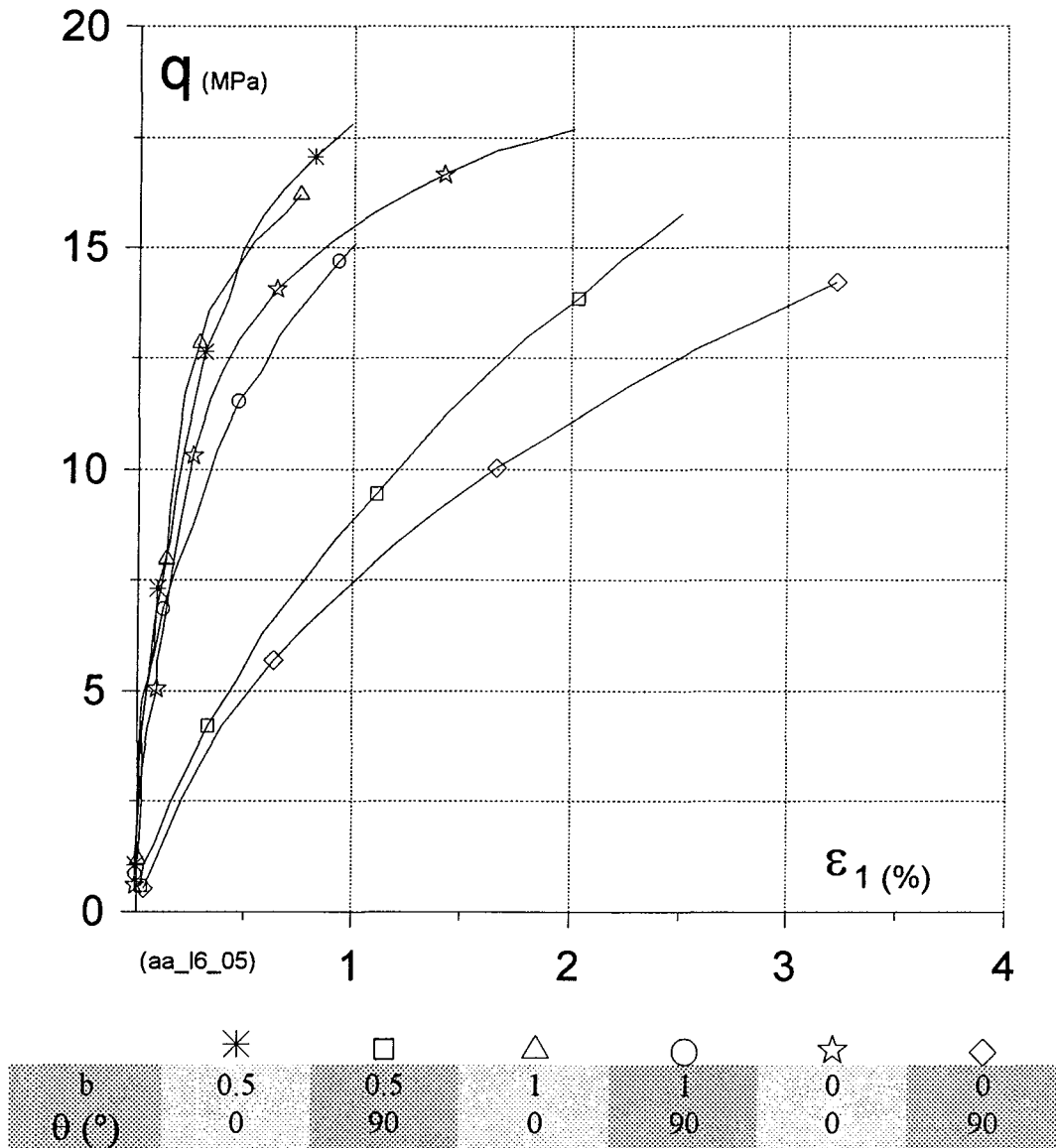


Fig. II. 9 PERKINS (1985), essais triaxiaux drainés de compression, Baseline Sand, $\sigma_c = 13.8$ MPa, matériaux denses

MASSOUDI (1988) a continué à tester le même matériau quartzique NBS sur les types d'essais drainés et non drainés, de compression et d'extension avec $b=0, 0.2, 0.5, 0.8, 1$ à

Boulder. Il a abouti à la même conclusion que JANOO (1986) quant à l'analyse de l'effet de la contrainte intermédiaire entre essais drainés et non drainés.

II.2.6 ETUDE DE L'ECRASUREMENT DES GRAINS

II.2.6.1 Effet de la contrainte

VESIC et CLOUGH (1968) ont observé l'effet de l'écrasement des grains sur des essais isotropes et des essais triaxiaux avec une granulométrie serrée. La Fig. II. 10 montre clairement l'influence de la contrainte de consolidation.

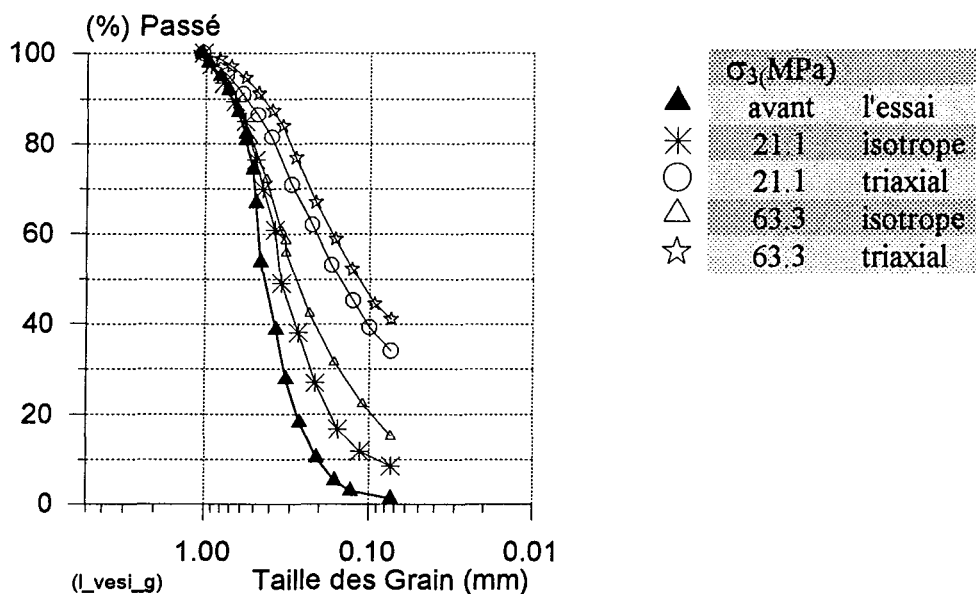


Fig. II. 10 VESIC et CLOUGH (1968), analyse granulométrique après les essais isotropes et triaxiaux

BILLAM (1971) a montré (Fig. II. 11) l'influence de la contrainte de consolidation sur le matériau "Limestone sand" pour les essais triaxiaux.

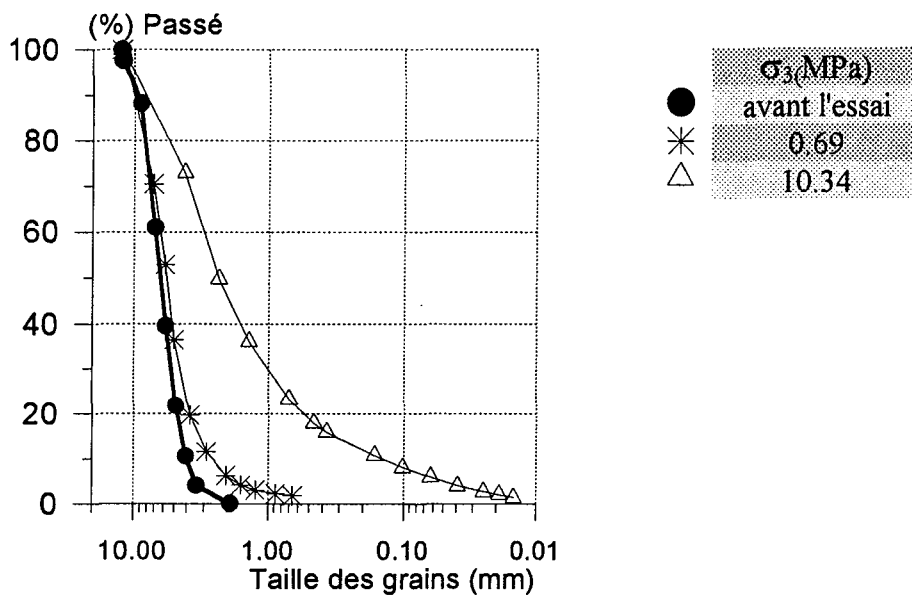


Fig. II. 11 BILLAM (1971), essais triaxiaux, "Limestone sand", analyse granulométrique

Des essais triaxiaux menés sur des matériaux granitiques par LEE et FARHOOMAND (1967) ont permis d'établir que l'effet d'écrasement des grains et la compressibilité du milieu sont croissants (i) avec la taille des grains d'un sable uniforme, (ii) l'uniformité de la courbe granulométrique de l'échantillon de sol, (iii) l'angularité des particules, (iv) la pression de consolidation, et (v) le déviateur de contrainte pour une pression de consolidation donnée. Ce dernier résultat a été confirmé par les travaux de BISHOP (1966), LE LONG (1968), VESIC et CLOUGH (1968), DATTA et al. (1979) et TOUATI (1982).

LO et ROY (1974) ont observé que l'écrasement des grains est d'autant plus efficace que ceux-ci sont moins résistants. A cette remarque, DATTA et al. (1979) ajoutent que cet effet d'écrasement augmente, dans un sol calcaire, avec l'abondance des vides intra-particulaires et des fragments de coquillages. BISHOP (1966) et AL ISSA (1973) montrent qu'une densité initiale faible induit un écrasement des grains plus important qu'une densité initiale forte, aussi bien dans le cas d'essais oedométriques que d'essais triaxiaux sous fortes contraintes de cisaillement. L'augmentation de l'effet d'écrasement des particules avec la déformation axiale de l'échantillon (Fig. II. 12) a été mise en évidence par RAMAMURTHY et al. (1974), et MIURA et YAMANOUCHI (1977), qui ajoutent que ce phénomène se poursuit au-delà du point de résistance maximale de l'échantillon, pour un incrément de contrainte nul ou négatif.

LE LONG (1968) et AL ISSA (1973), par des essais oedométriques cycliques, et MIURA et O. HARA (1979), par des essais triaxiaux cycliques, ont fait apparaître l'influence des cycles sur le phénomène d'attrition des grains.

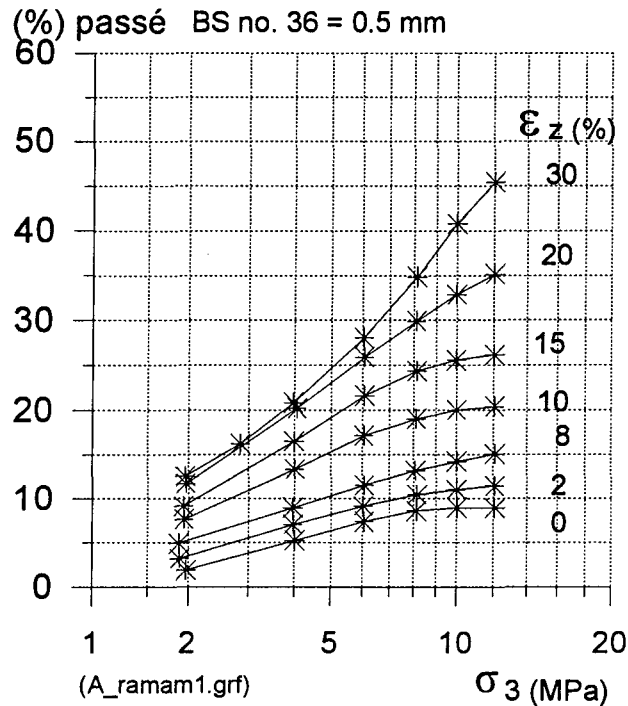


Fig. II. 12 RAMAMURTHY et al.(1974),essais triaxiaux, effet de la déformation axiale. sur l'écrasement des grains

II.2.6.2 Degré d'écrasement des grains

La définition d'un degré (ou taux) d'écrasement des grains permet de quantifier l'effet d'attrition des particules. Une méthode simple de quantification consiste en la comparaison des courbes granulométriques représentant l'échantillon avant et après application de la contrainte. MIURA et YAMANOUCI (1975) ont défini le taux d'écrasement à partir de l'évolution du pourcentage de fines d'un diamètre inférieur à 0.074 mm, tandis que LE LONG (1968), AL

ISSA (1973) et TOUATI (1982) l'ont représenté par le pourcentage pondéral des grains de diamètre inférieur à un certain diamètre de référence. Ces auteurs, auxquels s'ajoute CAMBOU (1972), ont proposé de considérer à cet effet l'évolution des diamètres d_{10} et d_{60} avant et après essais.

LEE et FARHOOMAND (1967) ont introduit un terme d'écrasement relatif, correspondant au rapport d_{15} initial / d_{15} après essai (Fig. II. 13). Par la suite, MIURA et YAMANOUCHI (1978) ont proposé de représenter le taux d'écrasement par l'augmentation de la surface spécifique S des particules après application de la contrainte. Enfin, DATTA et al. (1979) ont suggéré d'exprimer le degré d'écrasement des grains de sable calcaire par un coefficient C_c défini par d_{10f}/d_{10i} (pourcentage de particules du sable plus fines que le diamètre d_{10} du sable initial après application de l'état de contrainte sur le pourcentage de particules de sable initial plus fin que le diamètre d_{10} du sable initial).

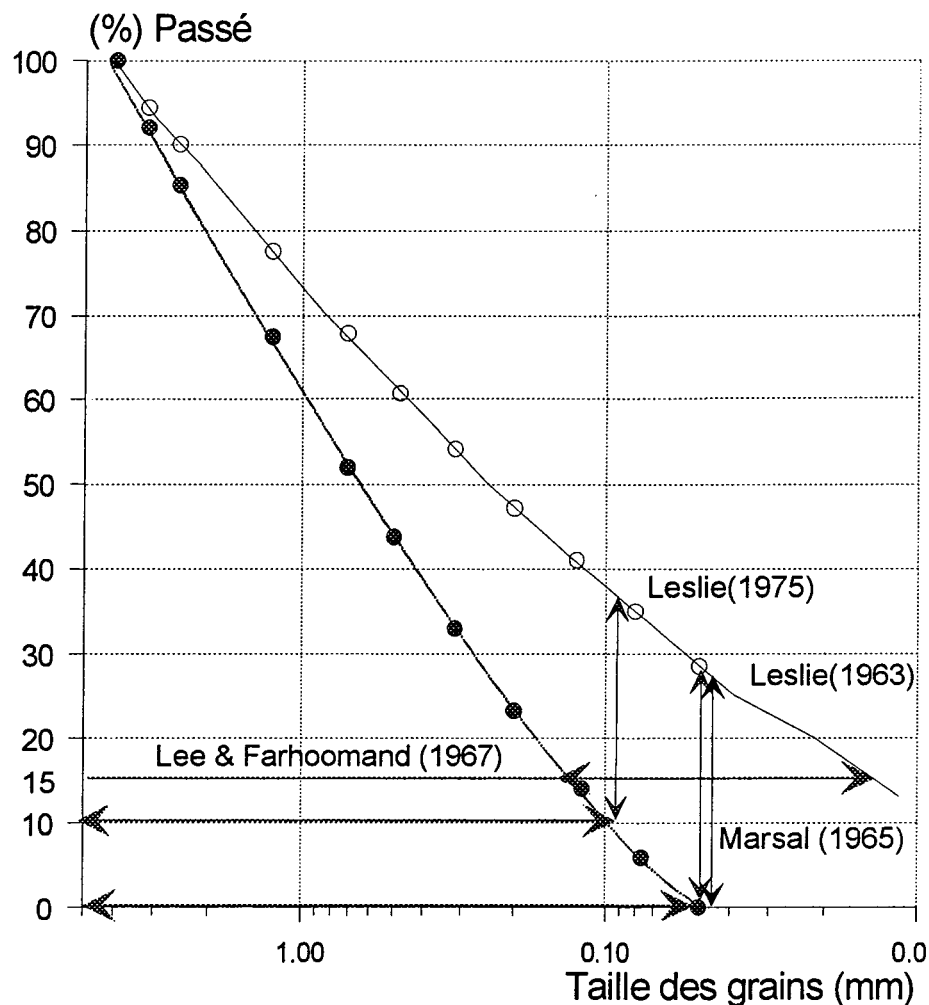


Fig. II. 13 caractérisation du degré d'écrasement des grains

LESLIE (1963) a utilisé d'abord la différence de pourcentage du matériau retenu par la plus petite taille de tamis avant et après essai. Il (1975) a ensuite essayé comme coefficient la différence de pourcentage pour la taille de tamis qui laisse passer 10 % de matériau avant essai. Le coefficient de MARSAL (1965) est la différence des pourcentage entre les granulométries avant et après essai selon les tailles de tamis utilisées.

L'analyse des résultats d'essais de nombreux auteurs a permis à HARDIN (1985) de proposer un modèle d'écrasement des grains, selon lequel le potentiel d'écrasement de ceux-ci augmente en fonction de leur taille (du fait de l'accroissement de la force de contact normale entre les grains avec la dimension des grains).

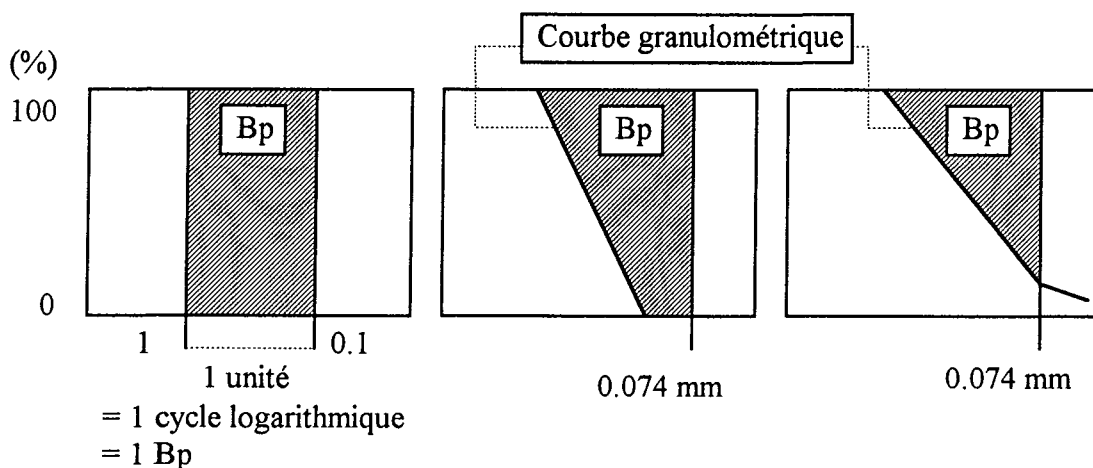
$$b_p = \log \left[\frac{D \text{ en mm}}{0.074 \text{ mm}} \right] \text{ pour } D \geq 0.074 \text{ mm}$$

$$b_p = 0 \text{ pour } D \leq 0.074 \text{ mm}$$

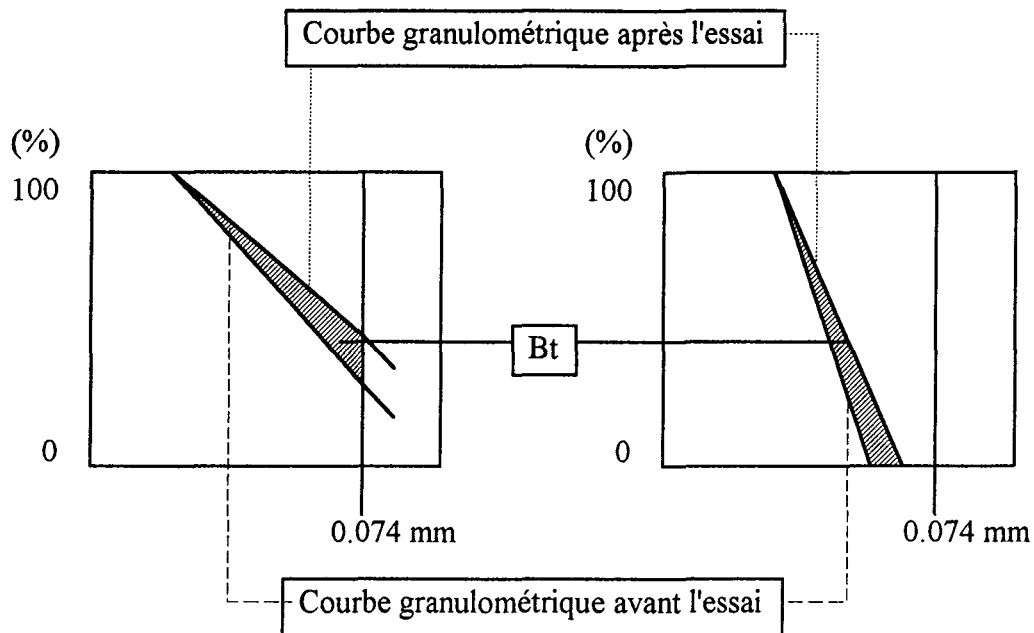
$$B_p = \int_0^1 b_p df$$

où la borne 1 correspond au point pour lequel 100% des particules traversent le tamis.

Le paramètre b_p est dit "potentiel d'écrasement". B_p représente la surface comprise entre la ligne définissant $D = 0.074 \text{ mm}$ comme limite de taille de limon et la courbe granulométrique avant l'essai (plus précisément, la partie de celle-ci qui décrit la répartition des grains de taille supérieure à 0.074 mm). L'unité est la surface d'un cycle logarithmique.



La figure ci-dessus présente les courbes avant l'essai. La distribution de taille des grains après l'écrasement est décrite par les figures suivantes:



La somme de l'écrasement significatif pour le comportement des sols apparaît dans la formule:

$$B_p = \int_0^1 (b_{p0} - b_{pf}) df$$

où

b_{p0}	valeur originelle de b_p (avant l'essai)
b_{pf}	valeur de b_p après l'essai
B_t	écrasement total (total breakage)

B_t , écrasement total, est symbolisé par la surface hachurée dans la figure ci-dessus.

II.2.6.3 Détermination d'un seuil de rupture des grains:

Alors qu'un coude de la courbe contrainte-déformation, dépendant de l'indice des vides initial, apparaît très clairement lors d'essais oedométriques menés par BIAREZ et al. (1971) sur des assemblages de billes de verre de différents diamètres (Fig. II. 14), ces auteurs observent une rupture des grains beaucoup plus progressive dans le cas de graviers concassés. Observant les mêmes phénomènes, LE LONG (1968) et AL ISSA (1973) ont mis en évidence une différence de comportement suivant le degré d'angularité des particules constitutives des matériaux. D'autres travaux d'AL ISSA (1973) sur l'évolution du diamètre d_{10} d'échantillons d'un sable moyen en fonction de la contrainte dans des essais oedométriques ont permis d'observer deux

seuils de rupture des grains, le premier pouvant être associé à la rupture des angularités de surface (il disparaît donc pour des particules parfaitement lisses et rondes), le second à la rupture des grains eux-mêmes.

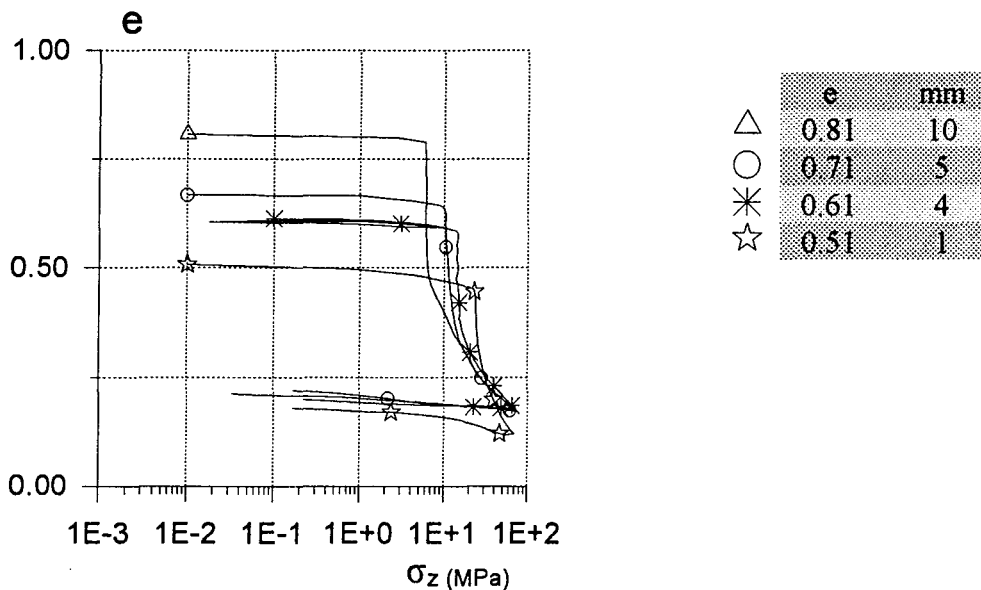


Fig. II. 14 BIAREZ (1992), essais oedométrique, billes de verre, différents diamètres (de 10 à 1 mm)

Parmi toutes les études consacrées au comportement de matériaux granulaires sous fortes contraintes, aucune n'a pu faire nettement apparaître un seuil de contrainte trahissant une rupture brutale des particules du milieu. On peut donc supposer que ces ruptures se produisent progressivement dans le milieu en fonction de l'évolution de la contrainte et de la déformation.

RAMAMURTHY (1969) suggère la prise en compte de paramètres tels que l'altération du matériau constitutif et la nature des contraintes aux points de contact intergranulaires pour comprendre les mécanismes en jeu à l'échelle des particules. Il établit une décomposition en quatre parties du phénomène d'écrasement, en: (i) rupture ou cisaillement d'aspérités à la surface de contact intergranulaire, (ii) rupture de particules individuelles, (iii) rupture de fortes angularités, (iv) rupture d'aspérités due à des inversions de contraintes de contact intergranulaires.

II.2.6.4 Influence de la courbe granulométrique

HALL et GORDON(1963) ont observé que la courbe granulométrique étalée est moins sensible à l'écrasement que la courbe uniforme.

II.2.6.5 Synthèse de l'écrasement des grains

La quantité de grains écrasés dans les sols sous forte contrainte dépend des éléments suivants (les caractères en italique et en gras correspondent à un écrasement plus important);

PHYSIQUES

- 1 . Distribution des tailles des grains: Granulométrie (étalée ou *serrée*)
- 2 . Forme des grains(arrondis ou *anguleux*)
- 3 . Résistance des grains, minéralogie (*faible* ou forte)
- 4 . Indice des vides; densité relative (faible ou *forte*)
- 5 . Présence ou absence d'eau (*présence* ou absence) (cf. Fig. II. 15)

MECANIQUES

- 6 . Etat de contrainte de consolidation (faible ou *forte*)
- 7 . Contrainte déviatoire (faible ou *forte*)
- 8 . Vitesse de déformation (*faible* ou élevée)

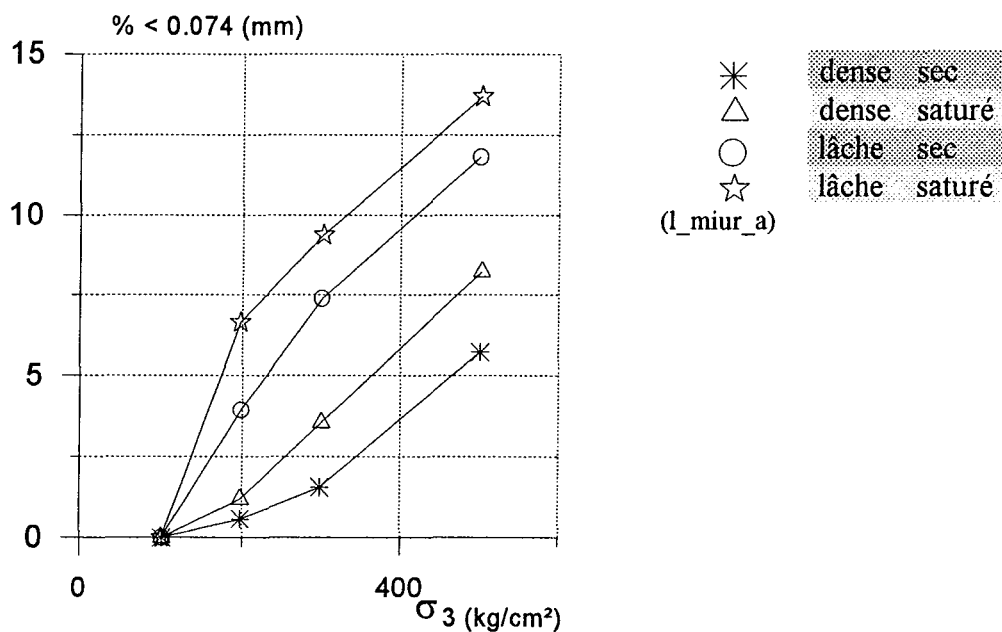


Fig. II. 15

MIURA et YAMANOUCHI (1975), essais triaxiaux, Toyoura sand, effet de l'eau sur le taux d'écrasement des grains

Tous les auteurs, même s'ils abordent ces phénomènes de manière très variée, s'accordent sur l'attribution de la baisse des propriétés mécaniques des matériaux granulaires à l'effet d'écrasement et d'attrition des grains. TOUATI (1982) a montré l'existence d'une corrélation entre la baisse de la résistance au cisaillement et l'augmentation du degré d'écrasement des grains. DATTA et al. (1979), à partir de l'étude de l'évolution du coefficient d'écrasement des grains en fonction de l'augmentation de la pression de consolidation, ont défini la "susceptibilité à l'écrasement", valeur du coefficient d'écrasement correspondant à un essai triaxial de compression sous une pression de consolidation de 6.4 MPa. Ils trouvent une corrélation directe entre cette susceptibilité et la baisse des propriétés mécaniques du matériau.

MIURA et YAMANOUCHI (1978) et MIURA et O. HARA (1979), pour leur part, se sont attachés à faire apparaître une dépendance de la quantité d'écrasement des grains sous contrainte de cisaillement à la composante plastique du travail total effectué (W), indépendamment de la contrainte de consolidation. Ils introduisent un "taux d'écrasement des grains" dS/dW^5 (avec S , surface mesurée avant et après essai dans le plan de granulométrie), dont ils montrent qu'il est relié de façon unique au taux de changement de volume au pic de contrainte, et par une autre relation à la résistance au cisaillement de l'échantillon. BILLAM (1971) a montré que la nature minéralogique du matériau n'influence son comportement sous fortes contraintes que dans la mesure où ses particules individuelles sont plus ou moins résistantes.

⁵ $dW=(qd\mathcal{E} - pdv)-(qd\mathcal{E} + pdv)$, r : composant réversible

II.3 CONCLUSION

Les résultats obtenus par les différents auteurs cités plus hauts permettent de retenir les points suivants comme caractéristiques du comportement mécanique des matériaux granulaires, ces caractéristiques étant largement influencées par l'effet d'écrasement des particules granulaires.

- l'angle de frottement à la rupture diminue notablement quand la contrainte de consolidation augmente sous faibles contraintes (< 1 MPa), en revanche à partir d'une contrainte de consolidation élevée (> 1 MPa) les résultats montrent une évolution de l'angle de frottement moins importante, qui tend à se stabiliser.
- le matériau passe d'un comportement fortement dilatant à faibles contraintes à un comportement nettement contractant quand les contraintes de consolidation deviennent plus importantes.
- on observe le passage de courbes de contraintes présentant un maximum à des courbes à croissance continue.
- la déformation axiale associée au pic de contrainte augmente avec la contrainte de consolidation. Pour les contraintes les plus élevées, ce maximum n'est pas atteint même pour des déformations élevées (> 30 %).

CHAPITRE III

ESSAIS TRIAXIAUX SOUS FAIBLES ET FORTES CONTRAINTES

III. INTRODUCTION

Dans ce chapitre sont présentés les résultats des essais triaxiaux réalisés au laboratoire sur trois cellules triaxiales. Tout d'abord, les équipements utilisés pour les essais seront décrits. Les procédures des essais seront présentées brièvement; pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter à l'annexe C. La programmation et les équipements électroniques seront présentés dans les annexes A et B.

Pour nos essais triaxiaux, il faut noter que nous avons utilisé les deux courbes granulométriques initiales du granit concassé ($G1$ = serrée et $G2$ = étalée) à la densité relative faible ($D_r=50\%$) ou forte ($D_r=90\%$), et les billes de verre (frittées et non frittées). Les contraintes de consolidation pour la phase isotrope varient de 0.1 MPa à 60 MPa. Après chaque essai, on procède à une analyse granulométrique, dont les résultats seront détaillés au chapitre V.

Nous disposons des trois cellules suivantes pour procéder aux essais triaxiaux:

La cellule haute pression *HERCULE* a déjà été utilisée par NASKOS (1986) et WAHYUDI, H. (1992) pour des essais sur de l'argile. *HERCULE* est une cellule triaxiale classique qui supporte une contrainte de consolidation maximale de 25 MPa, le diamètre des échantillons est fixé à 50 mm et la hauteur est de 85 mm maximum.

La cellule haute pression *ATLAS*¹ est arrivée à l'Ecole Centrale Paris au début de l'année 1994. *ATLAS*, fabriquée en France par la société GéoDesign, est la première cellule triaxiale munie d'un système d'autocompensation dont les dimensions autorisent l'usage d'échantillons de "grande taille" (jusqu'à 100 mm de diamètre). La société GéoDesign avait déjà fabriqué des cellules haute pression du même type pour des applications de Mécanique des Roches, mais celles-ci ne pouvaient contenir d'échantillons de diamètre supérieur à 35 mm.

La troisième cellule, *TITAN*, fabriquée en Angleterre par la société Wykeham Farrance, est une cellule triaxiale classique pour les faibles contraintes (pression maximum de la cellule = 3.5 MPa). Les dimensions des échantillons sont modulables: 35, 50, 75 mm de diamètre et 120 mm de hauteur maximum.

¹ Automatic Triaxial Autocompensation System

III.1 PROCEDURE DE L'ESSAI TRIAXIAL

Nous allons présenter les différentes étapes de préparation et de réalisation des essais triaxiaux. Chacune d'entre elles a fait l'objet de beaucoup de soin, de façon à garantir une qualité de résultats optimale pour les types de matériaux utilisés. La procédure utilisée est décrite dans le schéma suivant.

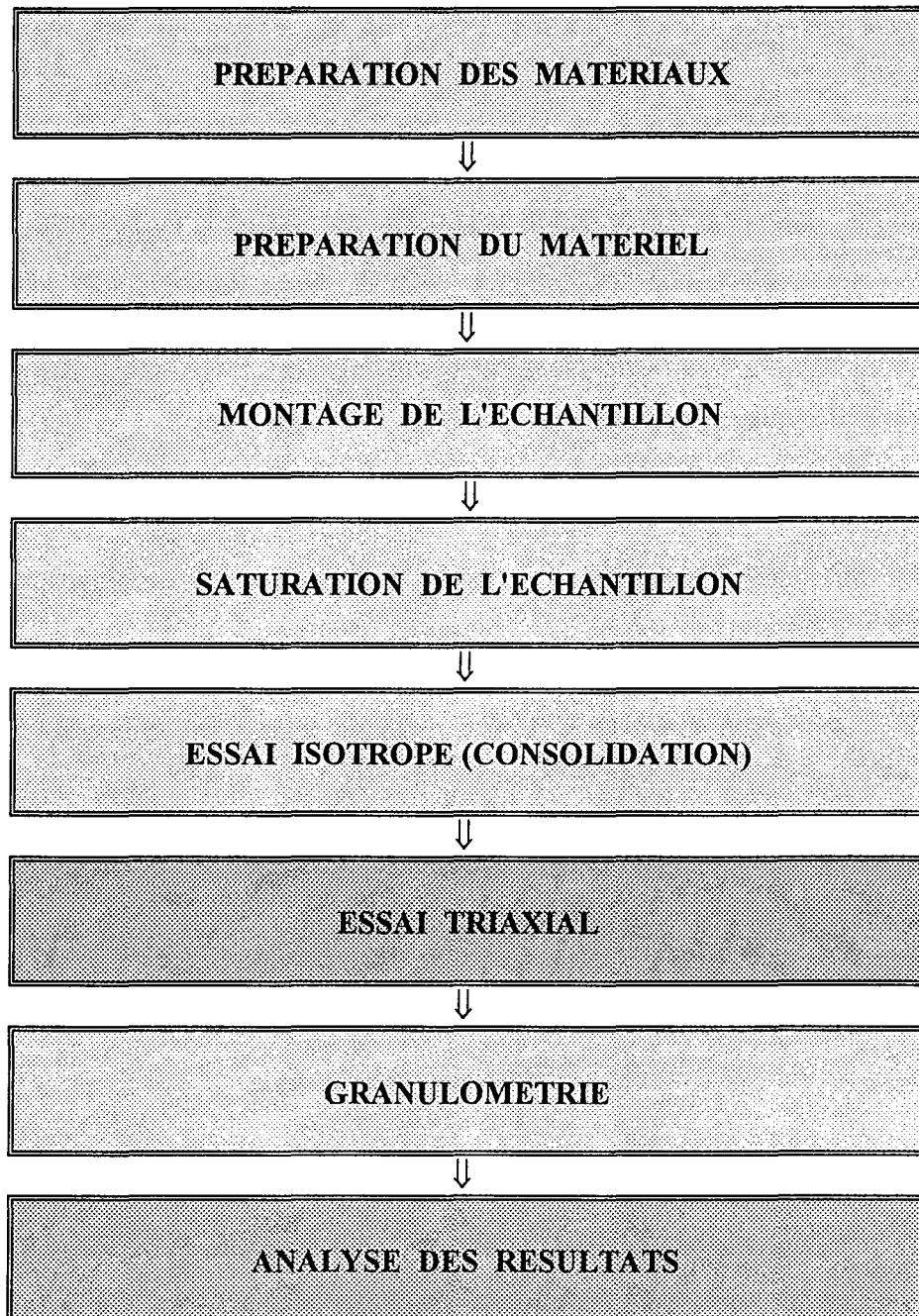


Schéma. III. 1 procédure générale de réalisation d'un essai triaxial

III.1.1 PREPARATION DES MATERIAUX POUR L'ESSAI TRIAXIAL

La préparation des matériaux se fait à l'intérieur de moules adaptés aux dimensions choisies pour les échantillons. Le diamètre est de 50 mm, et la hauteur de 64 mm ou 85 mm (pour les essais à fortes contraintes de consolidation ≥ 30 MPa).

Les courbes granulométriques sélectionnées ont été présentées au chapitre I. Elles caractérisent un matériau G1 à granulométrie étalée ($C_u=10$) et un matériau G2 à granulométrie serrée ($C_u=2$). Deux densités relatives D_r , de 50% et 90%, ont été étudiées.

III.1.2 CHOIX DES MEMBRANES

Il est important de remarquer que le rôle de la membrane dépend à la fois de la forme et de la taille des grains. La courbe type granulométrique initiale 1 G1 correspond à des tailles de 4 mm à fin. Le plus gros grain qui traverse le tamis de 4 mm peut présenter en réalité une anisotropie de forme remarquable, sa longueur pouvant atteindre jusqu'à 12.5 mm. Plusieurs essais ont échoué à cause de l'angularité des grains qui percèrent les membranes.

Après de nombreux essais, les membranes suivantes furent choisies:

- néoprène 10/10 ème mm pour les essais triaxiaux de contrainte de consolidation inférieure à 1 MPa
- latex 10/10 ème mm et néoprène 15/10 ème mm pour les essais de contrainte de consolidation comprise entre 1 MPa et 15 MPa

Nous avons observé que la rigidité du néoprène est plus forte que celle du latex, ce qui est en accord avec les résultats de COLLIAT-DANGUS (1986).

Tableau. III. 1 Utilisation de membrane

Pression de consolidation (MPa)	Membrane	Epaisseur (mm)
1	Néoprène 10/10ème	1.0
5	Néoprène 10/10ème+Latex 15/10ème	2.5
10	Néoprène 10/10ème+Latex 15/10ème	2.5
15	Néoprène 15/10ème+Latex 15/10ème	3.0
15,30,60	Néoprène 10/10ème+Néoprène 15/10ème	2.5
60	Néoprène 20/10ème	2.0

III.1.3 MISE EN PLACE DE L'ECHANTILLON

Dans un premier temps, on fixe la composition du matériau selon la hauteur souhaitée pour l'échantillon. Puis on met en place le matériau; c'est une tâche délicate, car une mauvaise préparation aura des répercussions sur le bon déroulement des phases suivantes.

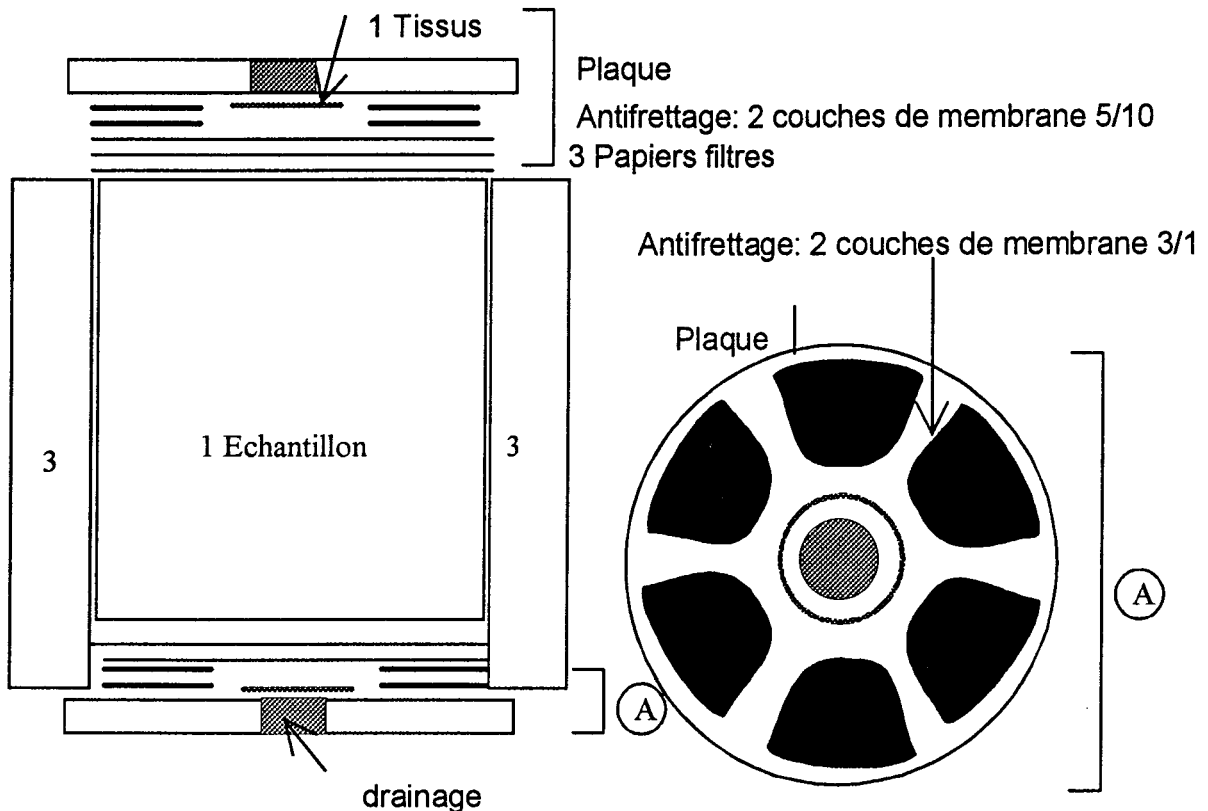


Schéma III. 2 Montage de l'échantillon

Deux plaques élargies sont disposées en parties basse et haute. Elles sont percées d'un trou central dans lequel on a placé un morceau de pierre poreuse. Sur cette plaque, on étend une couche de graisse pour robinets sur laquelle on dispose régulièrement deux couches de morceaux de membrane d'épaisseur 3/10 de mm, entre lesquelles est également déposée une couche de graisse. Puis on ajoute un petit morceau de tissu sur la pierre poreuse ainsi que trois couches de papier filtre.

III.1.3.1 Influence de l'antifrettage

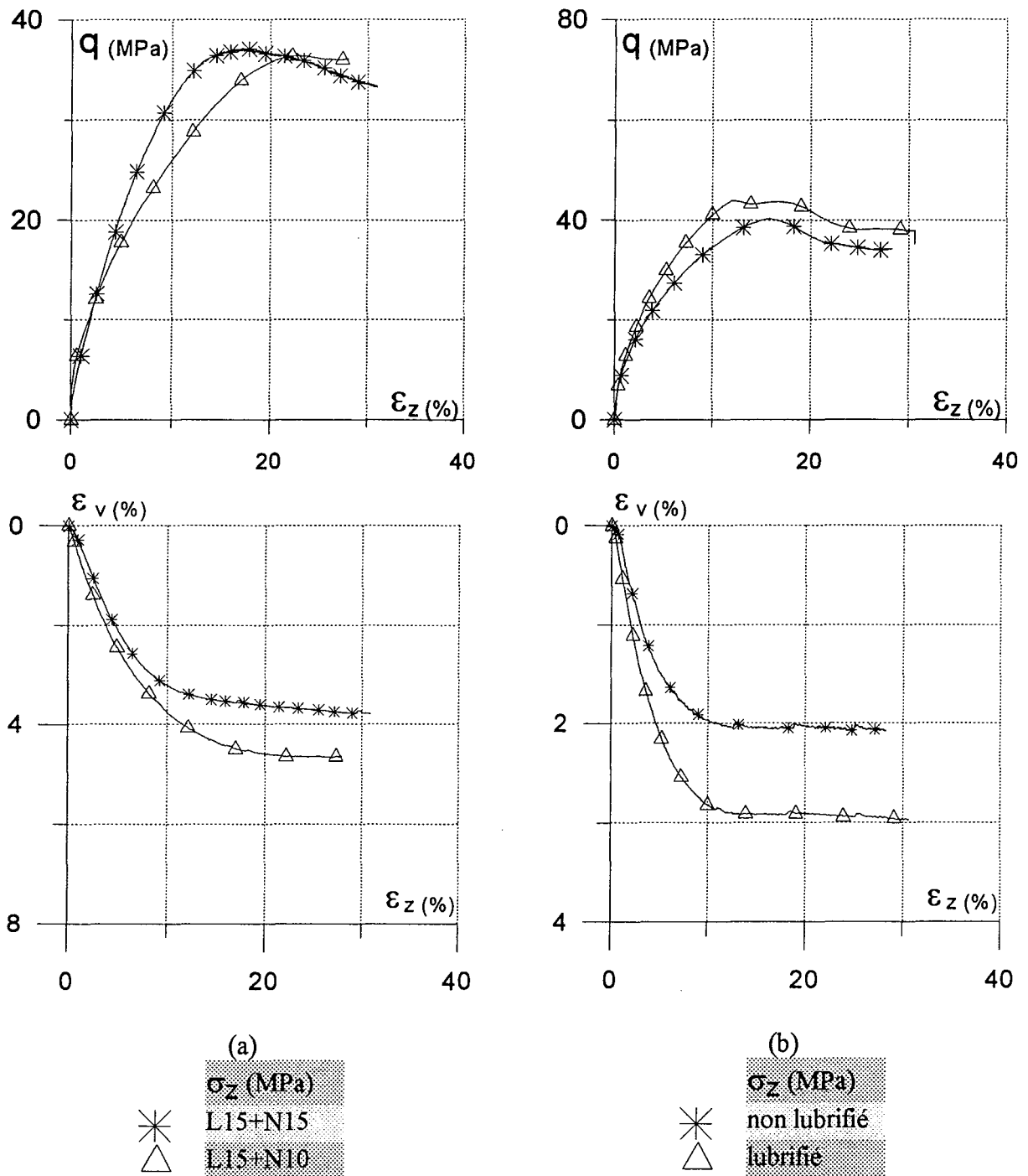
Le système antifrettage est une étape délicate, dont on discute depuis 1960. Il faut noter qu'auparavant tous les essais triaxiaux étaient faits sans considération de l'antifrettage aux extrémités de l'échantillon. Pour avoir la meilleure condition d'essai triaxial comme dans les

conditions du sol, le calcul correct de la contrainte axiale σ_1 , qui est lié à l'évaluation de la surface (non homogène tout au long de la hauteur), est un facteur très important. La question n'est pas uniquement liée à cette évaluation. La distribution de la force aux différents endroits (au milieu ou aux extrémités) joue également un rôle non négligeable. En général, l'antifretage signifie 1) des bases agrandies, 2) lubrifiées avec 3) une fine couche de graisse au silicone et séparées de l'échantillon par 4) une ou plusieurs 5) membranes de caoutchouc. COLLIAT-DANGUS a fait de nombreuses études sur cet effet, et en a conclu que les essais sous faibles contraintes (moins de 1 MPa) sont influencés par les effets de (1, 2, 3, 4, 5) mais les essais sous fortes contraintes (à partir de 1 MPa) ne sont pas beaucoup influencés.

Pour nos essais le problème de l'antifretage est beaucoup plus complexe que les autres essais parce que tout d'abord la contrainte de consolidation est très forte (5-60 MPa), et l'épaisseur de membrane très élevée (de 10/10° mm à 30/10°) en raison de l'angularité des matériaux. Après avoir essayé plusieurs systèmes nous avons choisi le système antifretage représenté au Schéma. III. 2. Le tissu et les 3 papiers filtres protègent le drainage et la pierre poreuse. L'état de lubrification de la membrane est important. Il a un effet du même ordre que celui de l'épaisseur de la membrane, avec une forte influence sur les essais à faible densité et un effet moins important sur ceux à forte densité. La Fig. III. 1 (b) présente l'effet de la lubrification du système d'antifretage.

III.1.3.1.1 Influence de l'épaisseur de membrane

Dans le but de réaliser un essai sûr sans percer la membrane, on utilise une membrane plus épaisse si la contrainte de consolidation est plus forte. L'observation de la membrane après l'essai peut conduire à l'utilisation d'une membrane moins épaisse. La Fig. III. 1 montre l'effet de membrane sur l'essai drainé de compression pour une densité relative de 50 %. Sur la Fig. III. 1 (a): on peut observer que, sur le plan q-ez, le pic est atteint plus tôt si la membrane est plus épaisse.



L15 :Latex 15/10° mm, N15: Néoprène 15/10° mm, N10

Fig. III. 1 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $\sigma_c=15$ MPa,(a) $D_r=50\%$ comparaison des différentes épaisseurs de membrane, (b) $D_r=90\%$ comparaison des différents états de lubrification

III.1.3.2 Cellules triaxiales utilisées pour nos essais

TITAN est une cellule triaxiale classique pour les faibles contraintes (pression maximum de la cellule = 3.5 MPa). Les dimensions des échantillons sont modulables: 35, 50, 75 mm de diamètre et 120 mm de hauteur maximum.

HERCULE est une cellule triaxiale classique qui supporte une contrainte de consolidation maximum de 25 MPa, le diamètre des échantillons est fixé à 50 mm et la hauteur est de 85 mm maximum. Les essais sont effectués avec une presse de 500 KN (MTS810).

La cellule haute pression ATLAS est munie d'un système d'autocompensation² dont les dimensions autorisent l'usage d'échantillons de "grande taille" (jusqu'à 100 mm de diamètre). Pour appliquer la contrainte verticale, ATLAS a une chambre de pression qui supporte une pression maximum de 60 MPa. Pour le diamètre utilisé, fixé à 50 mm, cette capacité correspond à une contrainte verticale maximum de 250 MPa.

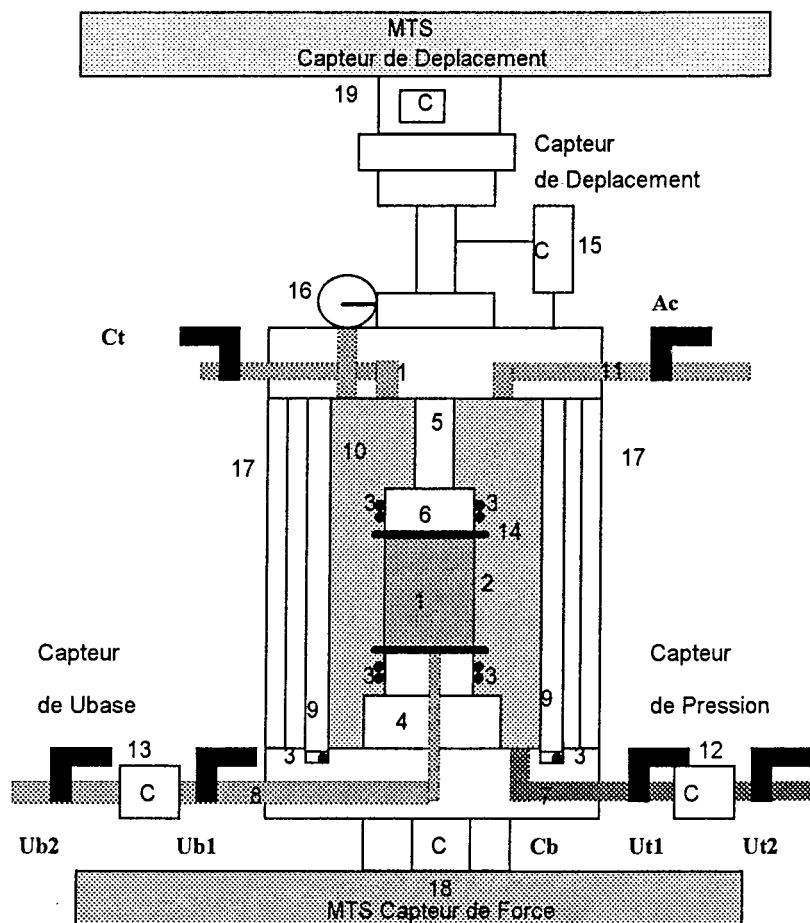
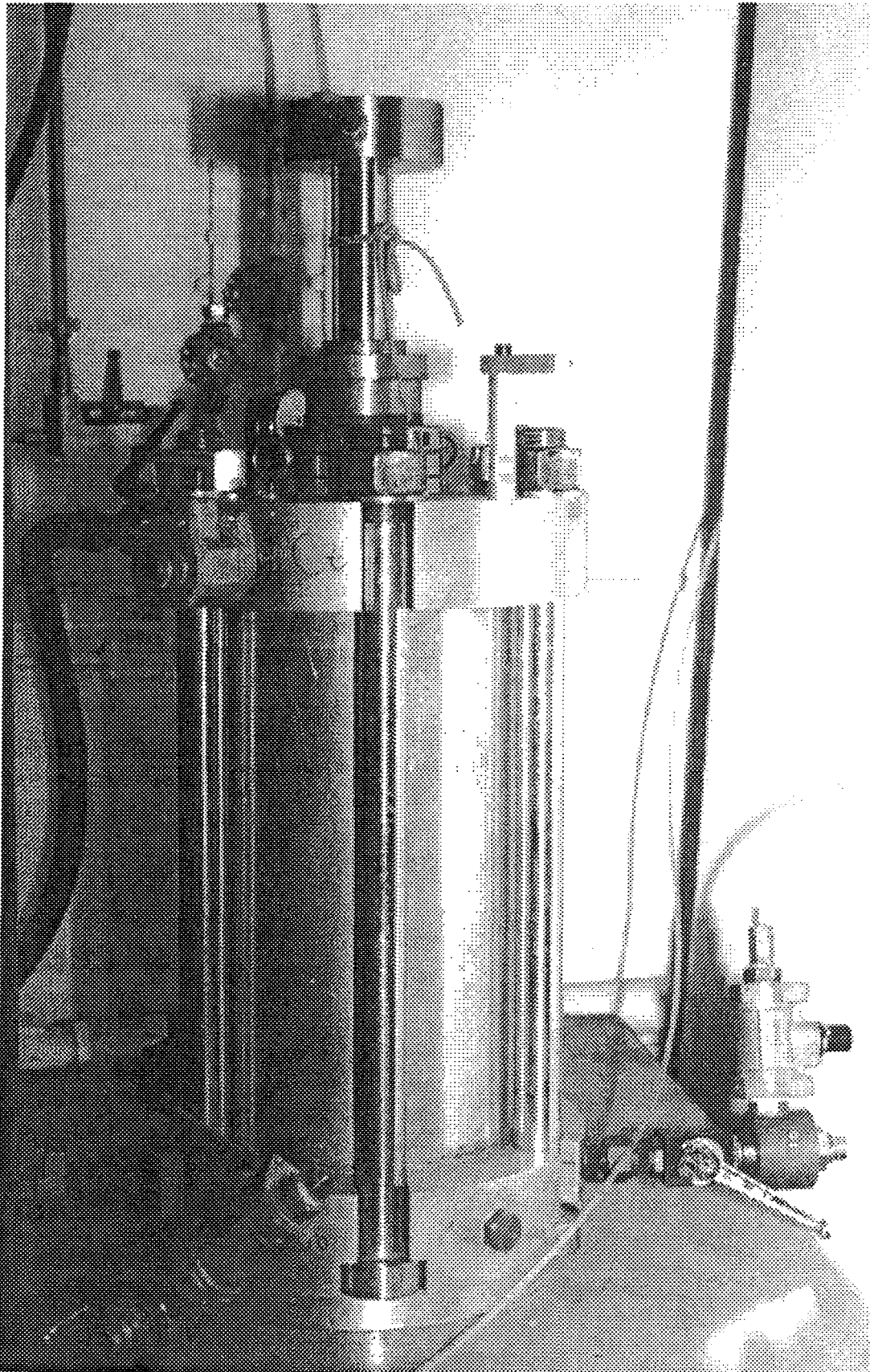


Schéma. III. 3 Cellule "HERCULE"

² le terme de système d'autocompensation signifie que la pression verticale n'est pas influencée par la variation de la pression de la chambre (contrainte de consolidation)



(c_hercul.doc)

Photo. III. 1 Photo de la cellule triaxiale HERCULE, pression maximale de la chambre de consolidation de 25 MPa

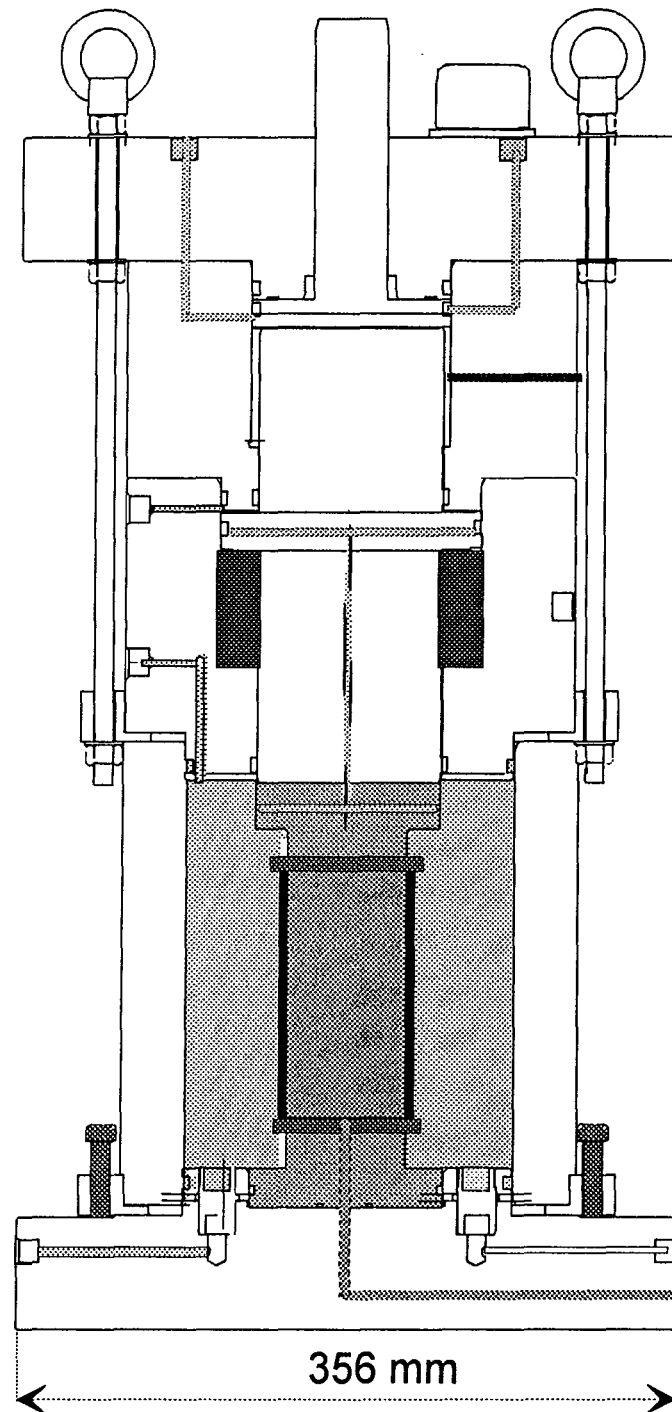


Schéma. III. 4 Cellule triaxiale ATLAS, pression maximale de la chambre de consolidation de 60 MPa

La cellule ATLAS a été initialement conçue pour l'étude des roches. Cependant, les essais principaux de la Mécanique des Sols présentent quelques différences par rapport à ceux de la Mécanique des Roches. Trois points importants sont à mentionner à ce sujet:

- i. Alors que la déformation axiale est très petite (de l'ordre de 1%) pour les roches, elle dépasse souvent 30% de la hauteur initiale pour un échantillon de sol poussé jusqu'à la rupture.
- ii. La procédure de pilotage automatique pour les essais sur sol n'était pas programmée. Seule existait une procédure destinée à des essais Roche. Il a donc fallu mettre au point en particulier un algorithme du coefficient de SKEMPTON, tel que l'on ait un coefficient de SKEMPTON $B=1$ à la saturation de l'échantillon.
- iii. On souhaite disposer d'un système de membrane qui résiste jusqu'à la pression de consolidation $\sigma_3 = \sigma_c = 60$ MPa dans le cas des matériaux granulaires anguleux. Ce système, de mise en oeuvre aisée pour les roches, est d'élaboration plus délicate si l'on considère les sols et en particulier des matériaux granulaires anguleux, tels que ceux qui ont fait l'objet de ces essais. Il se trouve, pour l'instant, encore à l'étude.

Nous avons installé le matériel suivant :

- une base, et une tête de 50 mm de diamètre (Schéma. III. 4), fabriquées par les techniciens du laboratoire,
- deux plaques antifrettage, avec drainage central,
- un filtre en sortie de cellule par la voie interstitielle,
- un filtre en sortie de cellule par la voie de consolidation. Il empêche le matériau granulaire de circuler vers les générateurs de pression volumique, très sensibles aux poussières, en cas de percée de la membrane.
- un système d'évacuation d'huile.

Pour des raisons de maintenance et de sécurité, le montage de la cellule doit être effectué avec beaucoup de précautions. Tous les serrages doivent être effectués à la main, sans forcer. On termine par un tour de clé de manière à bien consolider le serrage.

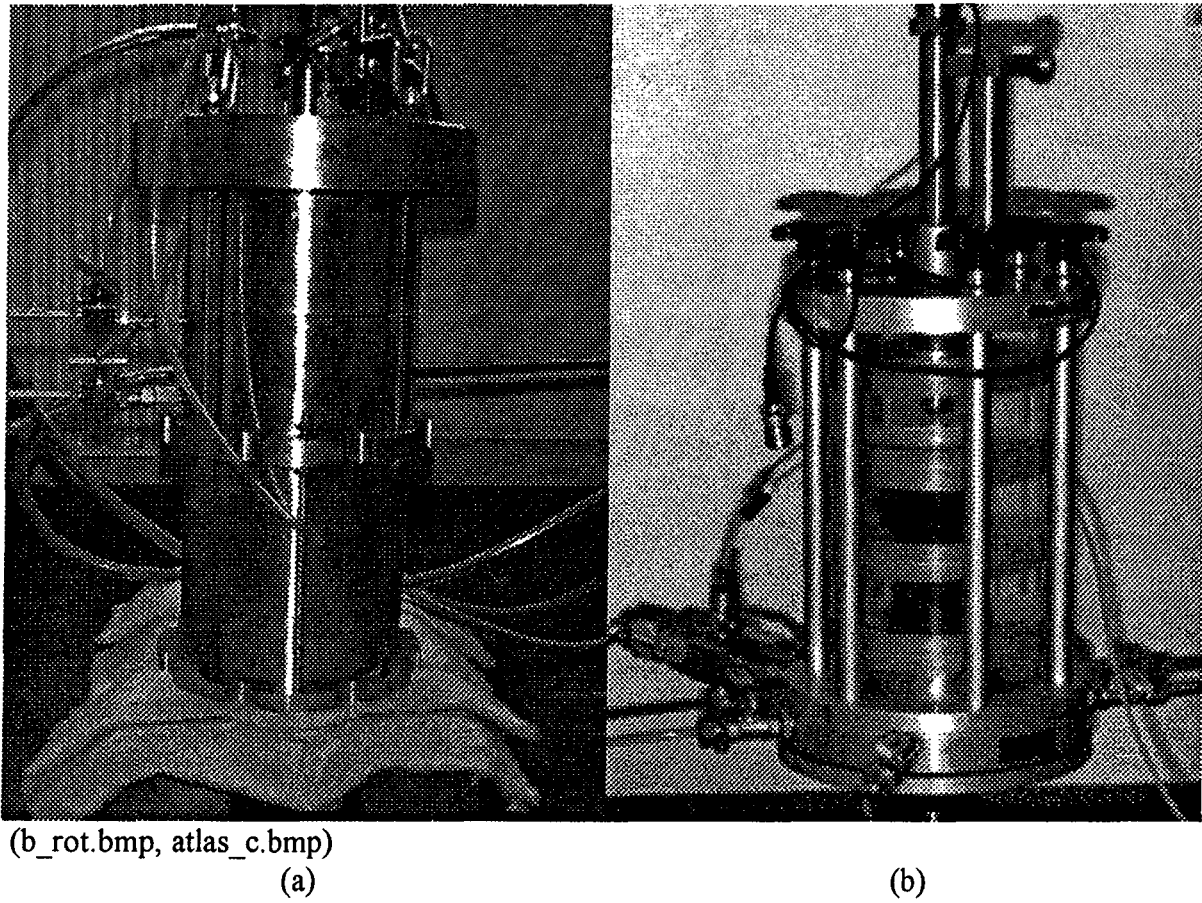


Photo. III. 2 Photo des cellules triaxiales a) ATLAS, b) TITAN

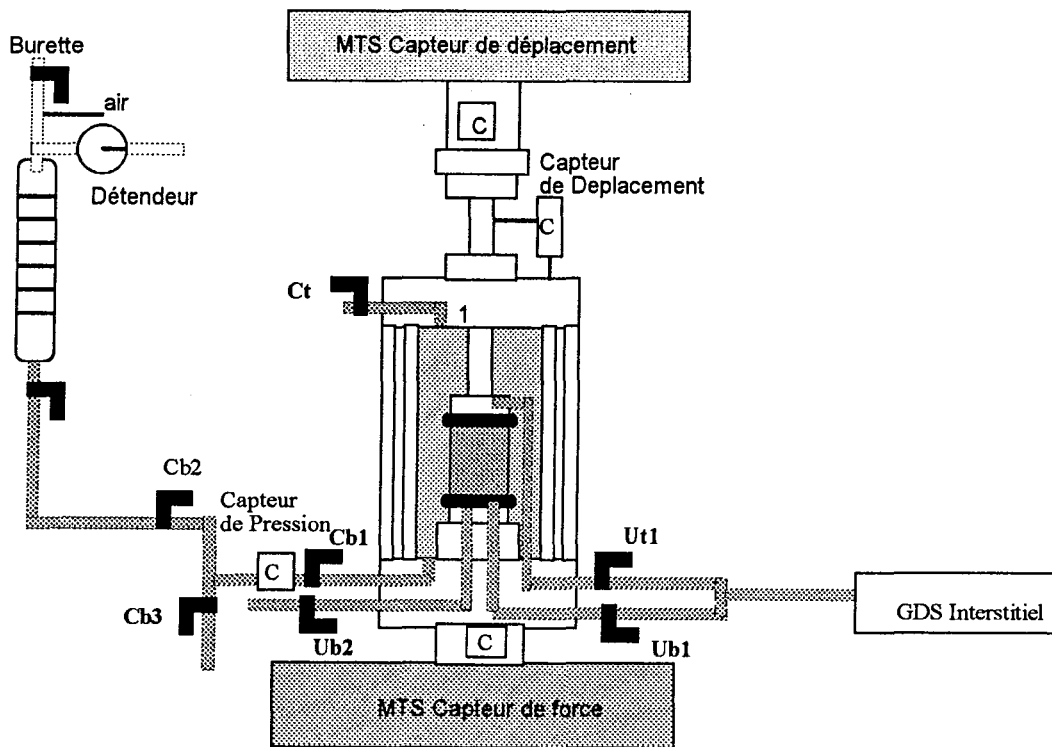


Schéma. III. 5 Système de remplissage de la cellule 'TITAN'

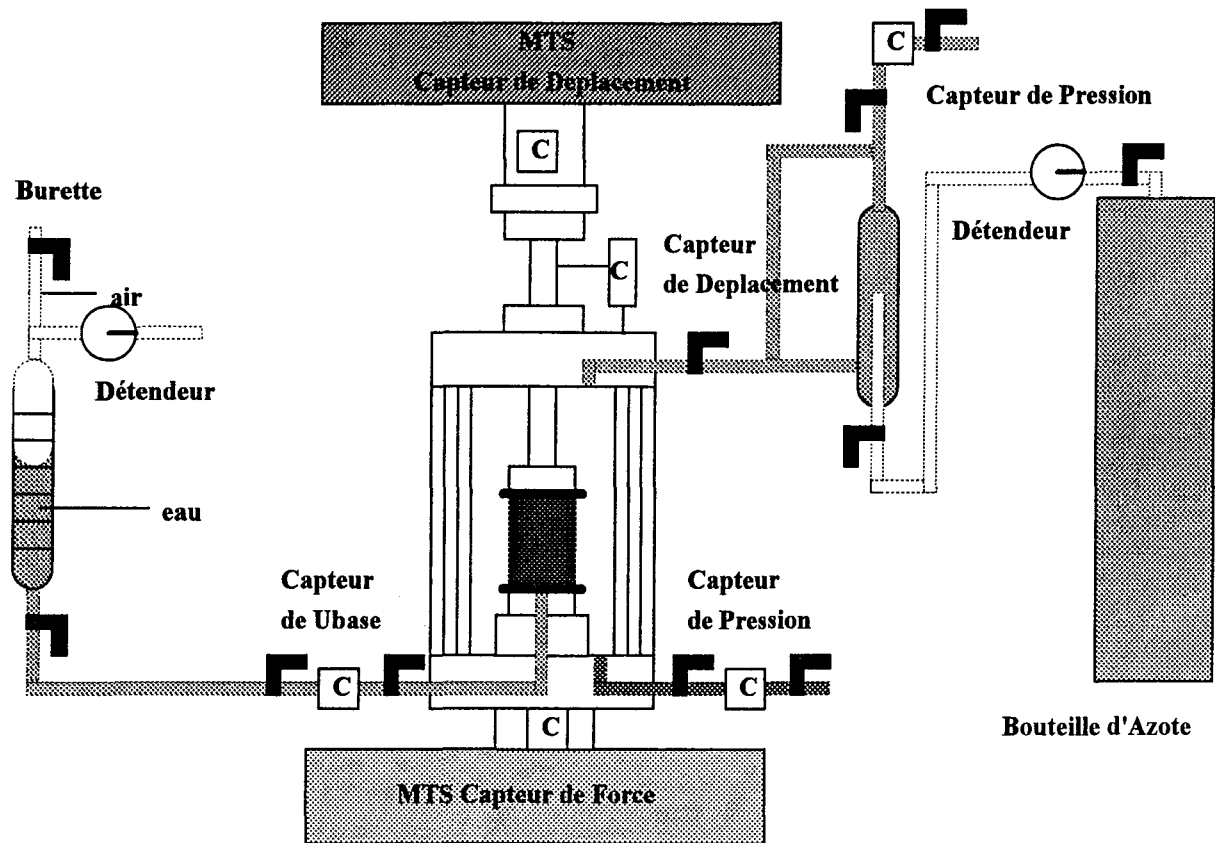


Schéma. III. 6 Système de mesure du coefficient de SKEMPTON B, 'HERCULE'

III.1.4 PROCEDURE DE SATURATION DE L'ECHANTILLON (PHASE SKEMPTON)

Pour la cellule Hercule (Schéma. III. 6), le système de saturation des échantillons était manuel. Dans le cas de ATLAS et TITAN, le système est automatique à 100%. La procédure de SKEMPTON est importante, afin d'assurer une bonne saturation de l'échantillon pour obtenir la déformation volumique pendant l'essai isotrope et pendant l'essai d'écrasement, mais aussi pour analyser l'état de l'échantillon pour une même série d'essais (par exemple les essais triaxiaux sur la granit concassé de densité relative 50%). Enfin, cette procédure permet de connaître les effets du temps dans la phase de consolidation. Dans ce domaine, nous avons obtenu des premiers résultats.

Afin d'obtenir un Coefficient de SKEMPTON B égal à 1 au début de l'essai, la procédure été automatisée.

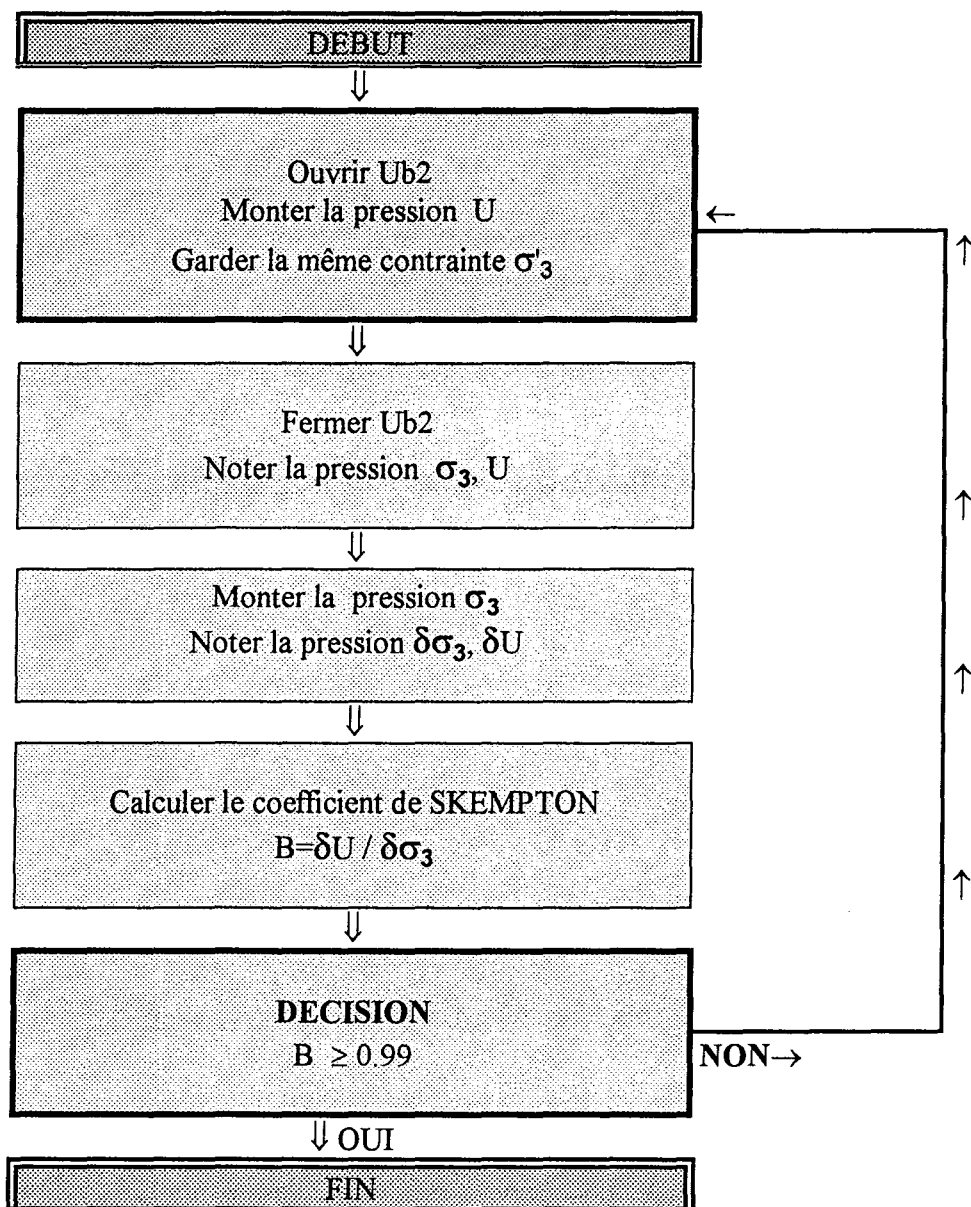


Schéma III. 7 Mesure du coefficient de SKEMPTON B

III.1.5 PROCEDURE DE L'ESSAI ISOTROPE

HERCULE a un système de pression comprenant une bouteille d'AZOTE de 20 MPa et une bouteille OLAER (dans laquelle une membrane sépare l'air du gaz). La mesure de la contrainte de consolidation s'effectue par un capteur de pression de capacité 25 MPa.

Pendant l'essai isotrope, la procédure ci-dessous est répétée jusqu'à la fin de l'essai.

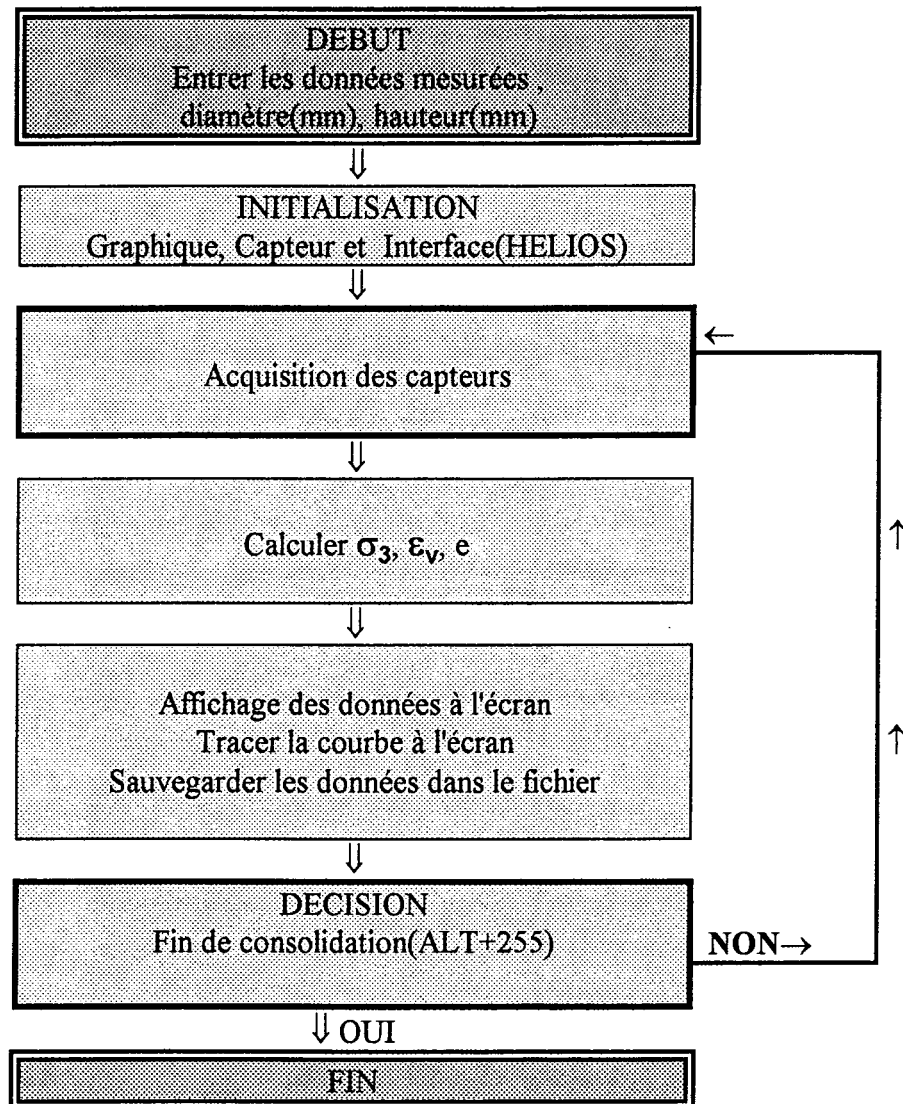


Schéma. III. 8 Programme pour l'essai isotrope

III.1.6 PROCEDURE DE L'ESSAI TRIAXIAL

HERCULE est montée sur une presse (MTS810) de capacité de 500 KN à pilotage programmable. La force de 500 KN représente 250 MPa de contrainte axiale pour un diamètre de 50 mm. La mesure de la contrainte axiale est réalisée par un capteur de force installé à

l'intérieur de la presse. L'acquisition des données est réalisée par un programme en QBasic V1.0. Les calculs sont faits par le même programme en temps réel avec affichage de la figure $q-\varepsilon_z$.

Le système d'application de pression d'ATLAS fonctionne par envoi d'huile par l'intermédiaire d'un générateur à moteur pas-à-pas pouvant fournir une pression de 60 MPa pour un diamètre d'échantillon de 100 mm. La contrainte est mesurée par un capteur de pression (sensibilité = 0.03 MPa). Le programme est écrit en langage C++.

Pour la cellule triaxiale TITAN, nous avons utilisé la presse MTS810. Le programme est également écrit en C++. L'affichage des figures en temps réel $q-\varepsilon_z$, $e-p$, $\varepsilon_v-\varepsilon_z$, $q-p$ permet une analyse efficace des résultats.

Pendant l'essai de cisaillement, la procédure ci-dessous se répète jusqu'à la fin de l'essai.

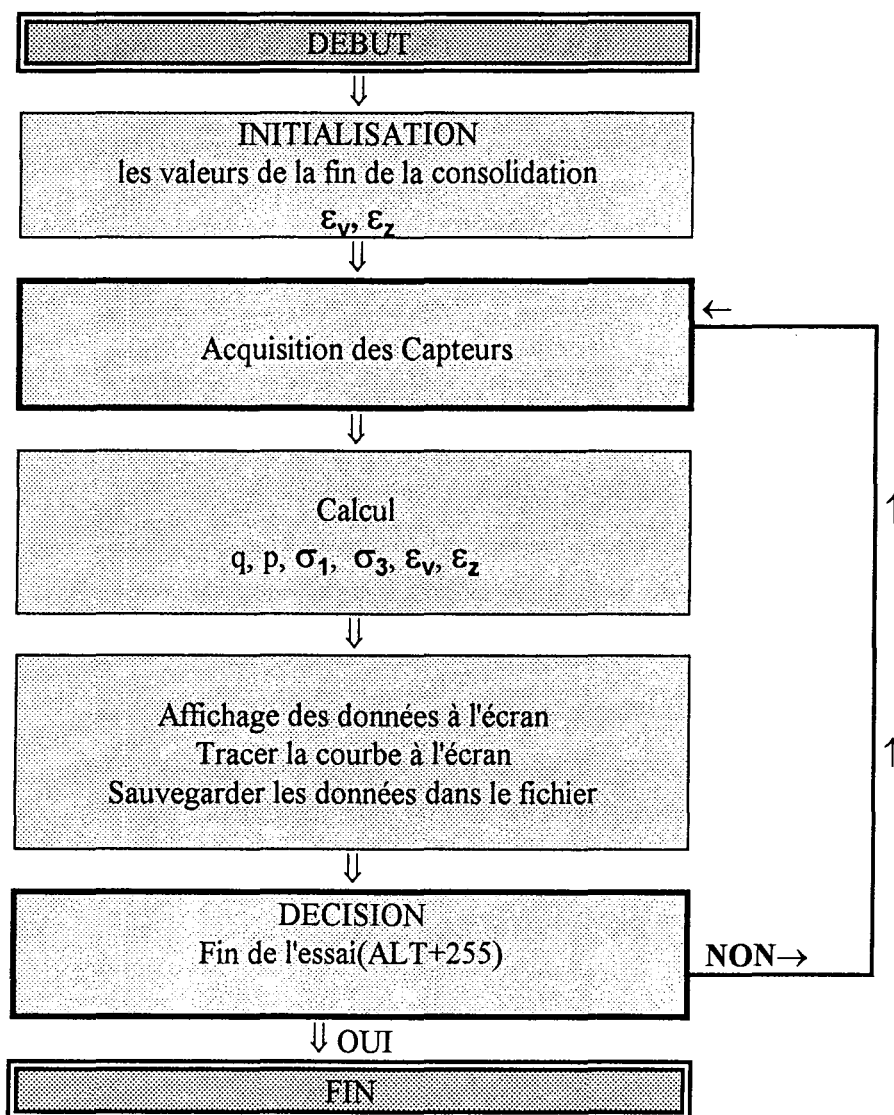
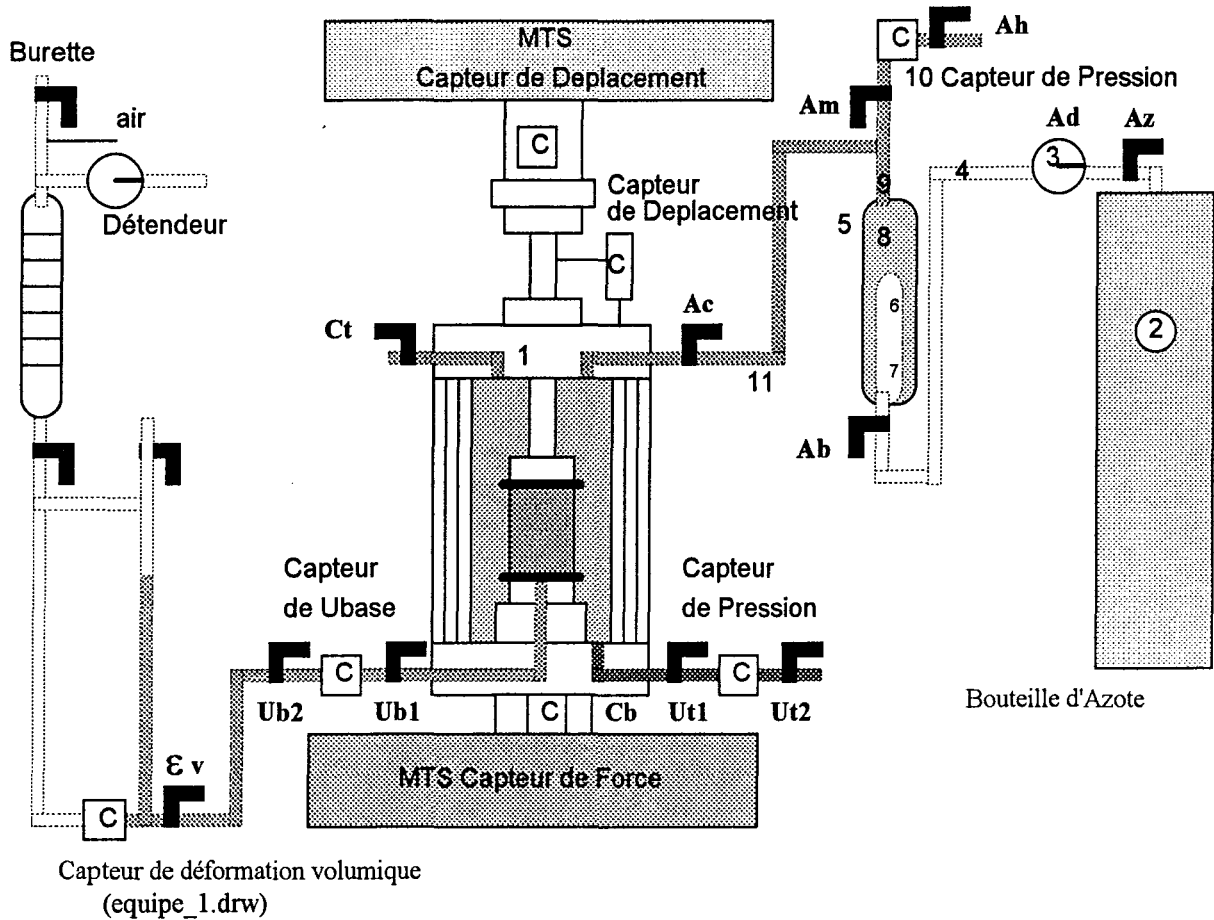
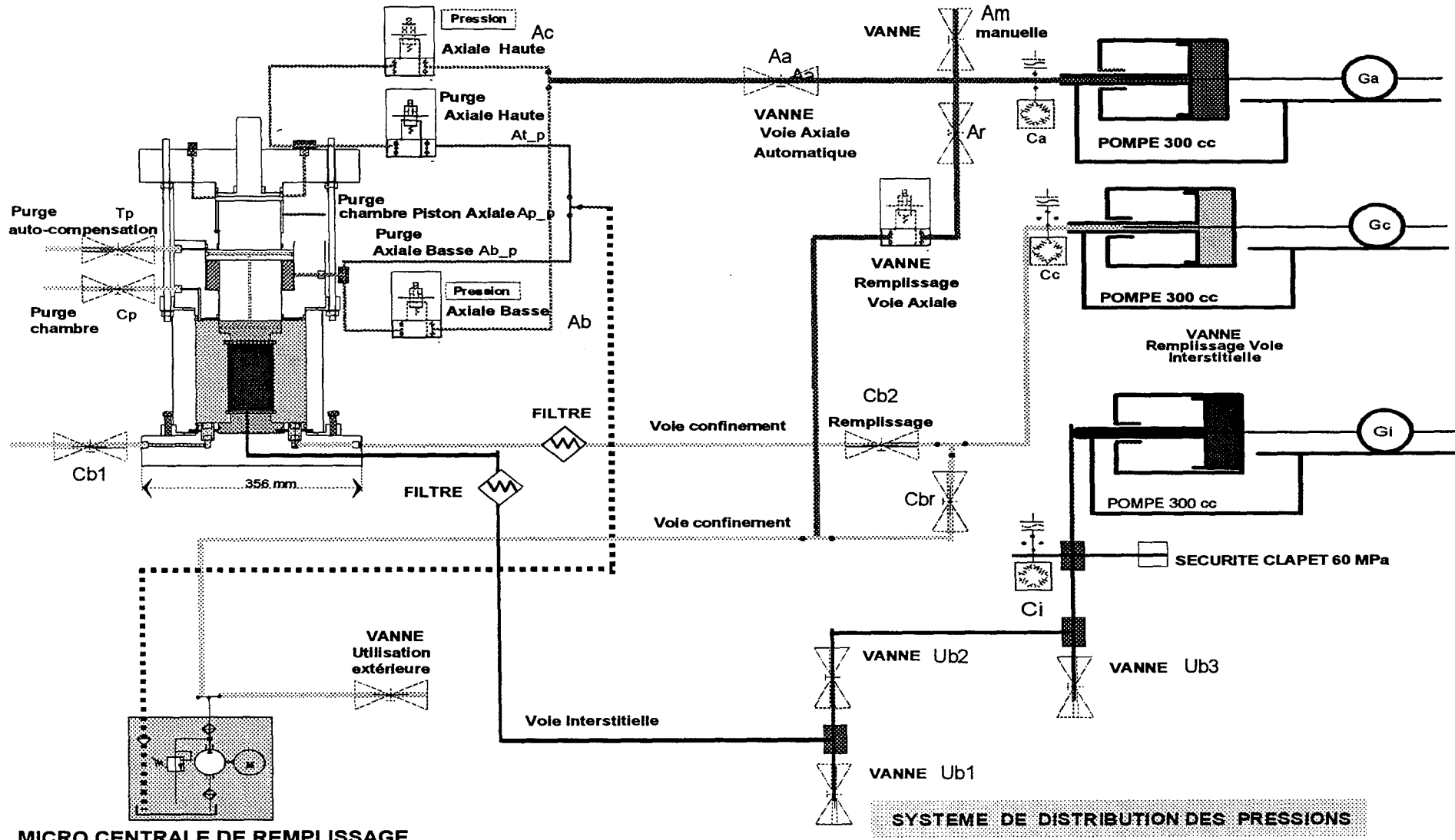


Schéma. III. 9 Programme pour l'essai triaxial



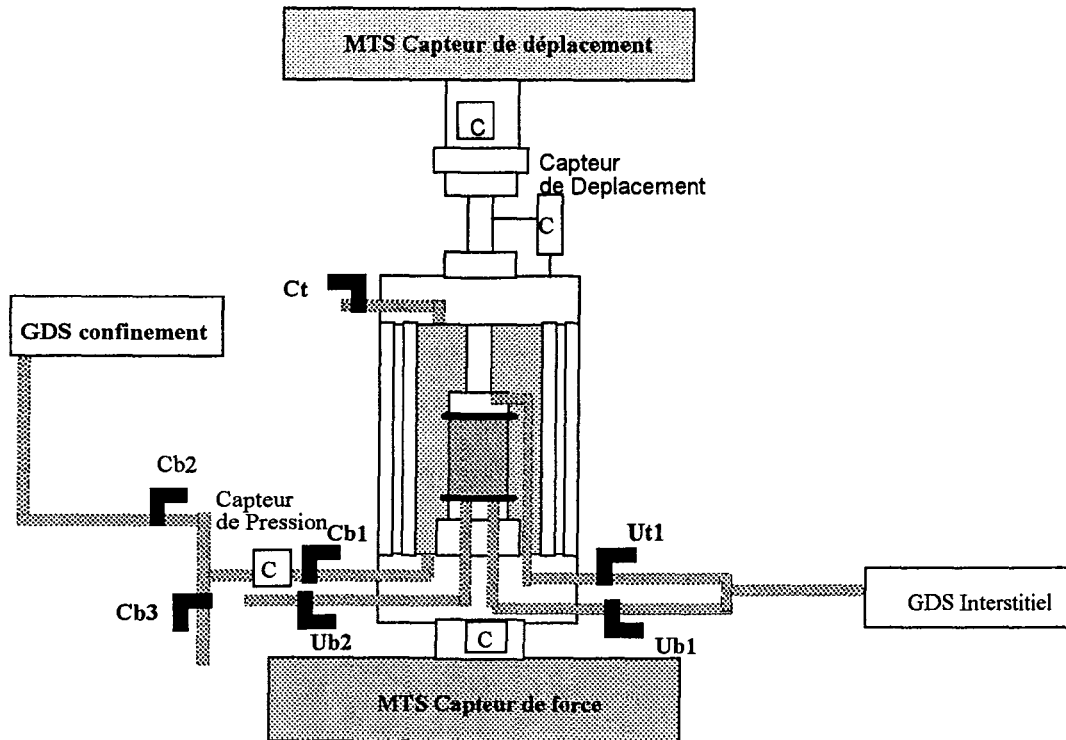
- | | | |
|------|--|----------------------|
| 1 . | cellule triaxiale de haute pression | 25 MPa |
| 2 . | bouteille d'azote comprimée | 20 MPa |
| 3 . | détendeur application de haute pression | |
| 4 . | circuit de haute pression (azote comprimé) | |
| 5 . | réservoir de pression OLAER
(hydropneumatique accumulateur) | 20 MPa
2.5 litres |
| 6 . | membrane de séparation gaz - liquide | |
| 7 . | azote comprimé à l'intérieur de la membrane | |
| 8 . | eau sous pression entre la membrane et la paroi du réservoir | |
| 9 . | soupape de fermeture en sortie de réservoir | |
| 10 . | capteur de pression latérale | |
| 11 . | circuit de haute pression rempli d'eau | |

Schéma. III. 10 Application des pressions pour l'essai triaxial, 'HERCULE'



MICRO CENTRALE DE REMPLISSAGE

Schéma. III. 11 Système d'application des pressions, 'ATLAS



- Cb1** robinet du bas de la cellule avant le capteur
Cb2 robinet du bas de la cellule après le capteur, allant vers la burette ou le GDS de consolidation
Cb3 robinet du bas de la cellule après le capteur, pour vider la cellule
Ct robinet du haut de la cellule
Ub1 robinet de pression interstitielle de la base vers le GDS
Ub2 robinet de pression interstitielle de la base
Ut1 robinet de pression interstitielle de la tête avant le capteur

Schéma. III. 12 Système d'application des pressions, 'TITAN'

III.2 ESSAIS ISOTROPES

Avant de commencer l'essai isotrope, il nous faut d'abord saturer l'échantillon. Cette phase de saturation est nécessaire afin d'obtenir la variation volumique précise pendant les essais isotrope et triaxial. Nous avons réalisé cette étape de travail avec beaucoup d'attention, en suivant le schéma. "Mesure du coefficient de SKEMPTON B" expliqué précédemment.

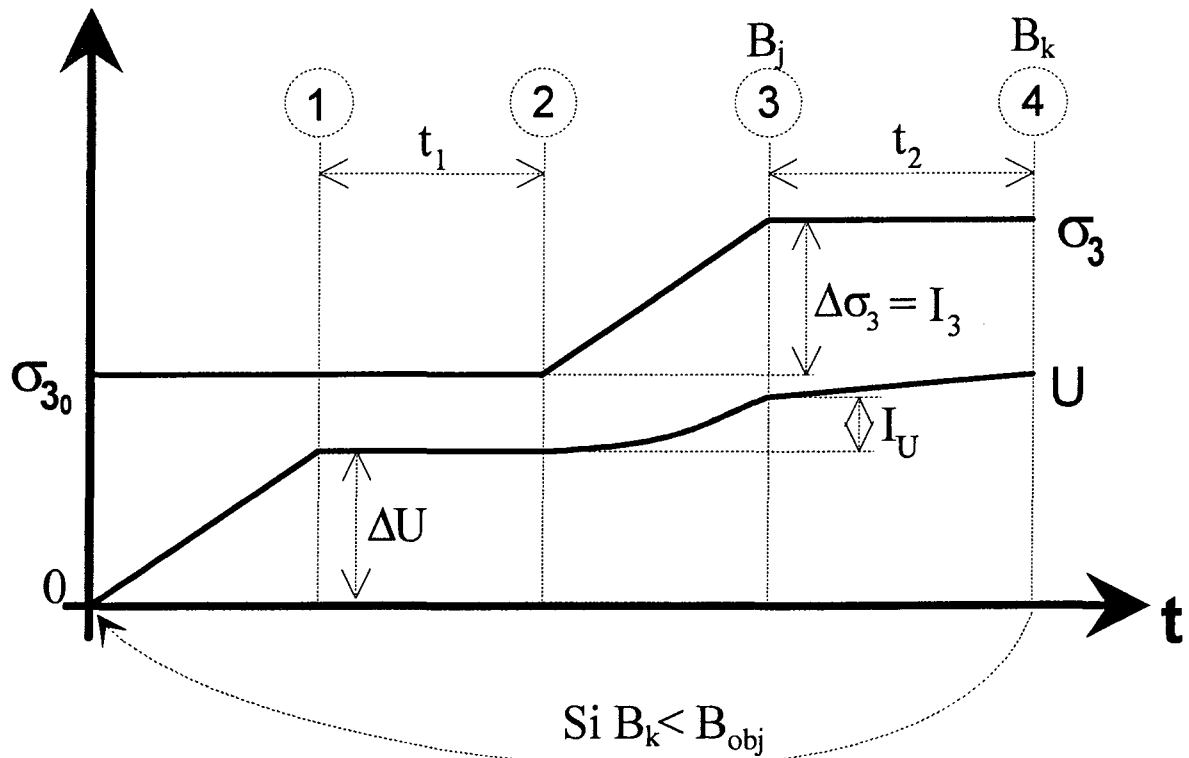
III.2.1 SATURATION DE L'ECHANTILLON (PHASE SKEMPTON)

Lorsque l'on analyse les graphes du coefficient de SKEMPTON avant et après le temps mort à partir des pressions interstitielle et de consolidation, on s'aperçoit qu'en général les courbes correspondant à G2 sont au-dessus de celles de G1. De plus, les pentes des courbes sont supérieures pour G2. Cela signifie que l'on peut prévoir qu'un matériau de type G2 atteigne le coefficient souhaité avec une pression interstitielle plus faible que G1.

NOM	σ_{30cell} [kPa]	U [kPa]	σ_3 [kPa]	B [.]	ΔU [kPa]	t_1 [s]	t_2 [s]
E309010	150	0	150	0.99	100	120	600
E309001	150	0	150	0.99	100	300	600
F509005	150	0	150	0.99	100	120	600
F509010	100	0	100	0.99	50	120	600

On remarque aussi que, pour G2, le coefficient B1 est toujours supérieur à B2. On peut en déduire que le temps mort a une influence sur le coefficient de SKEMPTON pour ce matériau.

La forme des courbes présente parfois un phénomène assez surprenant: quelques courbes sont strictement croissantes, avec une pente plus ou moins forte; mais quelques autres présentent des fluctuations. A la recherche d'explications à ce phénomène, on élimine la possibilité du temps mort et des intervalles de pression. Une explication possible est la présence éventuelle de bulles d'air à l'intérieur des canalisations. Les tuyaux étant saturés, il reste la possibilité, peu probable mais possible, d'avoir permis l'entrée de bulles d'air à l'intérieur du GDS, par exemple lors des opérations de remplissage.



- σ_{30} : pression dans la cellule au début de la phase SKEMPTON pour tenir l'échantillon
- U : pression interstitielle
- σ_3 : contrainte effective = $\sigma_{3cell} - U$
- B : coefficient de SKEMPTON = $\Delta U / \Delta \sigma_{3cell}$
- Δ : palier de pression de la cellule
- ΔU : palier de pression interstitielle
- t_1 : temps mort pour stabiliser l'échantillon après avoir augmenté la pression interstitielle
- t_2 : temps mort pour stabiliser après avoir augmenté la pression de la cellule
- B_j = B_1 coefficient de SKEMPTON avant temps mort t_2
- B_k = B_2 coefficient de SKEMPTON après temps mort t_2

Schéma. III. 13 Phase SKEMPTON, application des pressions interstitielle et de consolidation

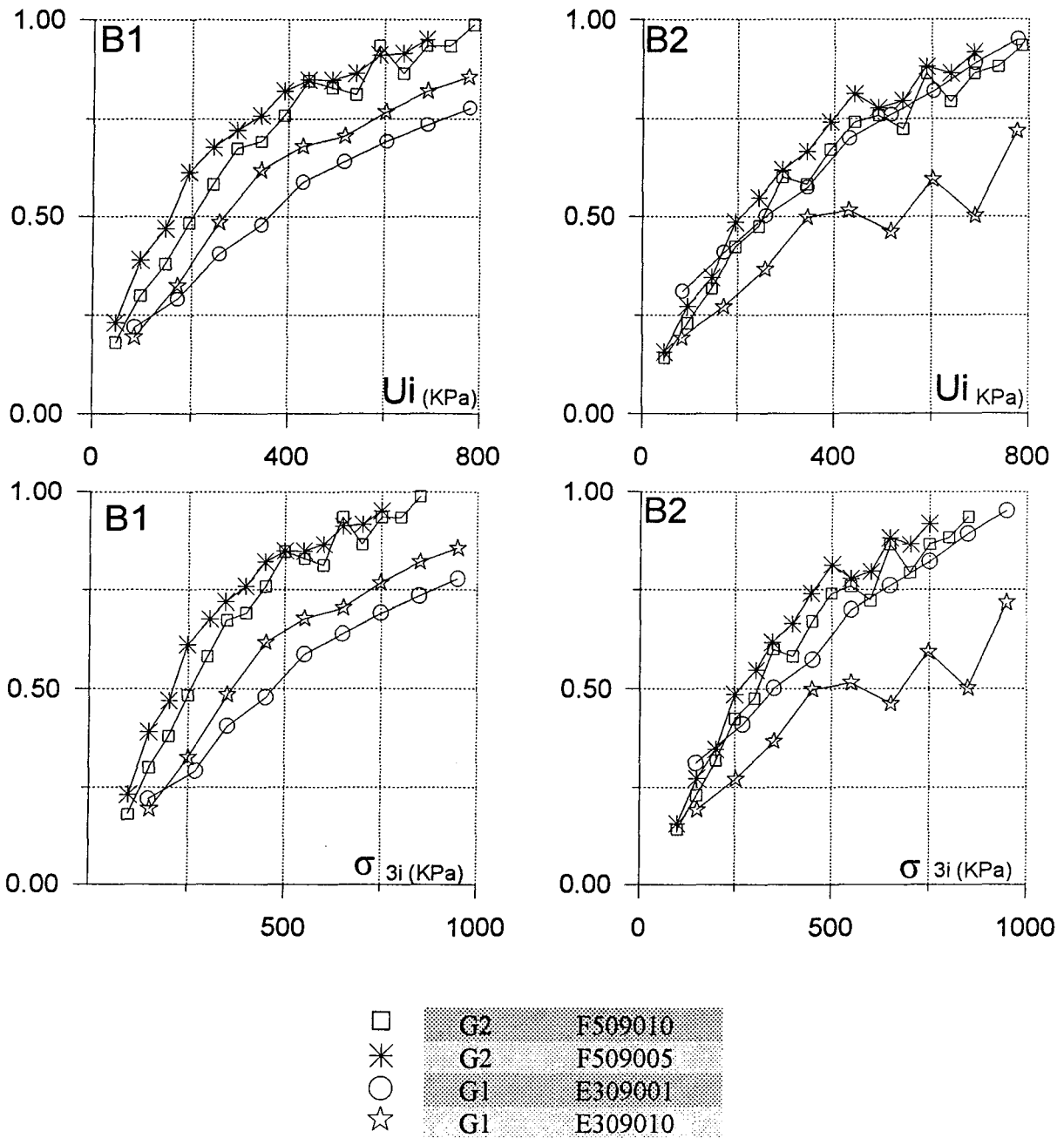


Fig. III. 2 Phase SKEMPTON, granit concassé G1 et G2, $D_r=90\%$

III.2.2 ESSAIS ISOTROPES SUR LE GRANIT CONCASSE G1 ET G2 SOUS FAIBLES CONTRAINTES (≤ 1 MPa)

Seule la densité relative $D_r=90\%$ a été étudiée dans ce cas. La procédure d'application des pressions de consolidation est la même pour les deux matériaux (annexe C0, Tableau Vitesse de la phase consolidation pour les essais sous faibles contraintes).

La contrainte de consolidation initiale est de 50 kPa. On a appliqué un premier palier de 10 kPa, puis un temps mort de 60 secondes, ensuite des paliers de 50 kPa suivis de temps morts de 600 secondes. Quand on arrive à la contrainte de consolidation finale, on laisse un troisième temps mort de 12 heures (pour une contrainte de consolidation finale inférieure à 250 kPa, le premier palier est de 5 kPa et les suivants de 10 kPa).

On peut constater que dans les deux cas (G1 et G2) il n'y a pas d'effet de fluage. Sur les paliers intermédiaires et sur le palier final de 12 h, les variations volumiques sont quasi-nulles.

On constate des valeurs très semblables pour G1 et G2 dans la mesure de la contrainte moyenne p en fonction du temps. Or les variations de ε_v en fonction du temps sont très différentes, G2 présentant une plus grande déformation volumique (Fig. III. 3 et Fig. III. 4).

Dans l'essai à 0.1 MPa de contrainte effective pour G1 (Fig. III. 3) $\varepsilon_v=0.25\%$ seulement, et 0.15 % pour G2. Avec la contrainte de 0.5 MPa, on a obtenu $\varepsilon_v=1\%$ pour G1, 2.5 % pour G2. Les essais effectués avec une contrainte effective de 1 MPa ont une déformation volumique de 1.7 % pour G1 et de 4 % pour G2. La compressibilité des matériaux dépend de la courbe granulométrique (G1 et G2).

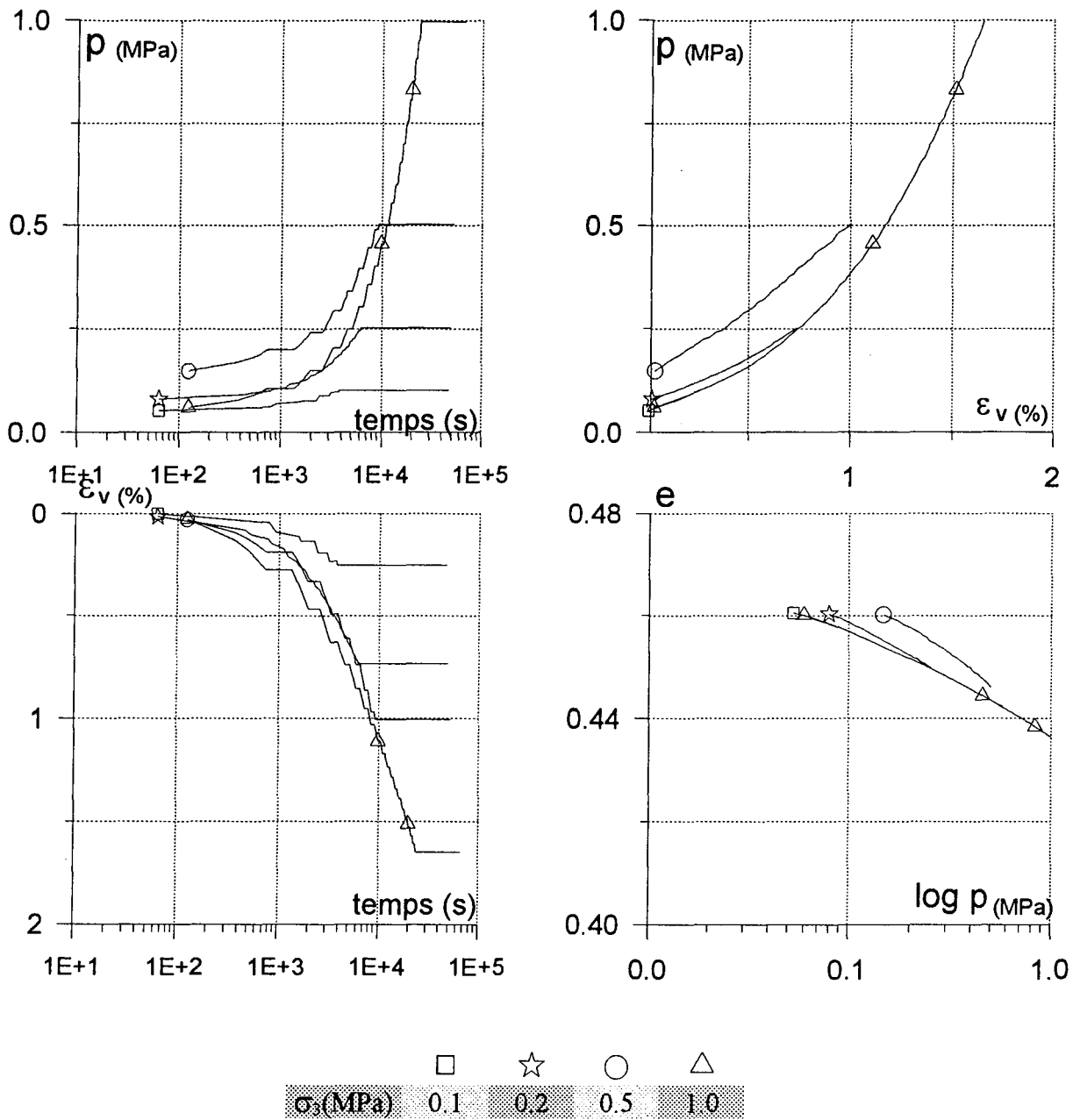


Fig. III. 3 Essais isotropes, granit concassé G1, $D_r=90\%$.

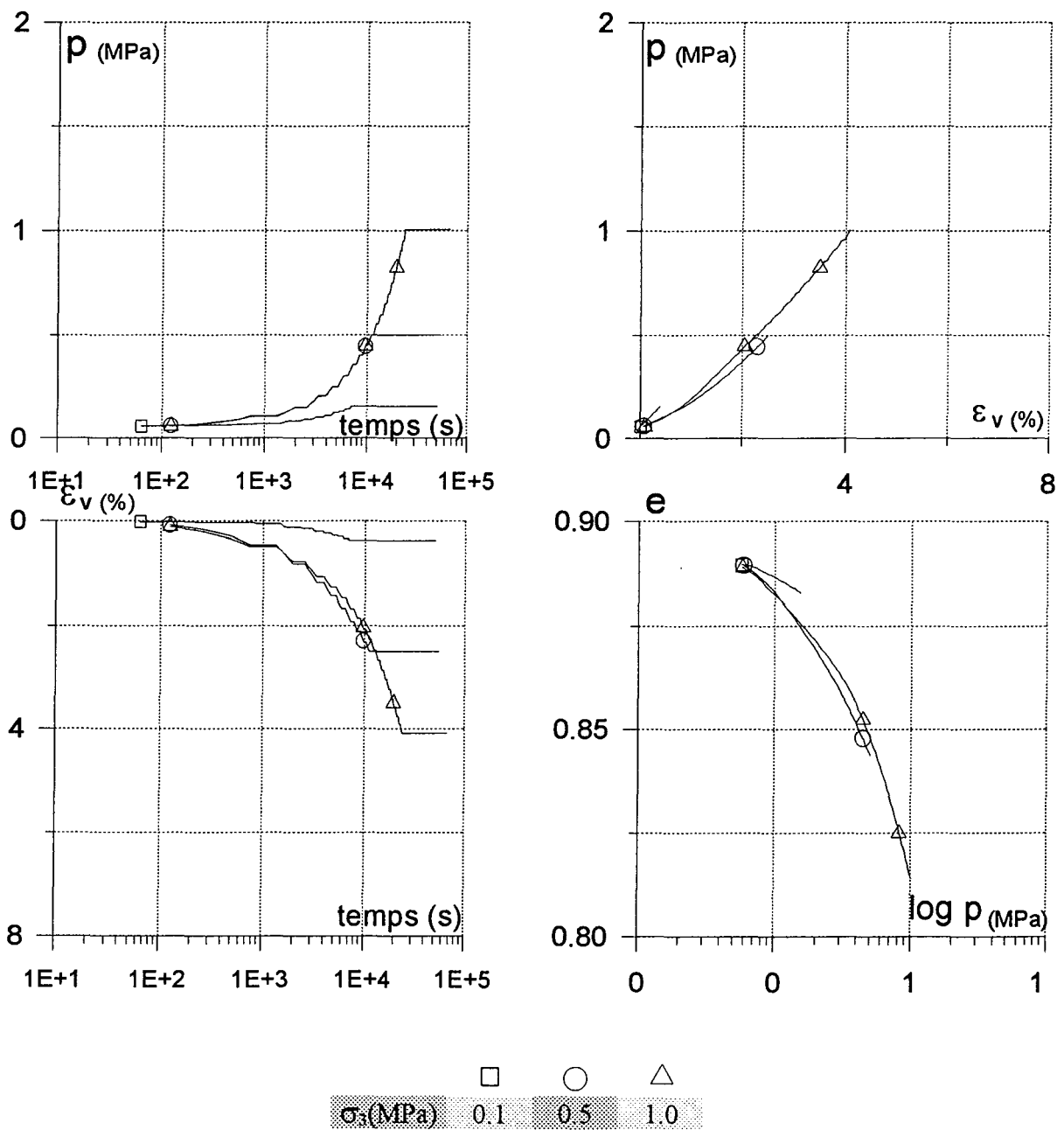


Fig. III. 4 Essais isotrope, granit concassé G2, $D_r=90\%$.

III.2.3 ESSAIS ISOTROPES SUR LE GRANIT CONCASSE G1 SOUS FORTE CONTRAINTE

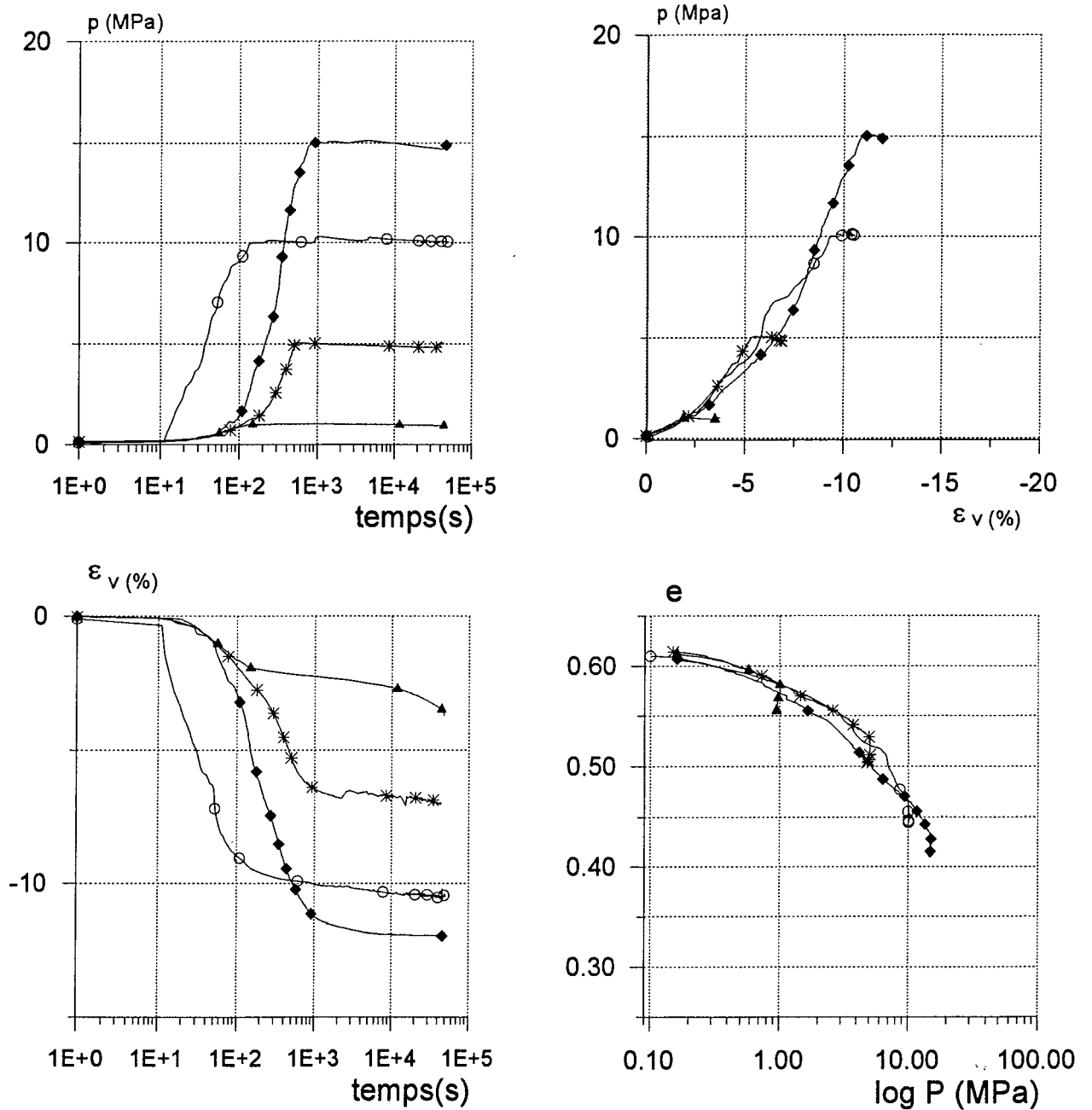
Les résultats des essais isotropes sur G1 ($D_r=50\%$ et 90%) sont présentés sur la Fig. III. 5 et la Fig. III. 6. L'application de la contrainte isotrope se fait à vitesse de contrainte constante, fixée à 1 MPa/min, suivie d'une phase à contrainte finale constante pendant 12 h.

Les relations e -log p montrent une bonne répétitivité des essais. On observe que le matériau dense ($D_r=90\%$) présente des déformations volumiques plus faibles que le matériau lâche à la densité relative de 50 %.

Le palier de contrainte final met en évidence le phénomène de fluage. L'intensité de ce phénomène semble affectée par la densité du matériau. En effet, en règle générale, les essais à faible densité présentent peu de fluage, alors que ceux à forte densité montrent une évolution plus forte des déformations volumiques au cours de cette phase pour les paliers à contrainte élevée (10 et 15 MPa). Des résultats obtenus par différents auteurs (Delage, Nova) ont montré que l'effet du temps n'était pas complètement négligeable dans les sables. Il semble cependant ici que la cause du fluage soit plutôt à rechercher dans le processus de rupture des grains sous forte contrainte, qui se manifeste de façon majeure pour les paliers de contraintes les plus élevées et se déroule progressivement en fonction du temps, par une réorganisation des points de contact. Cette hypothèse ne permet cependant pas de négliger les écarts obtenus entre les deux densités. En effet, la rupture totale des grains, mesurée par l'évolution de la courbe granulométrique, apparaît peu dépendante de la densité initiale (chapitre V), sauf à admettre une rupture plus importante pendant la phase de montée en contrainte pour $D_r=50\%$, qui pourrait être favorisée par une déformabilité plus grande de ce matériau. Nous verrons en effet que la déformation participe à la rupture des grains.

L'influence de l'épaisseur de membrane a pu être observée. Après la mise en évidence de la présence de fuites pour tous les essais à forte contrainte, l'épaisseur de la membrane a été fixée à 2.5 mm. Cette membrane est composée de deux membranes: 10/10ème en Néoprène et 15/10ème en Latex. L'utilisation de cette membrane induit quelques légères perturbations sur les essais à $D_r=50\%$ (Fig. III. 8) alors que sur les essais de $D_r=90\%$ (Fig. III. 9) elle a un effet peu marqué.

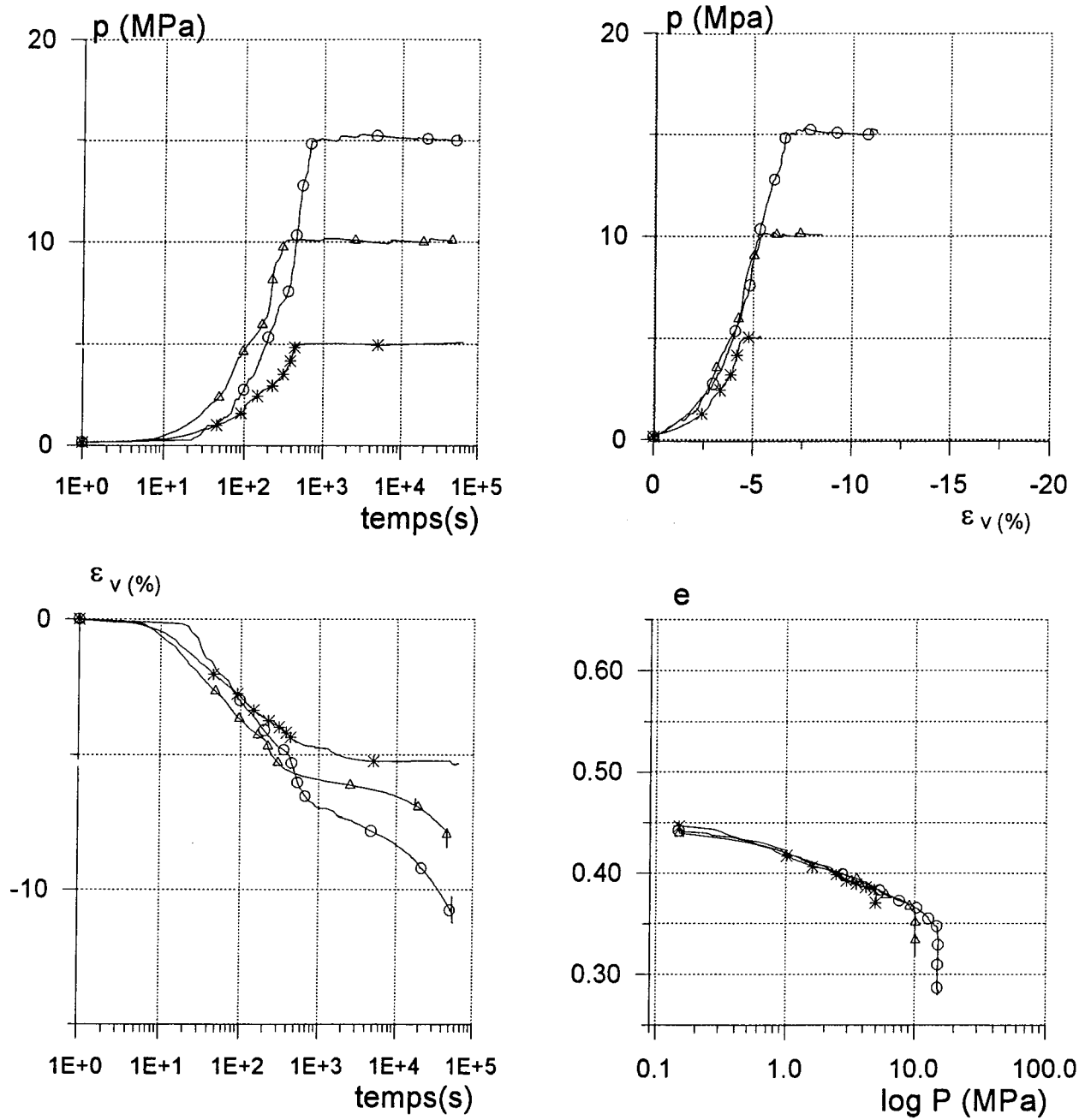
L'état de lubrification de l'antifrettage (Fig. III. 10 et Fig. III. 11) a été également étudié. Il a un effet du même ordre que celui de l'épaisseur de la membrane.



σ_2 (MPa)	\triangle	$*$	\circ	\blacklozenge
	1	5	10	15
	T105007	T1105006	T105010	T105016

(C0050.grf)

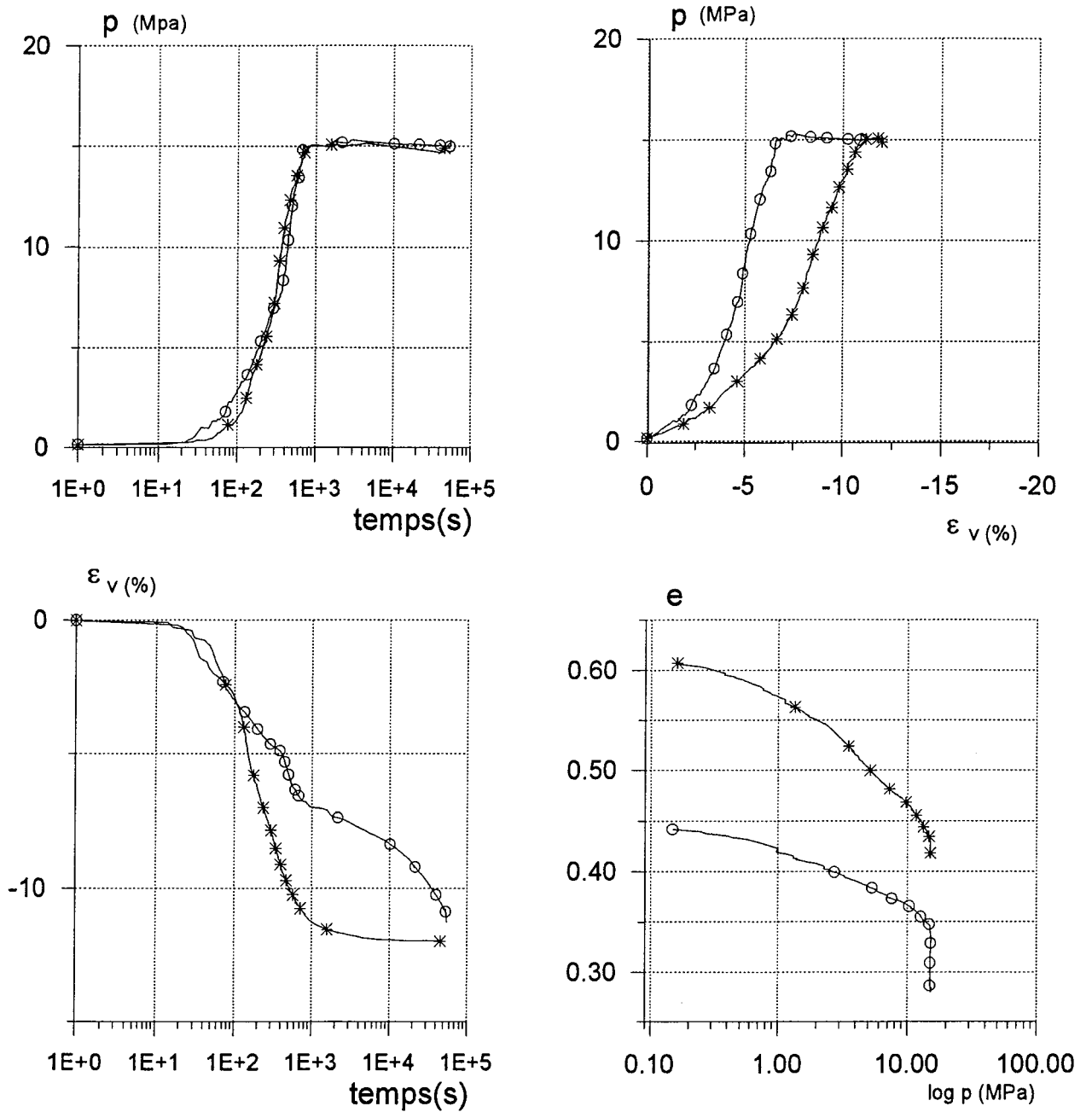
Fig. III. 5 Essais isotropes, granit concassé G1, $D_r=50\%$, différentes contraintes de consolidation finales



	*	△	○
σ_1 (MPa)	5	10	15
	T1109006	T109011	T109017

(C0090.grf)

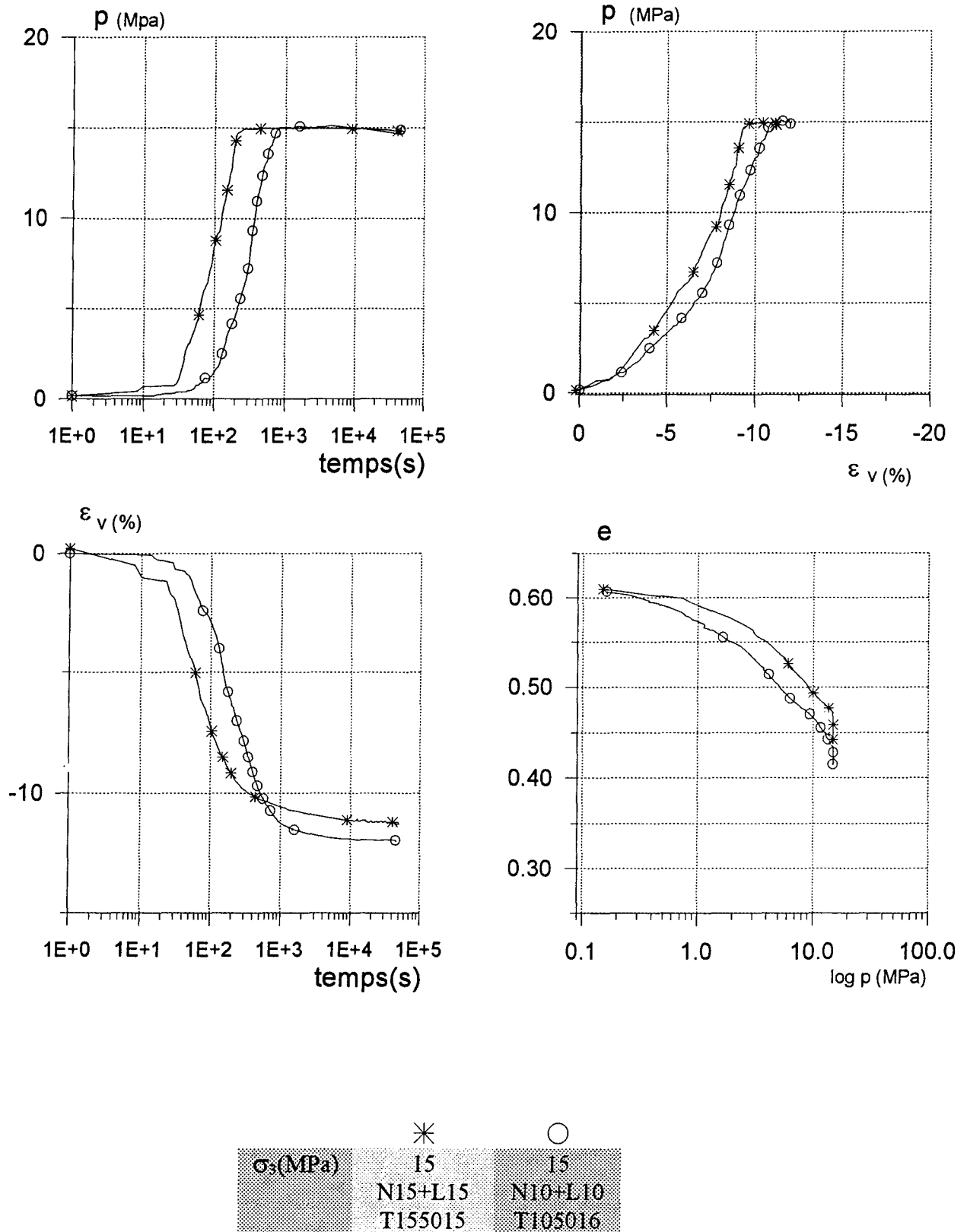
Fig. III. 6 Essais isotropes, granit concassé G1, $D_r=90\%$, différentes contraintes de consolidation finales



	*	○
σ_3 (MPa)	15	15
Dr(%)	50	90
	T105016	T109017

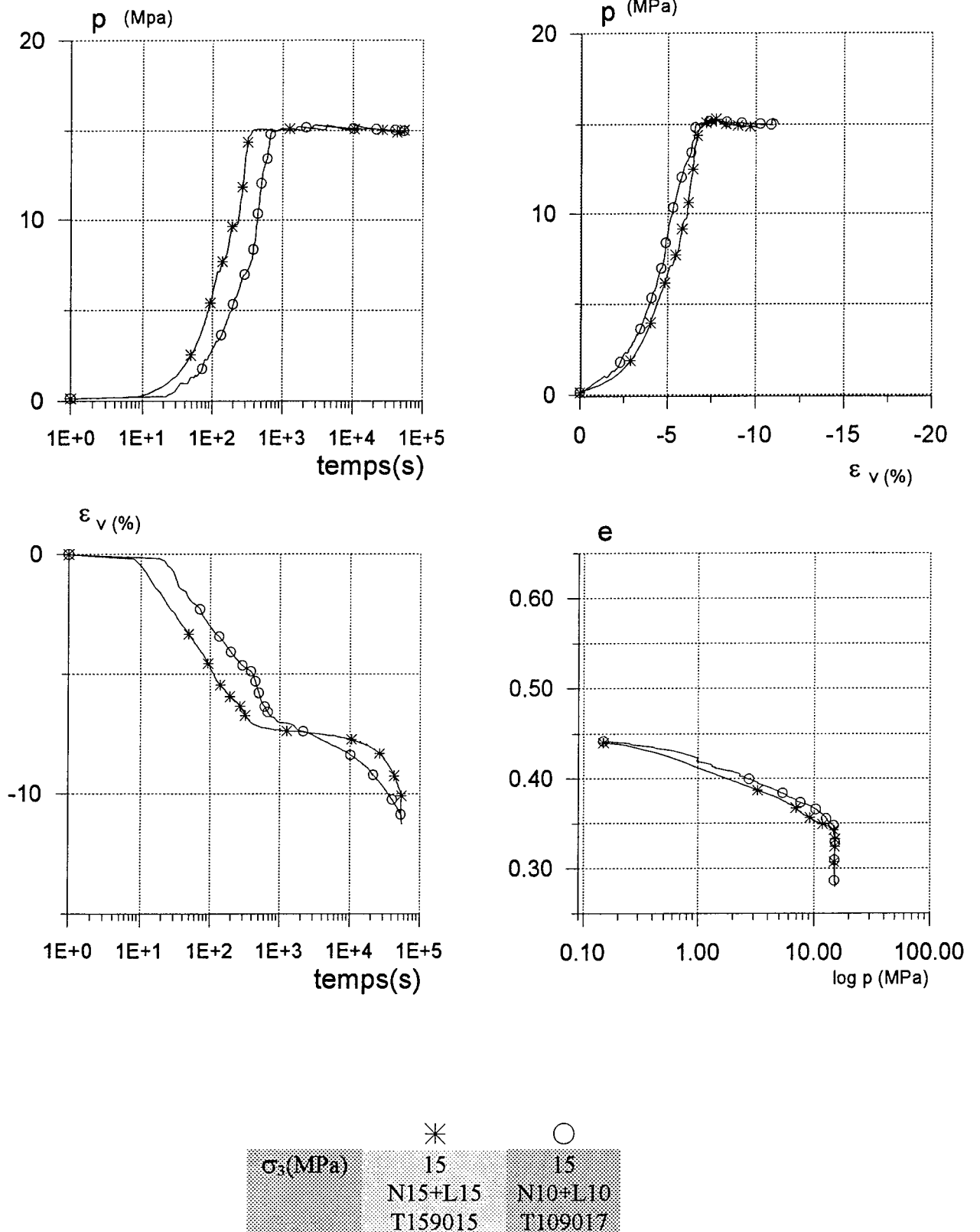
(C0015_1.GRF)

Fig. III. 7 Essais isotropes, granit concassé G1, différentes densités relatives Dr=50 et 90%



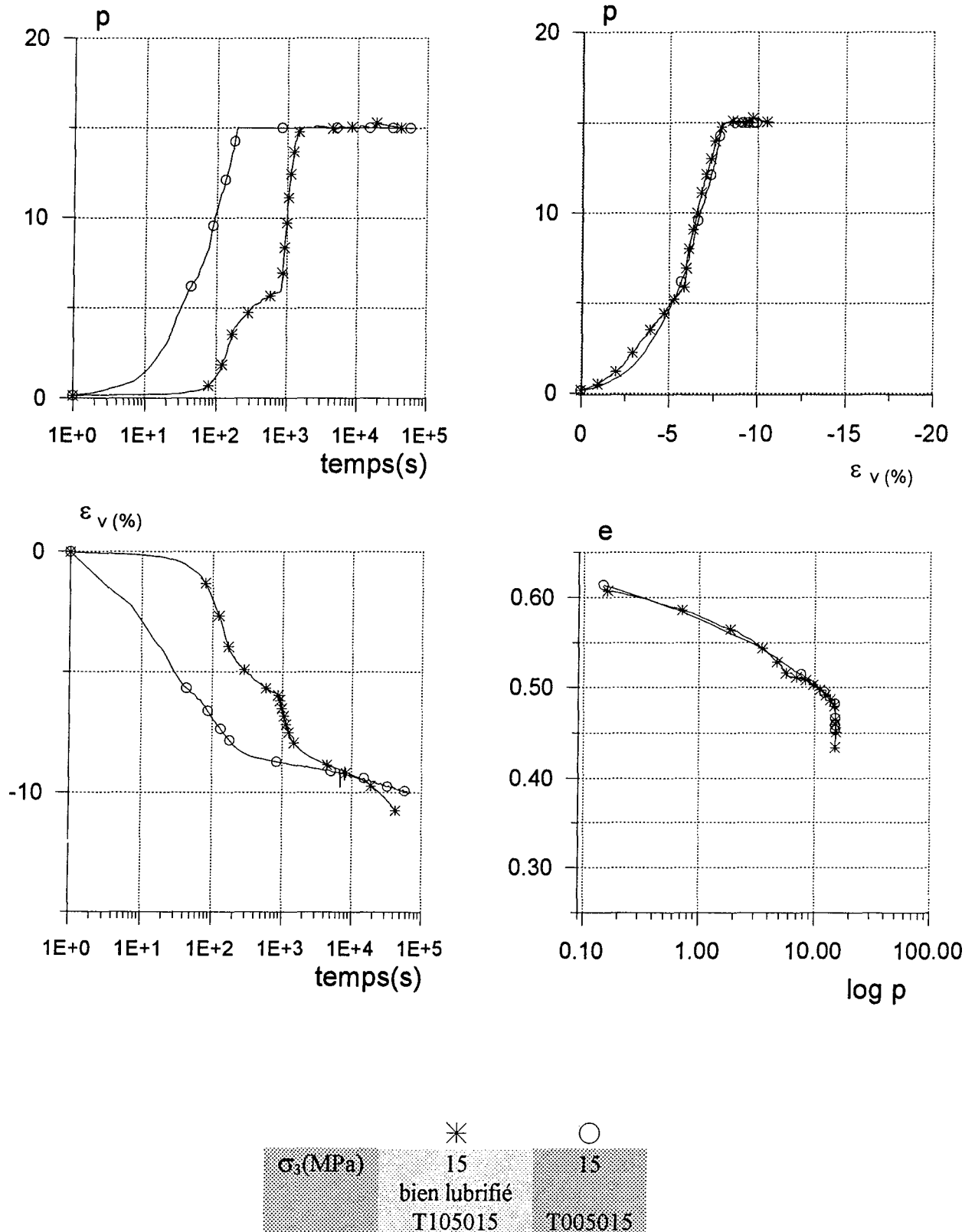
(C0050_1.GRF)

Fig. III. 8 Essais isotropes, granit concassé G1, $D_r = 50\%$, effet de l'épaisseur de membrane



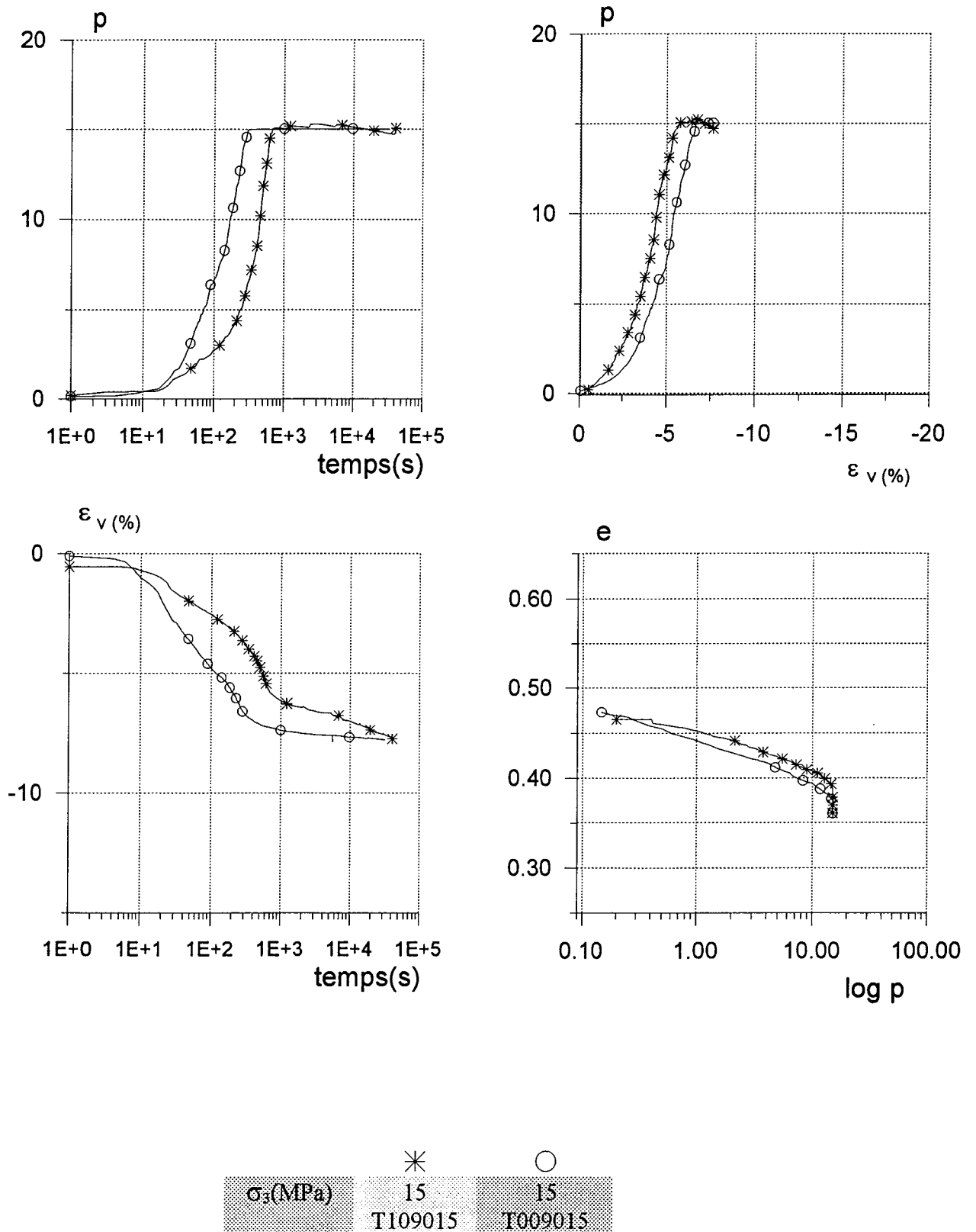
(C0090_1.GRF)

Fig. III. 9 Essais isotropes, granit concassé G1, $D_r = 90\%$, effet de l'épaisseur de membrane



(T0050-3.GRF)

Fig. III. 10 Essais isotropes, granit concassé G1, $Dr = 50\%$, effet de lubrification de l'antifretage



(T0090-1.grf)

Fig. III. 11 Essais isotropes, granit concassé G1, $D_r = 90\%$, effet de lubrification de l'antifretage

III.2.4 ESSAIS ISOTROPES SUR LE GRANIT CONCASSE G2 SOUS FORTES CONTRAINTES

L'influence de l'élancement (Fig. III. 12) avec les essais de contrainte effective moyenne 10 MPa se manifeste par une évolution différente de la déformation volumique (2%) pour les hauteurs de 83 mm (13.3 %) et 64 mm (11.2 %). Dans le cas de $\sigma_3 = 15$ MPa, le résultat est cohérent (Fig. III. 13): la différence (83 mm = 19.7 % et 64 mm = 16 %) est un peu plus grande (3.7 %) que pour 10 MPa.

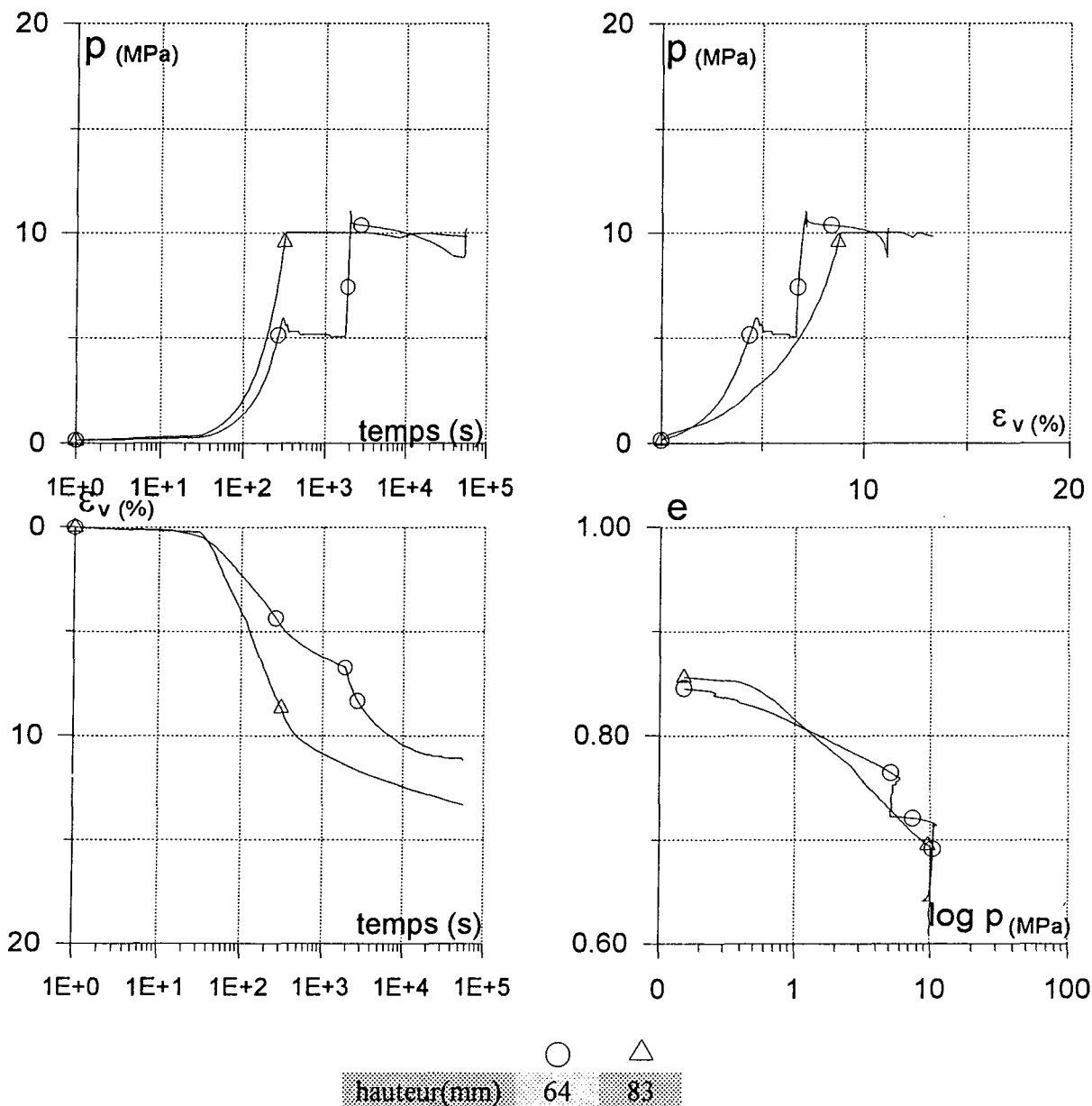


Fig. III. 12 Essais isotropes, granit concassé G2, Dr = 90 %, effet de l'élancement 1.7 ou 1.3, $\sigma_3 = 10$ MPa.

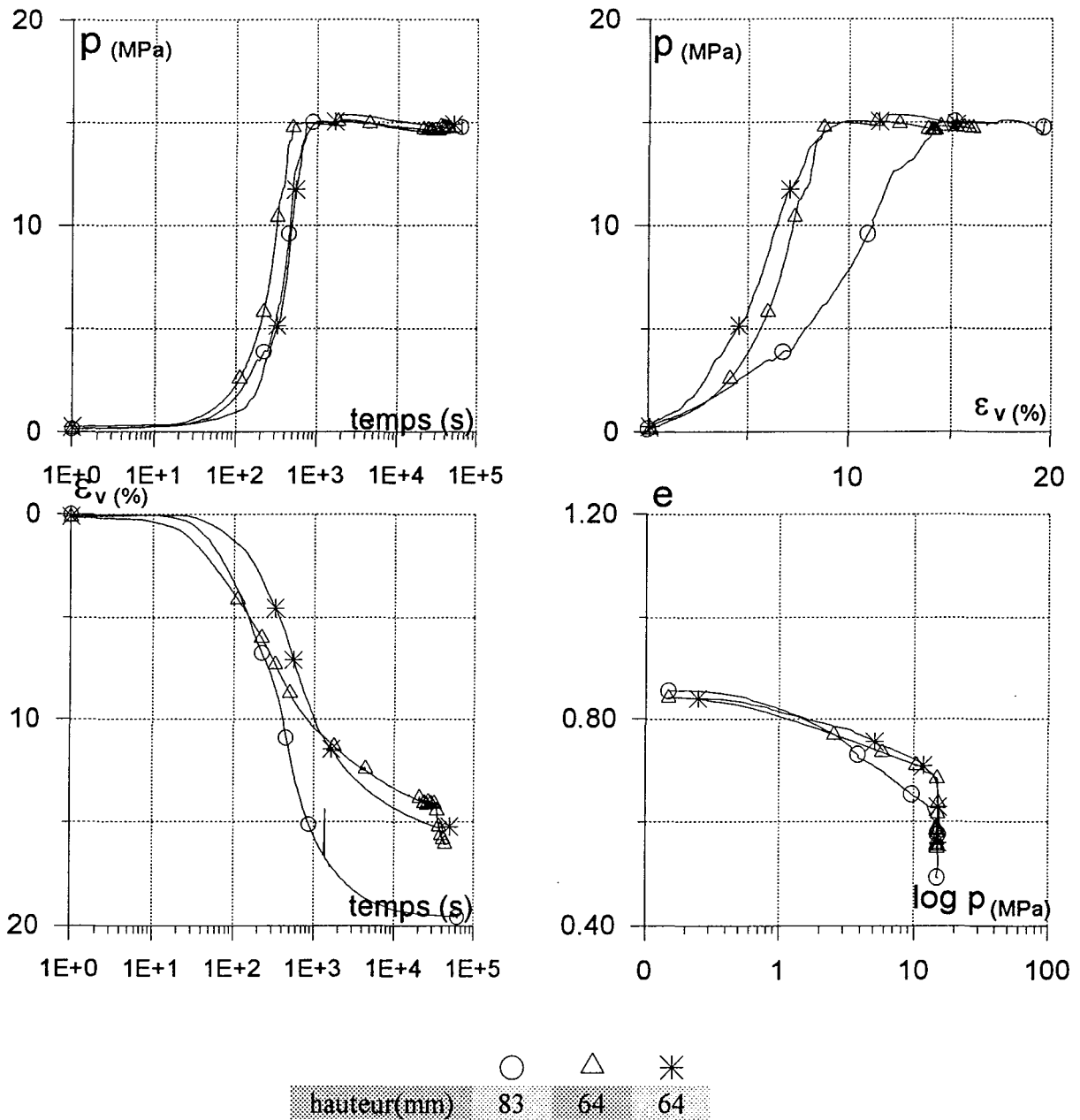


Fig. III. 13 Essais isotropes, granit concassé G2, $D_r = 90\%$, effet de l'élanement 1.7 ou 1.3, $\sigma_3 = 15$ MPa.

III.3 ESSAIS TRIAXIAUX

III.3.1 MILIEU CONTINU

On a déjà vu ce qui concernait le chemin isotrope plastique. Pour le chemin triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3 =$ constante), l'essai débute par un état de contrainte isotrope

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \text{constante}$$

représenté par un point de la trisectrice de l'espace contrainte. Puis une compression à vitesse constante est exercée dans la direction de σ_1 . A mesure que ε_1 augmente, la contrainte σ_1 grandit, jusqu'à atteindre un maximum auquel elle demeure en dépit de la variation de ε_1 : le matériau a atteint un état de plasticité parfaite ($d\varepsilon_v=0$, volume constant). Ce stade correspond au cercle maximum du plan de Mohr associé à l'essai (pour chaque valeur de $\sigma_2 = \sigma_3$, les états de contrainte du chemin triaxial sont représentés par une série de cercles passant par σ_3). Dans l'hypothèse de COULOMB, l'enveloppe de ces cercles de plasticité parfaite est une droite d'équation:

$$\sigma_t = c + \sigma_n \cdot \text{tg } \phi,$$

où c est l'ordonnée à l'origine et ϕ , l'angle de frottement. Dans l'espace des contraintes principales, la droite associée est

$$\sigma_1 = \sigma_3 \text{tg}^2 (\pi/4 + \phi/2) + 2c \text{tg} (\pi/4 + \phi/2).$$

Dans l'espace e -log p , la plasticité parfaite ("état critique") correspond à une droite de pente C_c parallèle à la compression isotrope normalement consolidée. Dans le plan q - p ($p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ étant la contrainte moyenne et $q = \sigma_1 - \sigma_3$, le déviateur des contraintes), elle est atteinte le long de la droite $q = M p$. Le module du tenseur déviatoire correspond à la distance à la trisectrice du point qui représente la contrainte:

$$\bar{q} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

On peut représenter le chemin triaxial, dans ce même plan, par une droite de pente 3/1. Le changement de volume de l'échantillon au cours de ce chemin est traduit par la variation de l'indice des vides e en fonction de la déformation principale ε_1 , de la contrainte moyenne p et de son logarithme.

Les chemins isotrope, oedométrique et de plasticité parfaite apparaissent sous la forme de droites de même pente C_c .

En compression, sous l'action du déviateur de contrainte, les milieux granulaires subissent une déformation accompagnée d'une variation du volume. On peut ainsi observer une diminution des vides dans le cas de sols normalement consolidés. Cette "contractance" est caractérisée par la pente C_d de la droite d'évolution de e en fonction de $\log (1 + \eta^2/M^2)$, dont l'équation s'écrit sous la forme:

$$e = e_0 - C_d \log \left(1 + \frac{\eta^2}{M^2} \right) = e_0 - \lambda_d \ln \left(1 + \frac{\eta^2}{M^2} \right) ,$$

où C_d est appelé coefficient de compressibilité déviatoire.

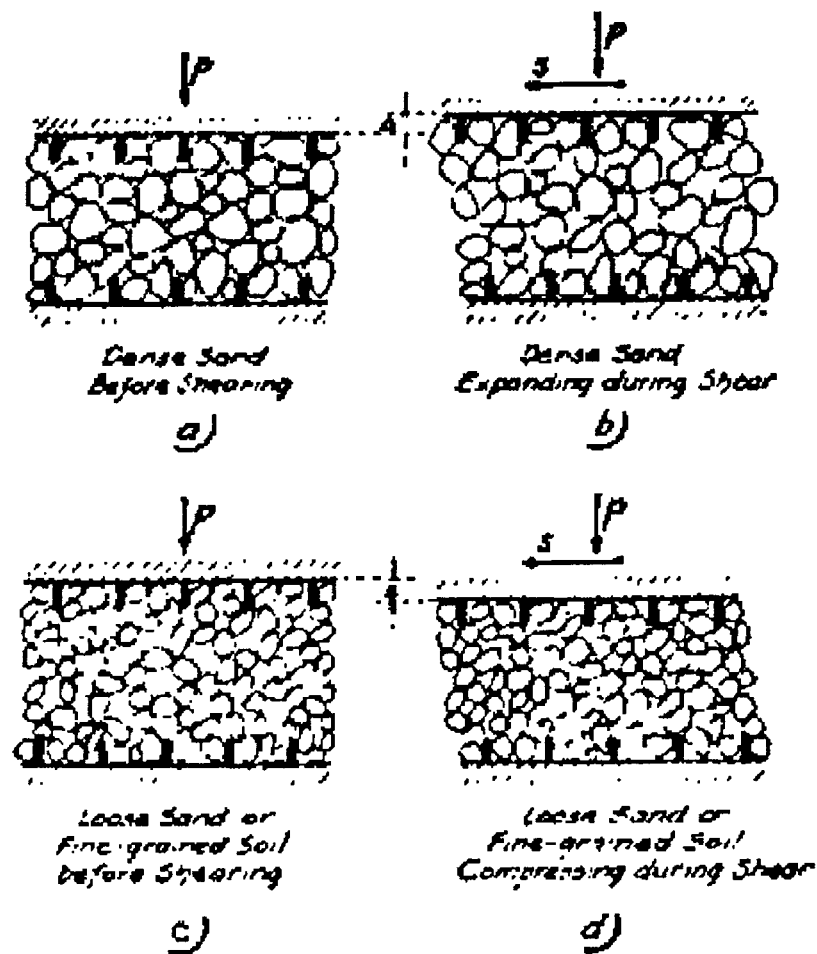


Fig. III. 14

CASAGRANDE (1936), concept de l'état critique

III.3.1.1 Concept de l'état critique

La théorie de l'état critique décrit le comportement des sols, sables et argiles soumis à de grandes déformations. CASAGRANDE (1936) a remarqué qu'un échantillon dense se dilate sous une contrainte de cisaillement, alors qu'au contraire un échantillon lâche se contracte.

Il a noté que la contrainte de cisaillement sur les deux densités (faible et forte) arrivant à une densité critique (correspondant à un indice des vides critique) est fixée. Elle a été élaborée par ROSCOE et son équipe (1958-1968) à Cambridge.

Hypothèses de base:

H1 : un sol soumis à une sollicitation de cisaillement tend vers un état idéal, dit "état critique". Le rapport des contraintes y est constant et l'écoulement plastique n'y provoque pas de variations de volume.

Cet état critique correspond aux conditions suivantes:

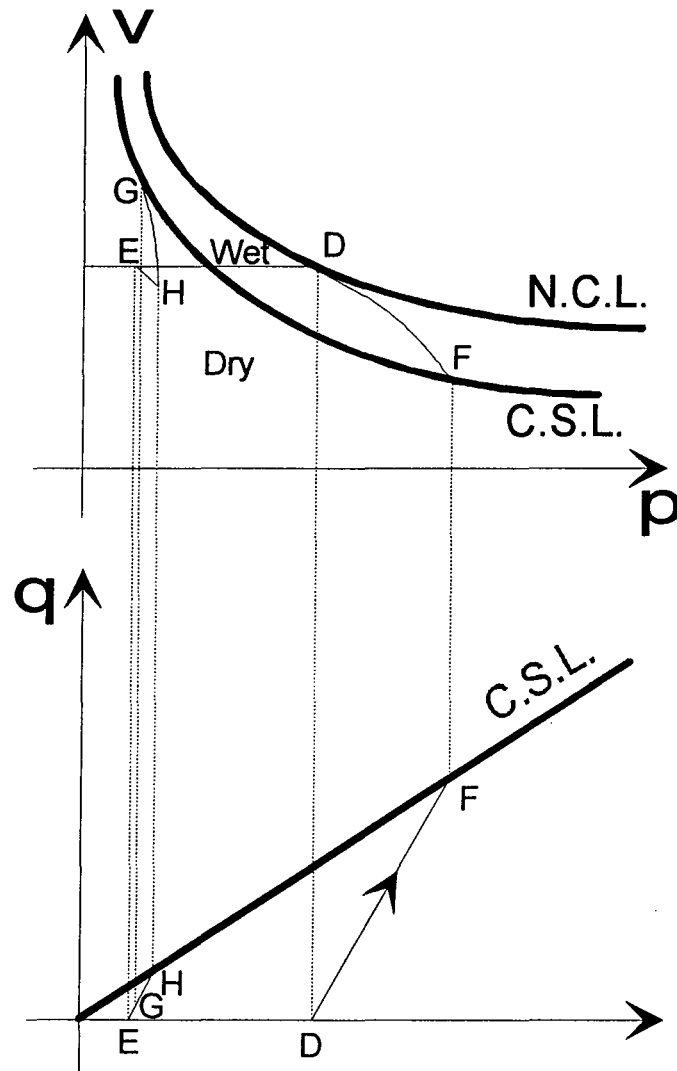


Fig. III. 15 Chemin de contrainte en condition drainé

$$\begin{aligned} \varepsilon_q \gg 0, \quad d\varepsilon_v &= 0 \\ q &= Mp \\ v &= \Gamma - \lambda \text{Log } p = \text{cte} \end{aligned}$$

où M , Γ et λ sont des constantes matérielles.

$$v = 1 + e, \text{ avec } e \text{ indice des vides.}$$

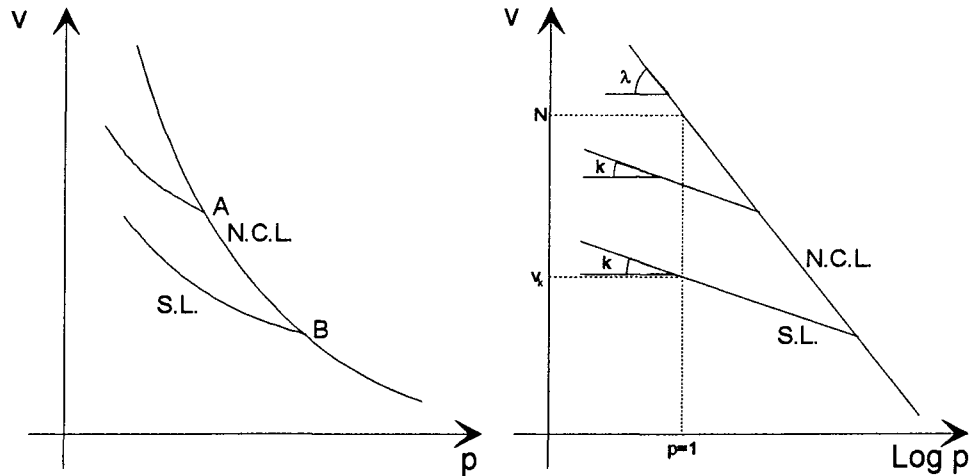


Fig. III. 16 Courbe de consolidation isotrope et de gonflement

La surface d'état limite S.B.S., sur laquelle on trouve la ligne d'état critique (C.S.L.), sépare les états possibles des états impossibles dans l'espace (p, q, v) . Ainsi, l'état d'un élément quelconque du sol, soumis à une contrainte de cisaillement croissante, sur la S.B.S. ou à l'intérieur de celle-ci, se rapprochera-t-il à la rupture d'un point de la C.S.L.

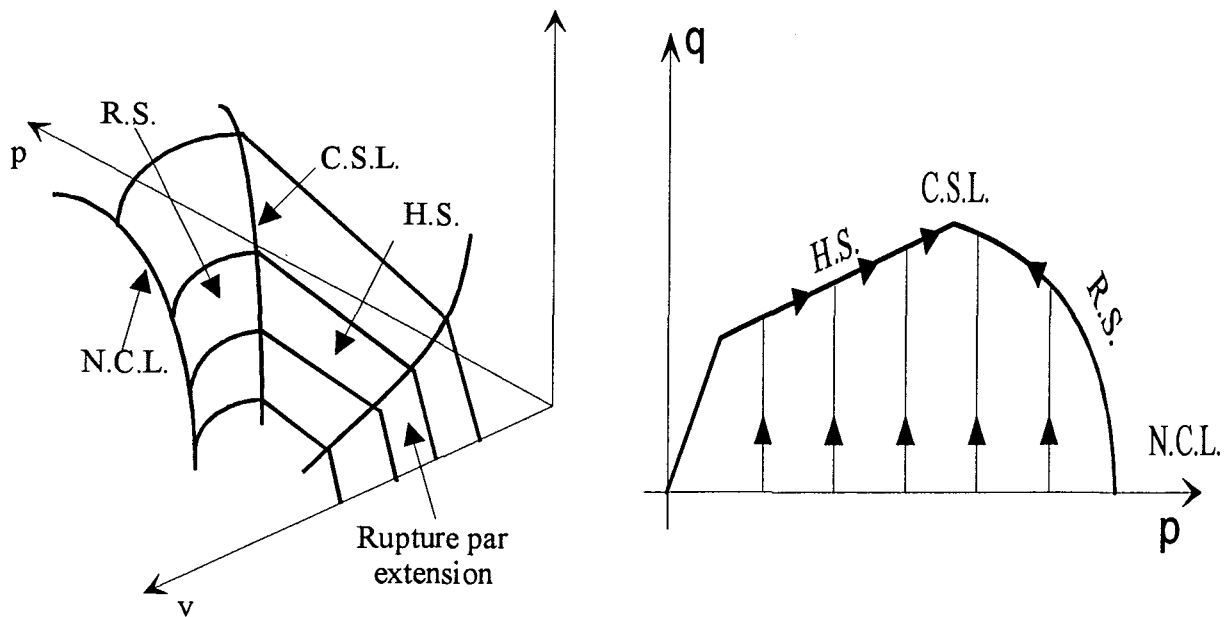


Fig. III. 17 (a) surface d'état limite, (b) chemin de contrainte en condition non drainée

Le signe des déformations volumiques, en relation avec l'indice des vides, peut être prévu grâce à l'existence d'une bijection entre l'état de contrainte dans le matériau et son volume critique. Selon que le volume initial d'un matériau est inférieur ou supérieur au volume critique associé à la contrainte moyenne de départ, on pourra observer sa dilatation ou sa contraction, qui se manifestent dans un matériau saturé par l'absorption ou l'expulsion de l'eau interstitielle.

H2 : seule une déformation volumique due à une variation de la contrainte de consolidation p est réversible.

Dans le cadre de cette hypothèse, on écrit:

$$v^e = v_k - \kappa \text{Log } p$$

$$d\varepsilon_v^e = \frac{dv^e}{v_0} = \frac{\kappa dp}{v_0 \rho} \text{ (Fig. III. 16)}$$

A Cambridge, plusieurs modèles ont été élaborés sur cette base. Des hypothèses d'élastoplasticité avec écrouissage isotrope ont dû être ajoutées aux précédentes pour la description du comportement du sol avant qu'il n'atteigne l'état critique.

III.3.2 ESSAIS TRIAXIAUX

Les résultats des essais triaxiaux sont présentés en fonction i) du matériau: granit concassé et billes de verre ii) de la courbe granulométrique initiale G1 (étalée) ou G2 (serrée) iii) de la densité relative initiale faible ($D_r = 50\%$) ou forte (90%) iv) de la contrainte de consolidation faible ($\sigma_3 \leq 1$ MPa) ou forte ($\sigma_3 \geq 5$ MPa). Ensuite nous avons comparé les résultats à la même contrainte de consolidation. Les résultats des essais triaxiaux sont analysés pour chaque essai individuel par un ensemble de figures, puis comparés entre eux à partir de schémas synthétiques.

Le critère de rupture de MOHR-COULOMB peut s'écrire sous la forme:

$$\sin \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

La plasticité parfaite est caractérisée par la relation:

$$q = M p,$$

où M correspond à l'angle de frottement de plasticité parfaite:

$$\sin \phi_{pp} = \frac{3M}{6 + M}$$

Les essais triaxiaux ont été réalisés sur des échantillons divers, comme décrit ci-dessous:

Matériaux	Type granulométrique	Densité relative (%)	Caractère
Granit concassé	G1	50	étalé
Granit concassé	G1	90	étalé
Granit concassé	G2	90	serré
Bille de verre	Homogène (400 μ)		non fritté
Bille de verre	Homogène (400 μ)		fritté

Les essais sont faits en condition drainée sur des échantillons saturés ou sec pour le granit concassé. En ce qui concerne les billes de verre frittées ou non frittées les essais sont réalisés sur des échantillons drainés et saturés.

III.3.2.1 Essais triaxiaux sur le granit concassé G1

Il faut noter que les essais triaxiaux ont été réalisés sur les trois cellules différentes (TITAN, HERCULE, ATLAS) en fonction de la contrainte de consolidation. Nous allons présenter d'abord les essais triaxiaux sous faibles contraintes ensuite sous fortes contraintes. Les essais effectués sur la cellule triaxiale ATLAS sont présentés plus loin.

III.3.2.1.1 Essais triaxiaux sur le granit concassé G1 sous faibles contraintes ($\sigma_3 \leq 1 \text{MPa}$)

Les essais triaxiaux drainés de compression réalisés sous faibles contraintes ($\leq 1 \text{MPa}$) sur le matériau de granit *concassé* ayant une courbe granulométrique initiale étalée (G1) sont dans le tableau ci-dessous (essais réalisés avec la cellule triaxiale TITAN). Les essais dans la liste ci-dessous sont présentés dans un ordre chronologique. La densité initiale est de 90 % pour tous les essais. La contrainte de consolidation initiale au début de la consolidation est de 0.05 MPa pour tous les essais. Les contraintes de consolidations à la fin de l'essai isotrope (phase consolidation) varient de 0.1 à 1 MPa. La même campagne d'essais à été effectuée sur le matériau de granit concassé ayant une courbe granulométrique serrée (G2, voir plus loin).

Tableau. III. 2 Essais triaxiaux drainés de compression sur le granit concassé G1 avec la cellule TITAN

	NOM	DATE	Dr (%)	$\sigma_{3\text{final}}$ (MPa)	ϵ_z (%)	$\sigma_{3\text{ini}}$ (MPa)
1	E329001	16-mai-95	90	0.10	30	0.05
2	E309001	26-avril-95	90	0.15	30	0.05
3	E319001	16-mai-95	90	0.15	30	0.05
4	E309002	7-juin-95	90	0.25	30	0.05
5	E309005	5-juin-95	90	0.5	30	0.05
6	E309010	23-avril-95	90	1	30	0.05
7	E319010	1er-juin-95	90	1	30	0.05

Les résultats sont présentés sur un ensemble de figures sur la Fig. III. 18. i) La relation contrainte déviatoire - déformation axiale montre l'influence de la contrainte de consolidation. ii) La contrainte déviatoire au pic varie de 0.91 à 5.23 MPa. iii) Dans le plan $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3) - \epsilon_z$ on voit l'influence de la contrainte de sur l'angle de frottement au pic. Plus la contrainte de consolidation est faible, plus la déformation axiale au pic de la contrainte déviatoire (ou pour l'angle de frottement) est faible. Quelle que soit la contrainte de consolidation jusqu'à la contrainte de consolidation 1 MPa, le matériau est dilatant. iv) Cette dilatance s'atténue lorsque la contrainte de consolidation croît. Le pic de contrainte deviratoire vraisemblablement arrive

tôt sur le plan $q - \varepsilon_1$ (Fig. III. 18.). La relation $(1 - d\varepsilon_v / d\varepsilon_1)$, $(\varepsilon_v / \varepsilon_1)$ et e au pic diminue lors de la croissance de la contrainte de la consolidation.

On obtient des valeurs élevées de l'angle de frottement de pic, dues sans doute au caractère fortement anguleux des grains, ainsi qu'à une densité relative importante ($Dr=90\%$), créant un fort enchevêtrement des grains (voir Tableau. III. 3).

Le matériau G1 étant ici dilatant, la plasticité parfaite sera atteinte sur un palier inférieur au pic qui dépend de l'importance de la dilatance et tend donc à diminuer avec la contrainte de consolidation. Pour nos essais le palier de plasticité n'est pas atteint. Pour G1 les essais à haute pression ont donné une valeur de $M=1.4$ à comparer avec la valeur de pic trouvée ici voisine de 1.8. G1 apparaît toujours dilatant dans cette gamme de contrainte effective (σ_3), ce qui est en accord avec les résultats disponibles dans la littérature sur les sables et graviers.

Tableau. III. 3 Résultats au pic des essais triaxiaux sous faibles contraintes sur le matériau du granit concassé G1, $Dr=90\%$ (cellule TITAN)

σ_3 (MPa)	$(\sigma_1/\sigma_3)_{pic}$	ϕ_{pic}	q_{pic}	p_{pic}	$(1 - d\varepsilon_v / d\varepsilon_1)_{pic}$	$(\varepsilon_v / \varepsilon_1)_{pic}$	ε_{1pic}	ε_{vpic}	e_{pic}
0.1	10.3	55	0.91	0.40	1.70	1.15	8.0	-1.21	0.478
0.25	5.6	45	1.16	0.64	1.39	1.23	7.5	-1.72	0.463
0.5	6.0	45	2.52	1.34	1.28	0.92	10.5	0.81	0.420
1.0	6.2	45	5.23	2.74	1.22	0.96	14.5	0.53	0.418

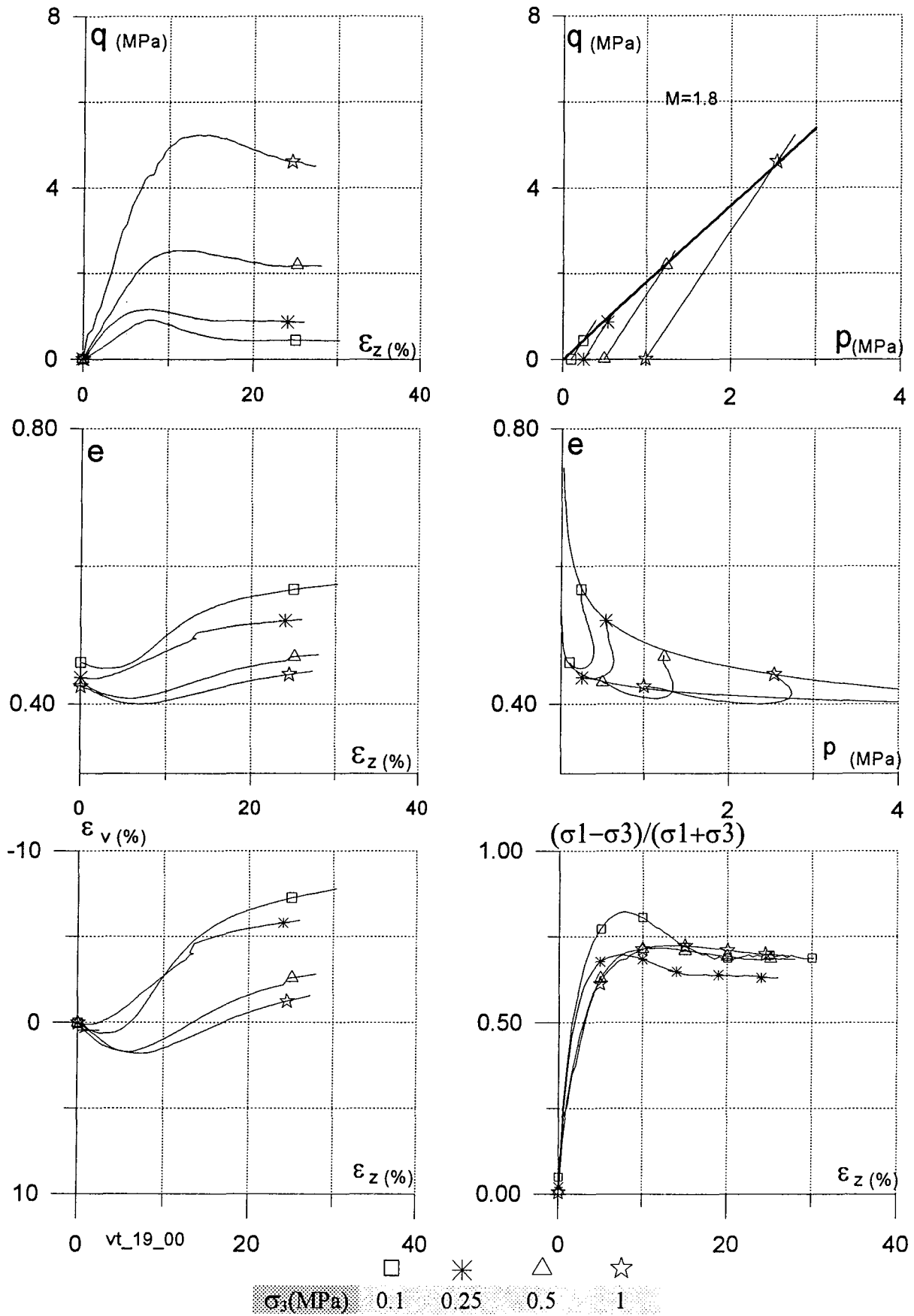
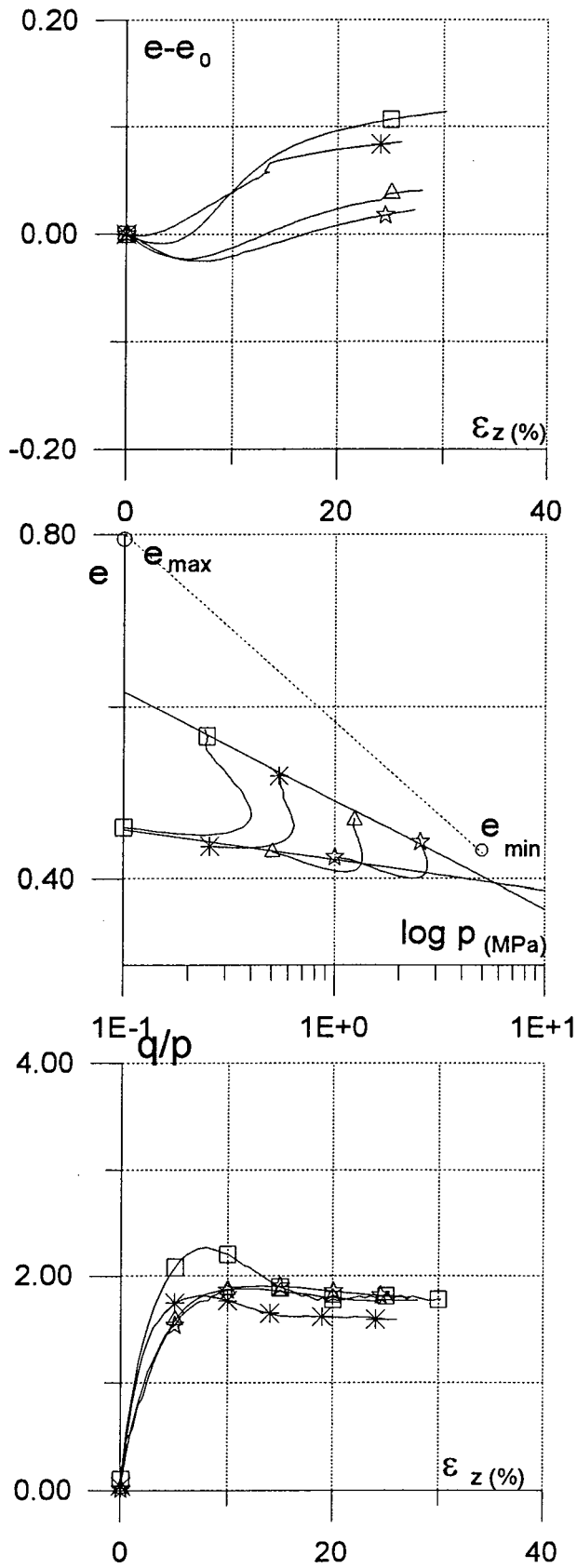


Fig. III. 18 Essais triaxiaux drainé de compression sous faibles contraintes, granit concassé G1, $D_r=90\%$ (cellule TITAN).



III.3.2.1.2 10 Essais triaxiaux sur le granit concassé G1 sous fortes contraintes ($\sigma_3 > 1 \text{ MPa}$)

Dans cette partie sont étudiés les essais triaxiaux drainés de compression sur le granit concassé G1 sous fortes contraintes de consolidation. Ces essais furent réalisés avec la cellule HERCULE (cf. tableau suivant). La première campagne d'essais triaxiaux a porté sur l'influence de la densité relative initiale différente faible ($D_r=50\%$, Fig. III. 19) ou forte ($D_r=90\%$, Fig. III. 20). La déformation axiale imposée est de 4.5, 15, 30 et 50 % afin d'observer l'influence de la déformation axiale sur l'écrasement des grains (chapitre V). Les contraintes de consolidation à la fin de l'essai isotrope (phase de consolidation) sont de 0.5 à 15 MPa. La même campagne d'essais a été effectuée sur le granit concassé G2 (voir plus loin). Les essais triaxiaux réalisés sur G1 sous contrainte de consolidation de 60 MPa sont présentés plus loin.

L'ensemble des essais réalisés (Tableau. III. 4) à 0.5, 1, 5, 10 et 15 MPa avec une déformation axiale finale variant de 4.5 % à 50 %, met en évidence un caractère contractant du matériau, plus marqué pour la densité relative initiale la plus faible. Les variations de volume obtenues pour 10 et 15 MPa sont très proches (pour une densité donnée), indiquant un comportement "normalement consolidé" (par analogie avec le comportement des argiles), que l'on retrouve sur la valeur de l'angle de frottement (ou du rapport $(\sigma_1 / \sigma_3)_{\max}$) qui n'évolue pratiquement pas de 5 à 15 MPa (Fig. III. 19 et Fig. III. 20). Les courbes contrainte déviatoire - déformation axiale ne présentent pas de pic (sauf cas de localisation), contrairement aux essais à faible contrainte de consolidation.

Ceci est en accord avec les observations faites sur d'autres granulats pour des contraintes équivalentes. Seule une rupture importante des grains conduisant à une nette évolution de la granulométrie pourrait entraîner des variations plus importantes de volume avec la contrainte de consolidation. Nous verrons au chapitre V que la rupture des particules est restée limitée.

L'influence de l'épaisseur des membranes et celle de l'antifretage ont été étudiées sous fortes contraintes. L'amélioration progressive des conditions de l'essai au fur et à mesure de l'étude a conduit à l'optimisation de l'épaisseur (fonction de la contrainte de consolidation) et à un antifretage dont la description a été donnée plus haut. Ceci a permis de retarder la localisation des déformations jusqu'à des valeurs de déformation axiale de l'ordre de 15 %, sans pouvoir cependant les éliminer complètement.

Les essais réalisés à contrainte de consolidation plus faible ($< 1 \text{ MPa}$), ont montré un caractère dilatant, plus marqué bien sûr pour une densité relative de 90 %. Le matériau dans sa configuration actuelle pourrait donc répondre aux spécifications recherchées.

Le taux de variation volumique ($1-d\varepsilon_v / d\varepsilon_1$) au pic montre la valeur de 1 pour tous les essais triaxiaux sur le granit concassé de la densité faible ($D_r=50\%$) ou forte ($D_r=90\%$) sous fortes contraintes de consolidation. Le rapport des contraintes σ_1/σ_3 au pic pour les essais triaxiaux sur la densité relative faible à la contrainte de consolidation inférieure à 1 MPa donne la valeur deux fois plus grande (6) par rapport à celle (3.3) de la contrainte de consolidation supérieure à 1 MPa.

Tableau. III. 4 Essais triaxiaux drainés de compression réalisés sur le granit concassé G1 sous fortes contraintes sur la cellule HERCULE

	NOM	DATE	Dr (%)	$\sigma_{3\text{final}}$ (MPa)	$\varepsilon_z\text{ finale}$ (%)
1	T105001	26-Mai-93	50	0.5	3.5
2	T105003	07-Jun-93	50	0.5	40
3	T105000	23-Mai-93	50	0.5	54
4	T105007	17-Jan-94	50	1	30
5	T005005	18-Mai-93	50	5	0
6	T005006	07-Jul-93	50	5	0
7	T105006	21-Jul-93	50	5	30
8	T105005	08-Jul-93	50	5	50
9	T005010	17-Mai-93	50	10	0
10	T105010	04-Nov-93	50	10	30
11	T005015	05-Oct-93	50	15	0
12	T155015	03-Nov-93	50	15	15
13	T105015	28-Sep-93	50	15	30
14	T105016	21-Jan-94	50	15	30
15	T109000	07-Fév-93	90	0.5	48
16	T009003	10-Mai-93	90	3	0
17	T009004	13-Mai-93	90	4	0
18	T009005	24-Mai-93	90	5	0
19	T159005	20-Déc-93	90	5	15
20	T109006	26-Sep-93	90	5	30
21	T109005	16-Jul-93	90	5	53
22	T109010	16-Nov-93	90	10	30
23	T109011	21-Nov-93	90	10	30
24	T009015	04-Oct-93	90	15	0
25	T759015	07-Oct-93	90	15	4.5
26	T159015	28-Oct-93	90	15	15
27	T109015	30-Sep-93	90	15	30

Les essais triaxiaux à la densité forte de 90% sur le granit concassé sous fortes contraintes donnent un rapport des contraintes au pic un peu plus important qu'à celui de faible densité: $\phi_{\text{pic}} = 36.4^\circ$ pour $D_r=90\%$ et 33° pour $D_r=50\%$.

Comme les essais triaxiaux sous faibles contraintes le pic de la contrainte déviatoire arrive plus tard lorsqu'on augmente la contrainte de consolidation.

La comparaison entre les essais triaxiaux à la densité faible (50%) et à la densité forte (90%, Fig. III. 21) montre le chemin typique d'un échantillon dense ou lâche. L'essai triaxial à la contrainte de consolidation de 15 MPa à la densité forte (90%) et à la densité faible (50%) arrive à la plasticité parfaite. La valeur de M pour les deux densités à la plasticité parfaite est de 1.4 qui peut être introduit en l'angle de frottement $\phi_{pp} = 34.6^\circ$ à partir de la formule ($\sin\phi_{pp}=3M/(6+M)$).

La déformation volumique entre l'essai triaxial à la contrainte de consolidation de 15 et 10 MPa ne donne pas de différence. Par la littérature ce phénomène se produit en sous fortes contraintes à partir de certaine contrainte de consolidation (autour de 5 MPa). Ce phénomène peut être expliqué par la grande déformation volumique pendant la phase consolidation, l'échantillon est fortement consolidé par la grande contrainte isotropique.

Le comportement d'essai triaxial sur le échantillon sec est montré dans le tableau ci-dessous. Pour le moment nous avons pas la possibilité de mesurer la déformation volumique si l'échantillon n'est pas saturé. L'écrasement des grains sur les échantillons est indifférent que le matériau soit dans un état sec ou saturé: sous une même contrainte de consolidation de 15 MPa, les essais triaxiaux ne donnent en effet pas de différence entre les degrés de rupture (voir chapitre V) La contrainte déviatoire au pic pour l'échantillon sec est plus importante que celle de l'échantillon saturé. La cohésion peut jouer un rôle dans ce phénomène. Il se forme ainsi des agglomérats de grandes tailles qui traduisent une grésification de l'échantillon. Les photos des échantillons après essais donnent une explication raisonnable de ce phénomène.

Tableau. III. 5 Résultats au pic des essais triaxiaux sur le matériau granit concassé sous fortes contraintes $G1$, $Dr=50\%$ (cellule HERCULE)

σ_3 (MPa)	$(\sigma_1/\sigma_3)_{pic}$	ϕ_{pic}	q_{pic}	P_{pic}	$(1-d\varepsilon_v / d\varepsilon_1)_{pic}$	$(\varepsilon_v / \varepsilon_1)_{pic}$	ε_{1pic}	ε_{vpic}	ε_{pic}
0.5	5.5	45	2.3	1.2	1	0.97	21.5	0.5	0.5
1	6.1	45	5.1	2.7	0.99	0.93	30.3	2.1	0.5
5	3.1	33	10.7	8.5	0.96	0.88	35.1	4.2	0.4
10	3.3	33	23.9	17.9	0.96	0.69	16.0	5.0	0.3
15	3.4	33	36.3	27.0	1	0.80	22.5	4.6	0.3

Tableau. III. 6 Résultats au pic des essais triaxiaux sur le matériau granit concassé sous fortes contraintes $G1$, $Dr=90\%$ (cellule HERCULE)

σ_3 (MPa)	$(\sigma_1/\sigma_3)_{pic}$	ϕ_{pic}	q_{pic}	P_{pic}	$(1-d\varepsilon_v / d\varepsilon_1)_{pic}$	$(\varepsilon_v / \varepsilon_1)_{pic}$	ε_{1pic}	ε_{vpic}	ε_{pic}
5	3.77	36	13.9	9.7	1	0.97	18.025	0.625	0.3615
10	3.94	36	29.7	19.9	1	0.78	13.512	2.951	0.2792
15	3.92	36	43.6	29.5	1	0.82	16.502	2.914	0.2426
15*	4.62	40	54.2	33.0	1	-	14.586	-	-

*: échantillon sec

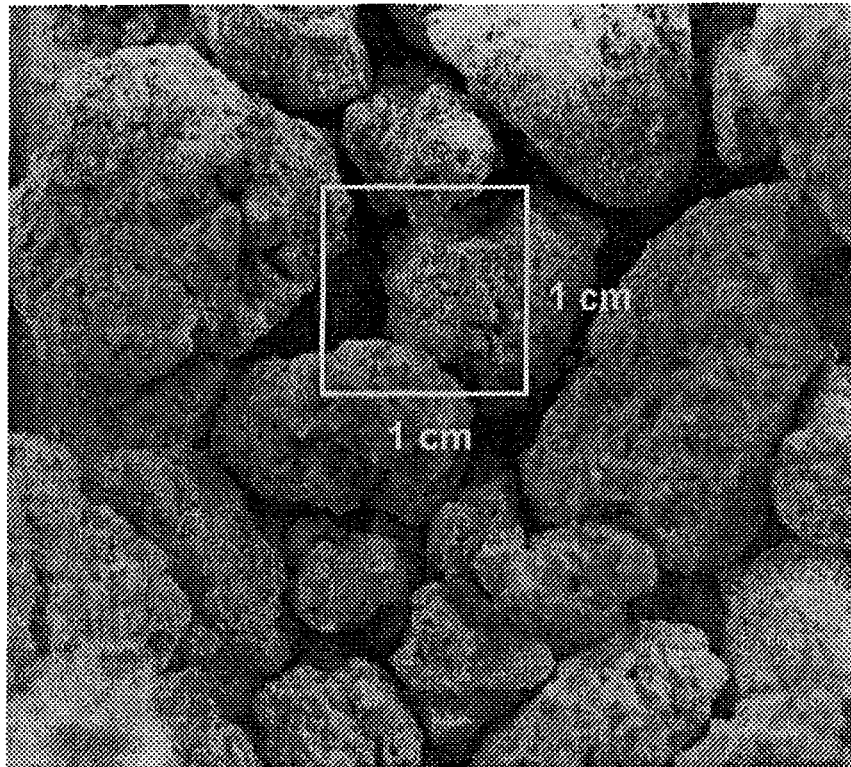


Photo. III. 3 Echantillon sec après l'essai traixial de compression, contrainte de consolidation =15 MPa, granit concassé G1

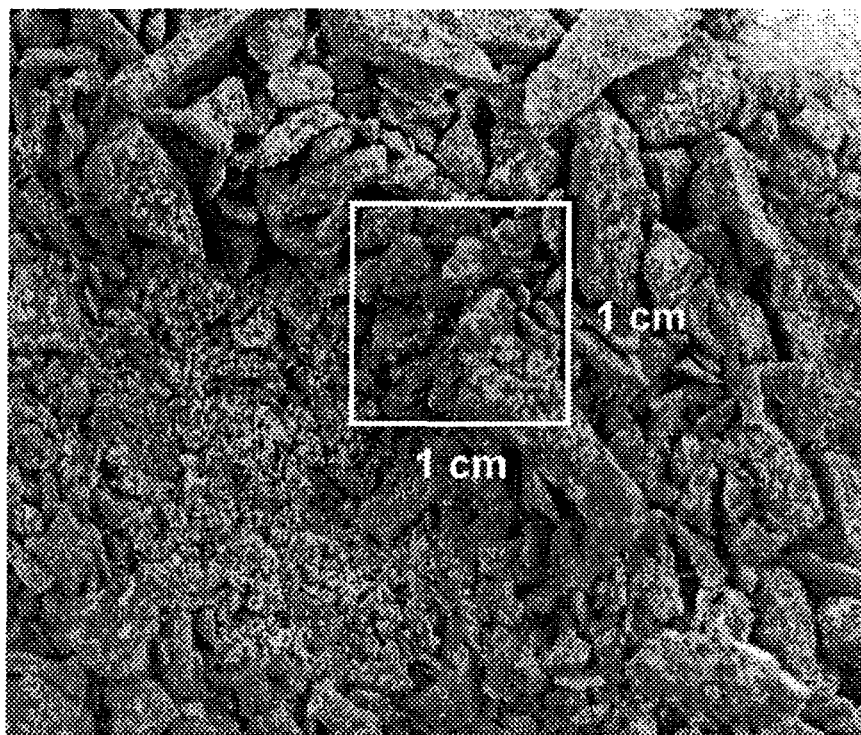


Photo. III. 4 Echantillon saturée après l'essai traixial de compression, contrainte de consolidation =15 MPa, granit concassé G1

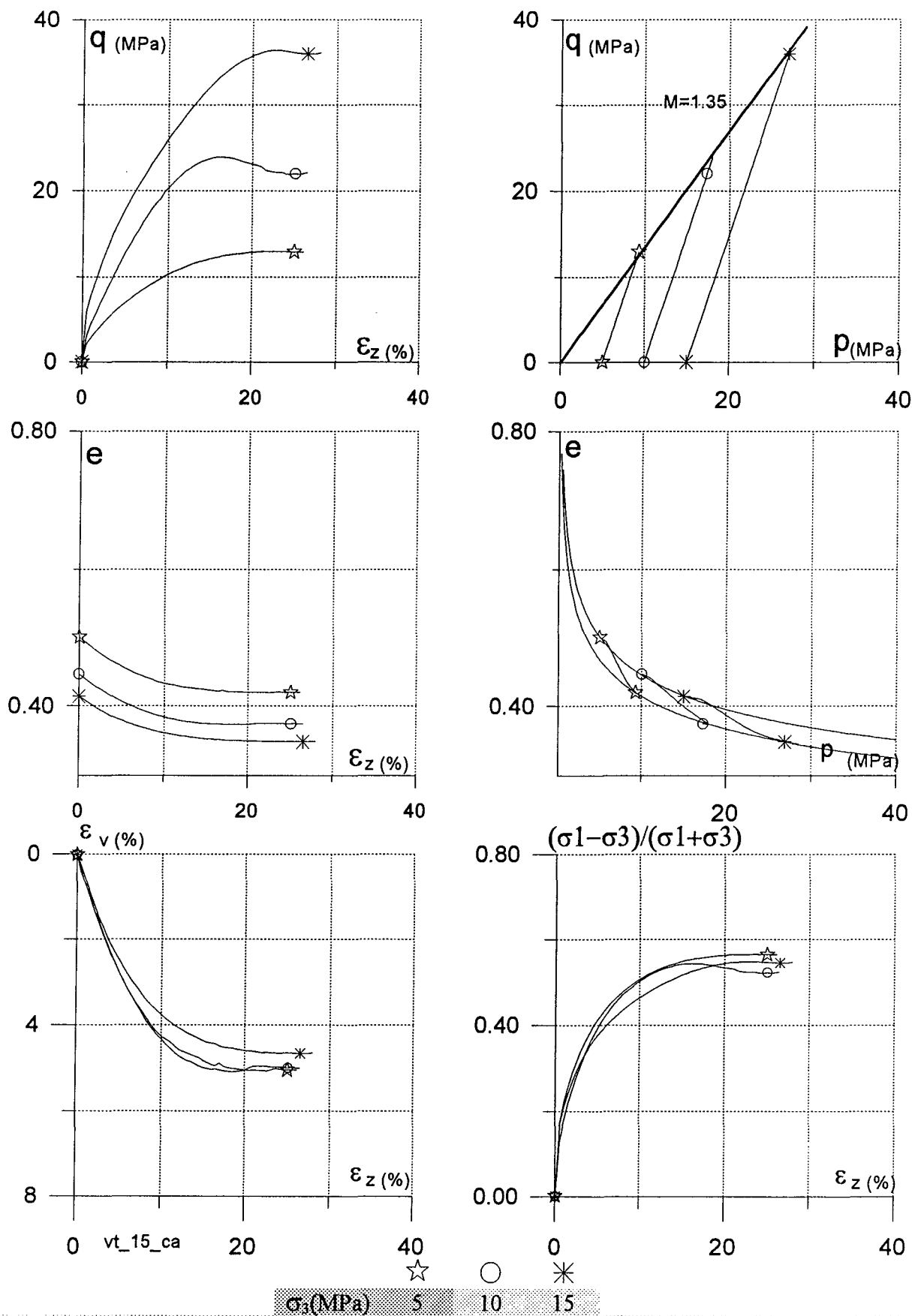
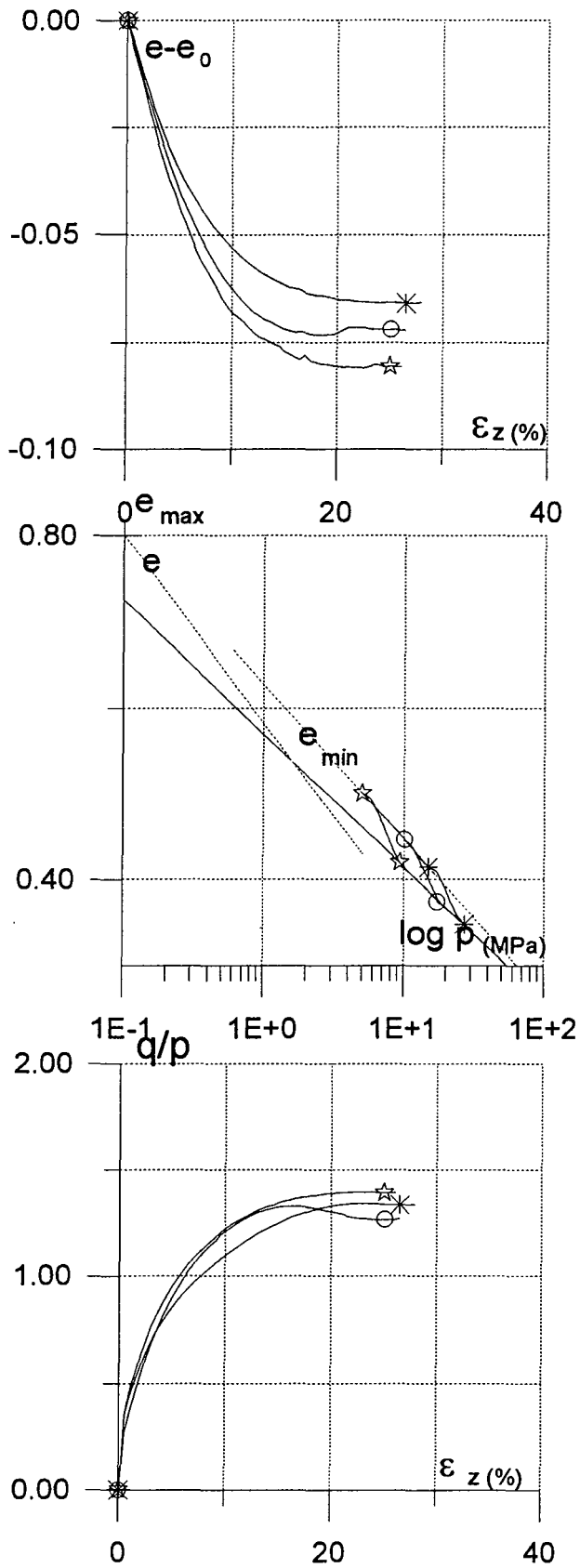


Fig. III. 19 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $Dr = 50\%$, sous différentes contraintes de consolidation (cellule HERCULE)



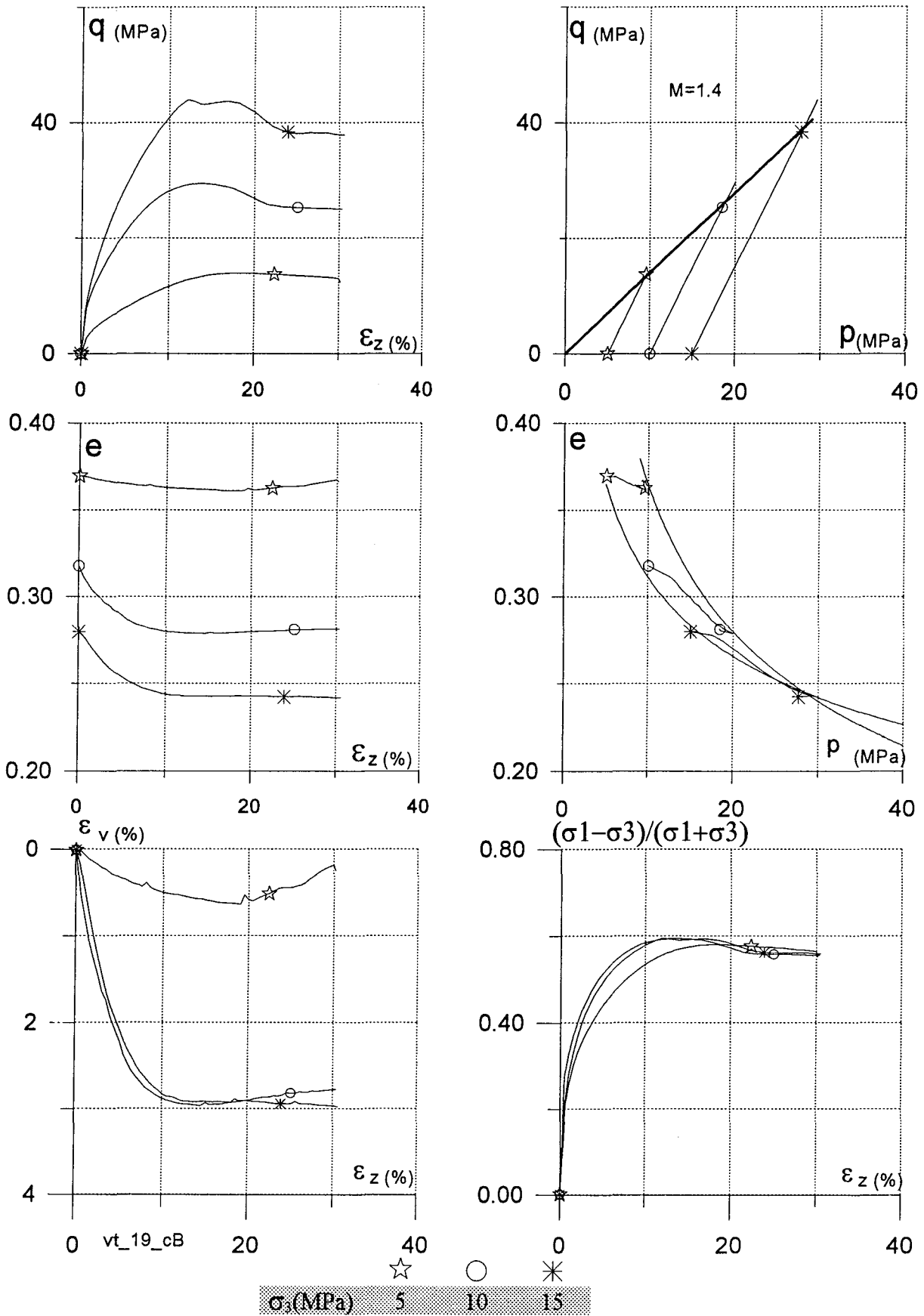
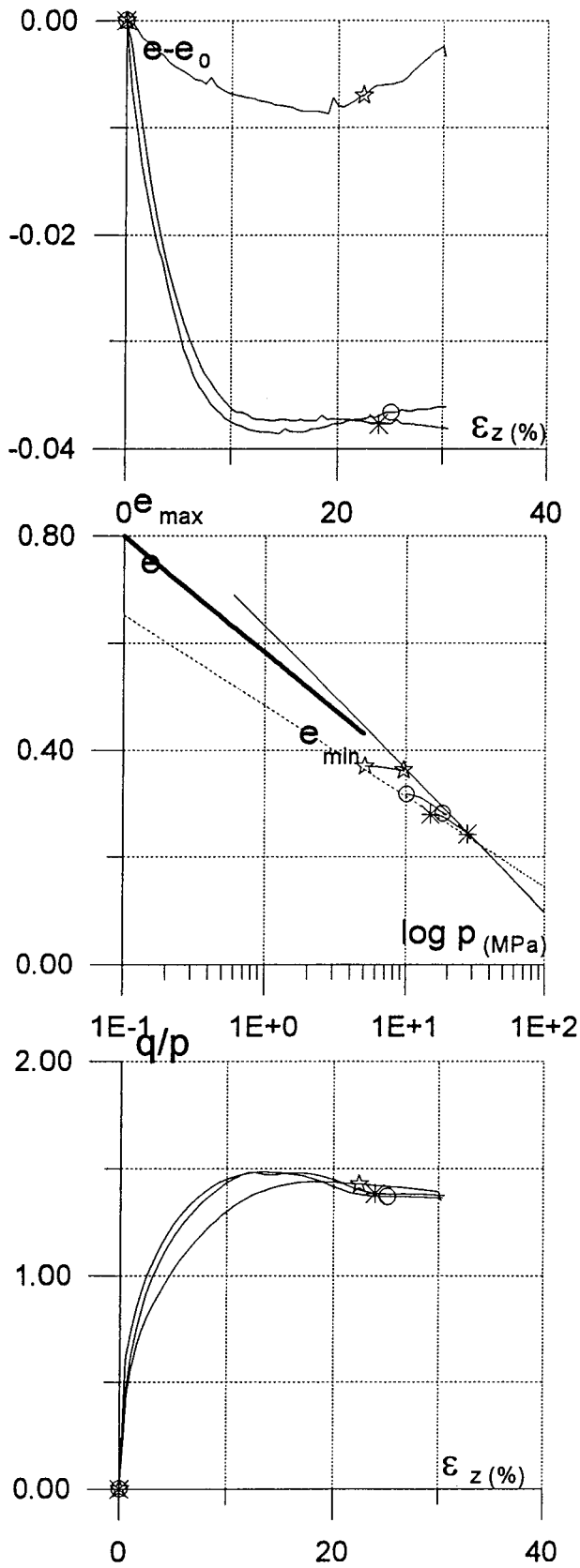
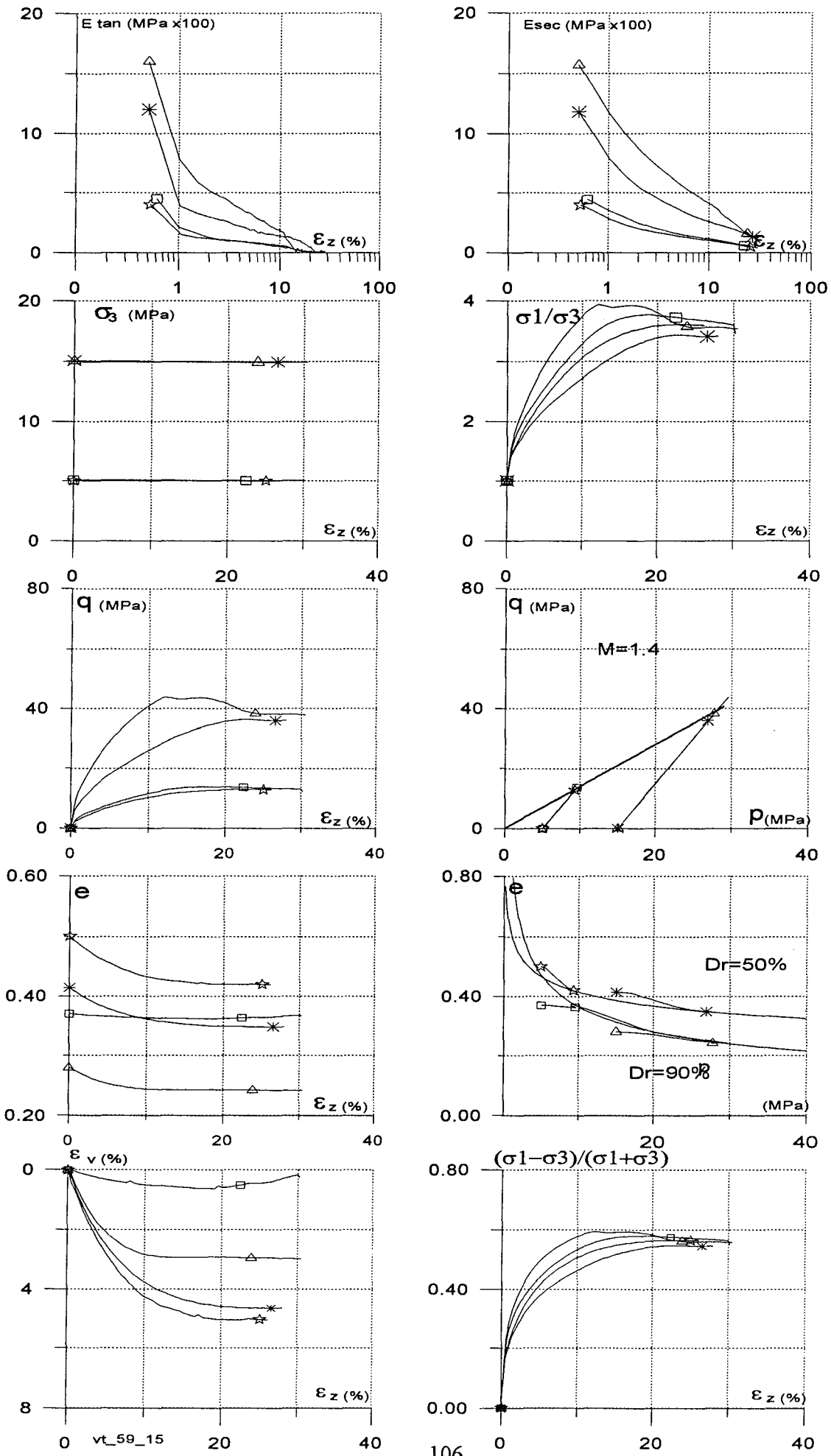
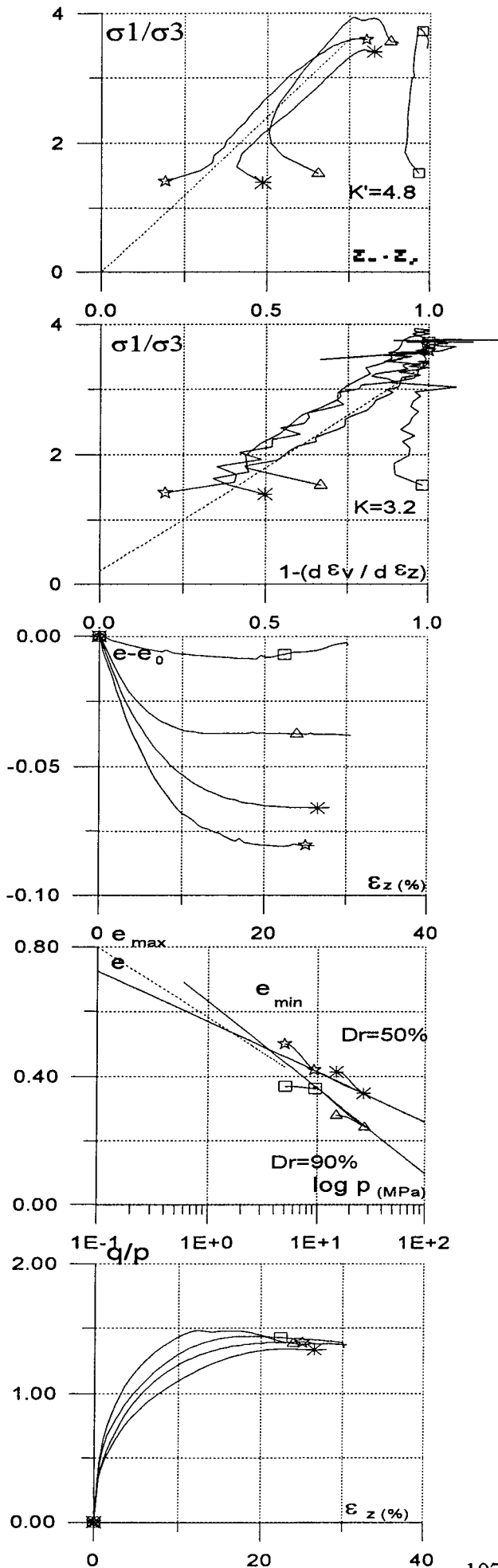


Fig. III. 20 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $D_r = 90\%$, sous différentes contraintes de consolidation (cellule HERCULE)







	☆	✱	□	△
σ_3 (MPa)	5	15	5	15
Dr (%)	50	50	90	90

Fig. III. 21 Essais triaxiaux drainés de compression sur le granit concassé G1. Influence de la densité initiale

III.3.2.2 Essais triaxiaux sur le granit concassé G2

Les essais triaxiaux sur le matériau du granit de la courbe granulométrique initiale serrée G2 sont étudiés. Les essais triaxiaux sur la courbe étalée G1 est choisi à partir de corrélation. La courbe G2 est choisi dans l'objectif d'observer l'influence de la courbe granulométrique initiale sur l'écrasement des grains.

III.3.2.2.1 Essais triaxiaux sous faibles contraintes

Les essais triaxiaux sous faibles contraintes de consolidation sur G2 ont été effectués dans la cellule TITAN comme ce fut le cas avec G1. Le G1 est dilatant pendant les essais triaxiaux à la contrainte de consolidation inférieure à 1 MPa. Le G2 est dilatant pour les essais à la contrainte de consolidation de 0.25 MPa. A partir de la contrainte de consolidation de 0.5 MPa le G2 devient contractant. Pour confirmer la seuil de cette contractance nous avons réalisé deux essai sous la même condition de contrainte de consolidation. Ce résultat montre la confirmation de la seuil entre la dilatance et contractance dans la Fig. III. 24 à la fois la répétitive d'essai (Fig. III. 23, $\sigma_3=0.1$ MPa).

La densité relative D_r est de 90% pour tous les essais présentés dans le tableau suivant.

Tableau. III. 7 Essais triaxiaux drainés de compression, granit concassé G1, cellule TITAN

	NOM	DATE	D_r (%)	σ_{3final} (MPa)	ϵ_{zfinal} (%)	σ_{3ini} (MPa)
1	F509010	29-mai-95	90	1	50	0.05
2	F509001	19-mai-95	90	0.10	50	0.05
3	F519001	9-juin-95	90	0.10	30	0.05
4	F509002	9-juin-95	90	0.25	30	0.05
5	F509005	23-mai-95	90	0.50	30	0.05
6	F519005	26-mai-95	90	0.50	30	0.05

Les résultats sur G2 sont présentés sur la Fig. III.23 avec ceux obtenus pour G1.

Dans le plan $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) - \epsilon_z$, on voit l'influence des contraintes effectives de consolidation qui varient de 100 kPa à 1000 kPa (=1MPa) sur l'angle de frottement maximum. Ce dernier varie de 44° pour $\sigma_3 = 0.1$ MPa à 36° pour $\sigma_3 = 1$ MPa (pour comparaison, l'angle φ_{pic} pour G1 variait de 55° à 45° dans les mêmes conditions).

Le pic est atteint pour des déformations nettement plus faibles aux faibles contraintes de consolidation par rapport à celles obtenues pour les essais à contraintes plus grandes.

On peut observer aux essais triaxiaux sous faibles contraintes de consolidation sur le granit concassé de la courbe granulométrique serrée que le pic arrive aussi même façon comme les autres essais sur le même matériau sous les différentes de la courbe granulométrique initiale ou de la densité relative initiale: plus la contrainte de consolidation est faible, plus le pic de la contrainte arrive.

Tableau. III. 8 Résultats au pic des essais triaxiaux sous faibles contraintes sur le matériau granit concassé G2, $D_r=90\%$ (cellule TITAN)

σ_3 (MPa)	$(\sigma_1/\sigma_3)_{pic}$	ϕ_{pic}	q_{pic}	p_{pic}	$(1-d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_{pic}$	$(\varepsilon_v/\varepsilon_1)_{pi}$	ε_{1pic}	ε_{vpic}	ε_{pic}
0.1	6.2	44	0.47	0.25	1.38	1.24	7.45	-1.77	0.92
0.25	4.7	40	0.98	0.59	1.07	0.87	10.81	1.44	0.87
0.5	4.1	36	1.55	1.02	0.97	0.80	29.82	6.03	0.74
1.0	4.0	36	3.03	2.006	0.87	0.63	27.56	10.31	0.62

G1 apparaissait toujours dilatant aux essais triaxiaux drainés de compression pour $\sigma_3 \leq 1$ MPa. En revanche, G2 apparaît contractant dès que $\sigma'_3 \geq 0.5$ MPa et présente de façon générale une dilatance plus faible que G1 pour une même densité relative initiale. On peut noter pour $\sigma_3=1$ MPa une forte contractance ($\varepsilon_{v,finale} > 10\%$), qui est inhabituelle pour des sables et graviers à cette contrainte de consolidation. Nous verrons au chapitre V que le comportement est déjà influencé par des ruptures significatives de grains, provoquant une évolution sensible de la courbe granulométrique.

La répétitivité des résultats a été étudiée et les Fig. III.23 et 24 en donnent un exemple pour $\sigma_3=0.1$ MPa, resp. 0.5 MPa. Nous obtenons une bonne concordance entre les essais.

Les Figures III.25 et III.26 permettent de comparer les comportements de G1 et G2 dans les conditions de densité relative $D_r=90\%$ et $\sigma_3=0.5$ MPa et 1 MPa. Elles font apparaître un comportement mécanique globalement meilleur de G1: plus grande rigidité, pic de contrainte plus élevé. Elles mettent ainsi en évidence la différence de comportement des deux matériaux vis-à-vis des variations de volume: G1 est dilatant tandis que G2 est fortement contractant. Pour cette gamme de contraintes, le matériau G1 semble donc bien mieux répondre aux critères préalablement définis. Ces résultats mettent en évidence l'importance de la granulométrie sur le comportement des matériaux granulaires.

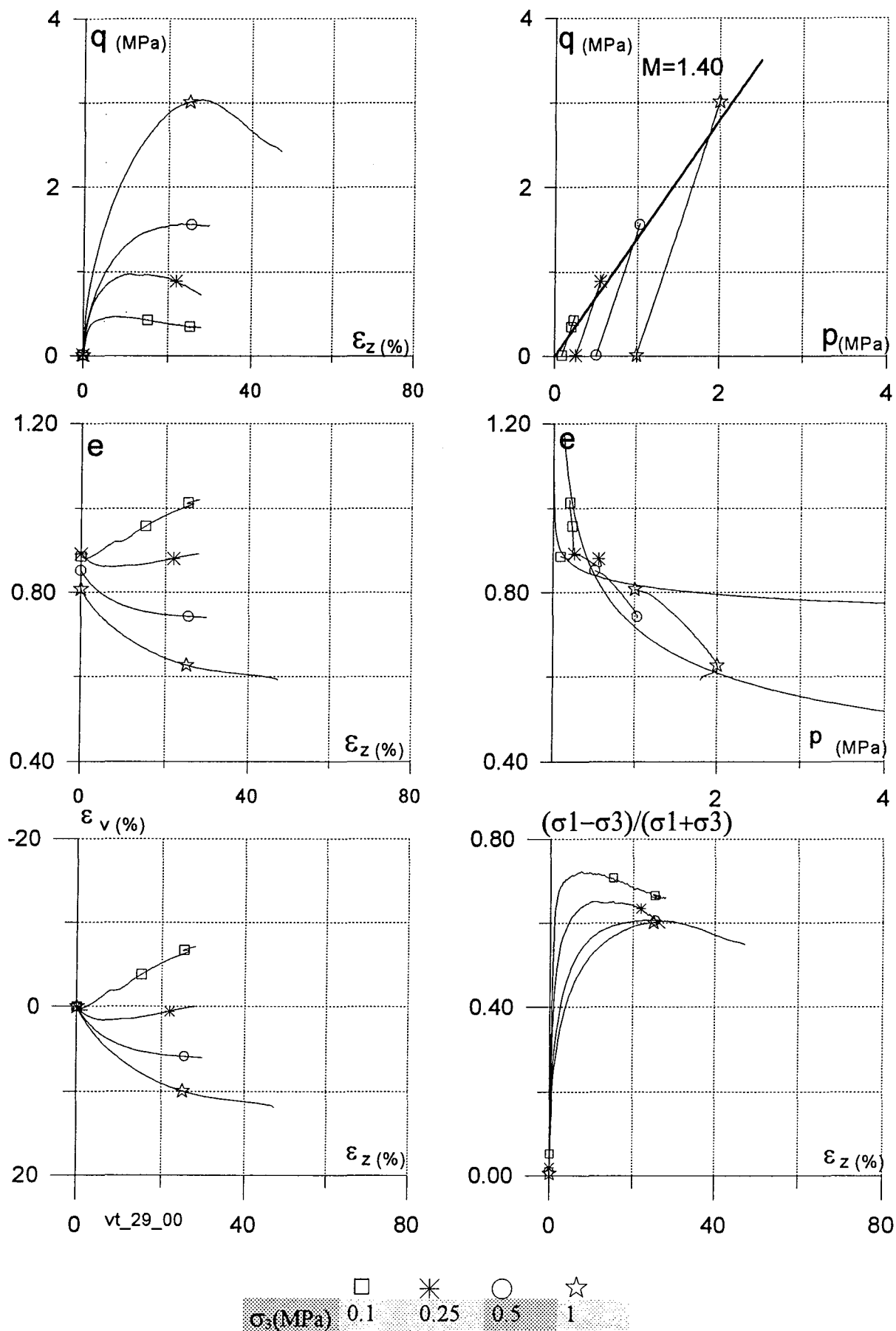
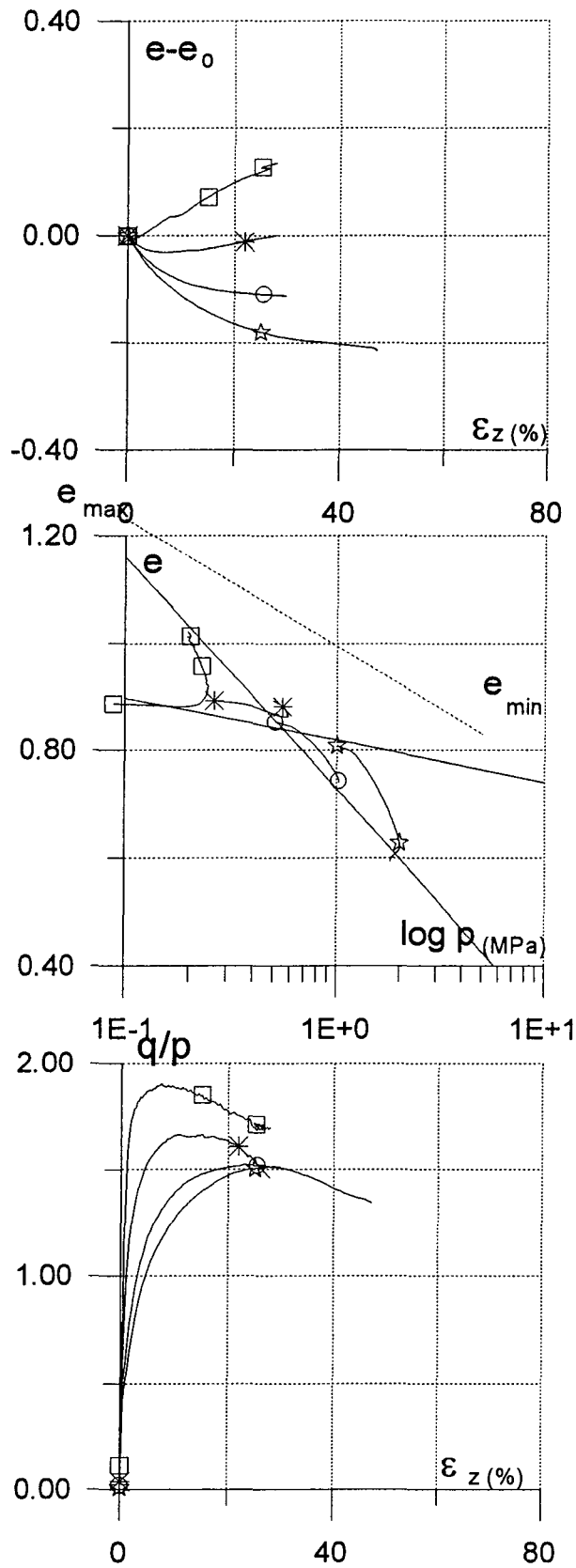
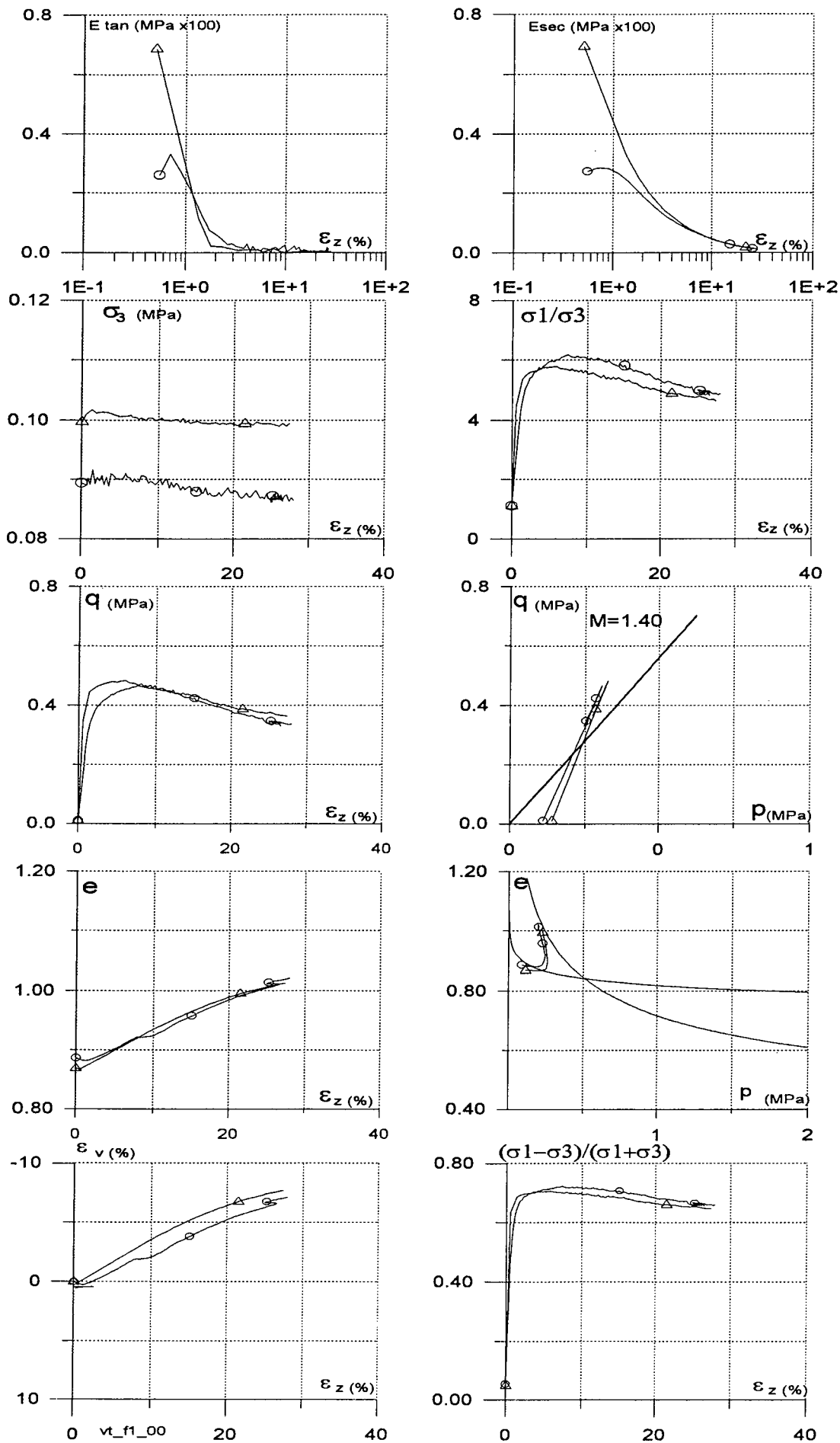
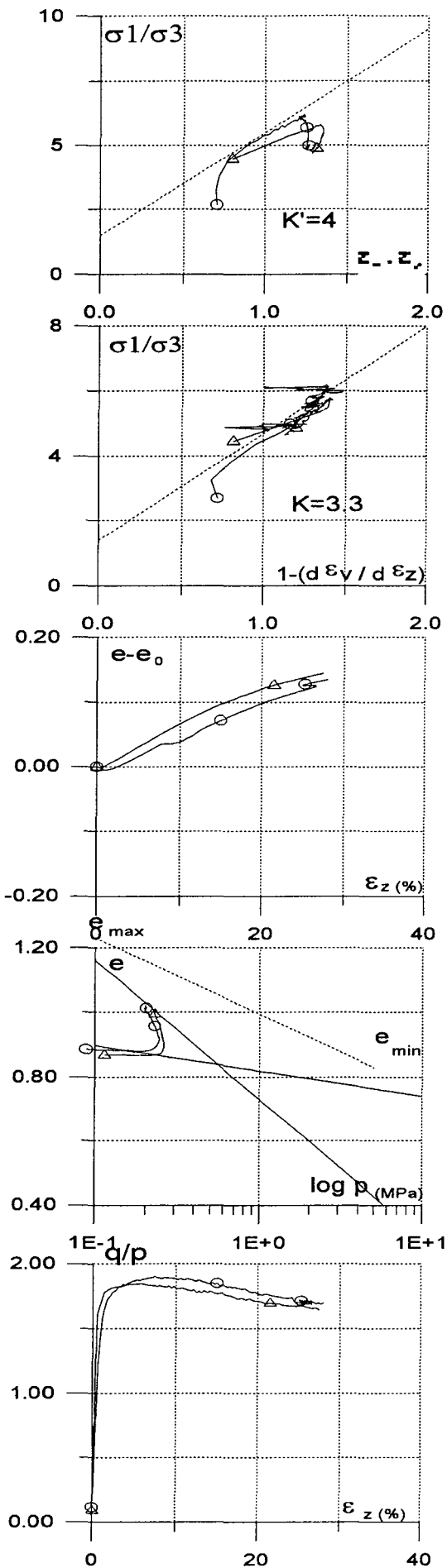


Fig. III. 22 Essais triaxiaux, granit concassé G2, $D_r=90\%$ (cellule TITAN).

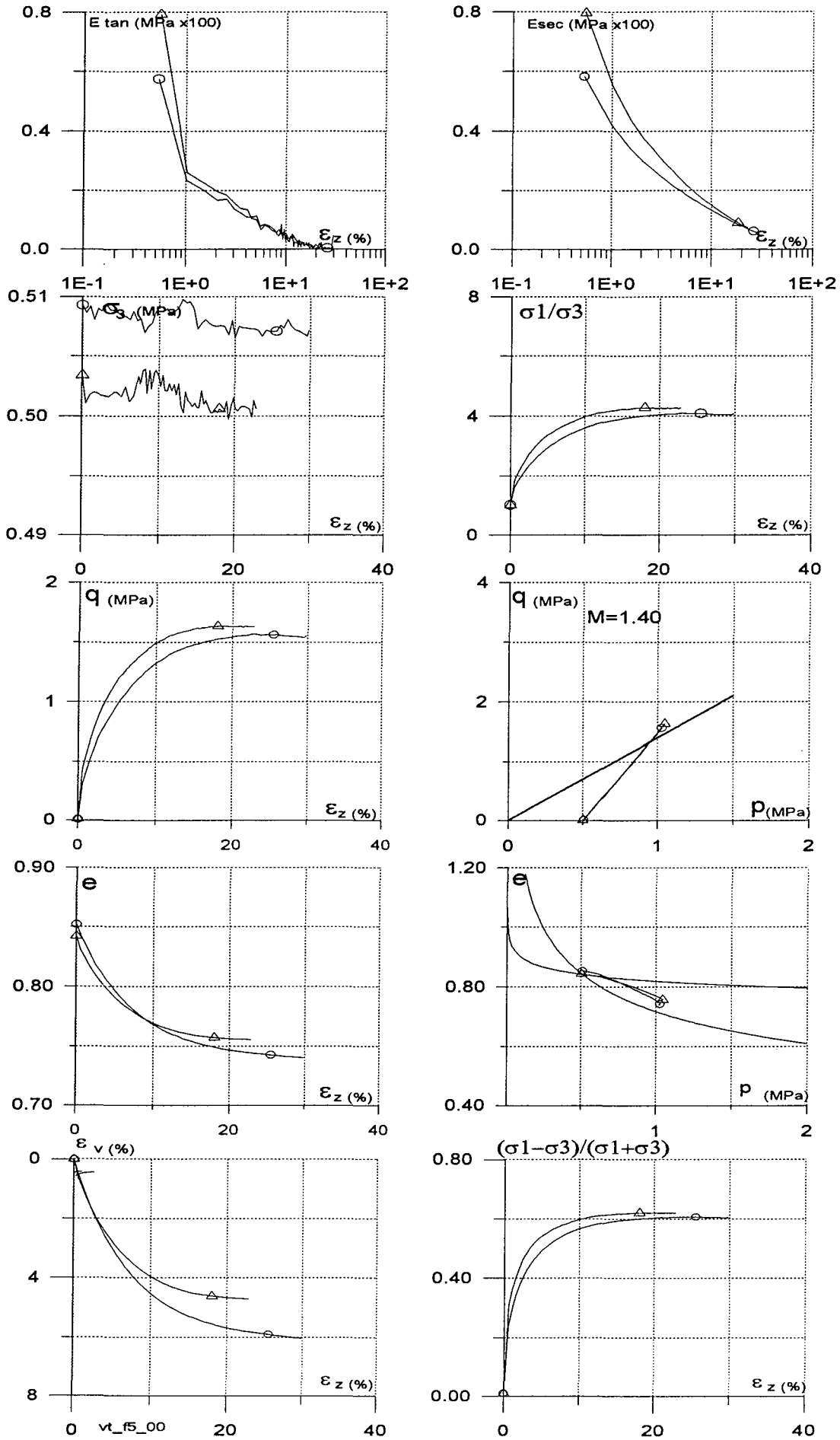






	○	△
σ_3 (MPa)	0.1	0.1

Fig. III. 23 Comparaison entre les deux essais sous la même condition de contrainte de consolidation = 0.1 MPa sur le granit concassé G2



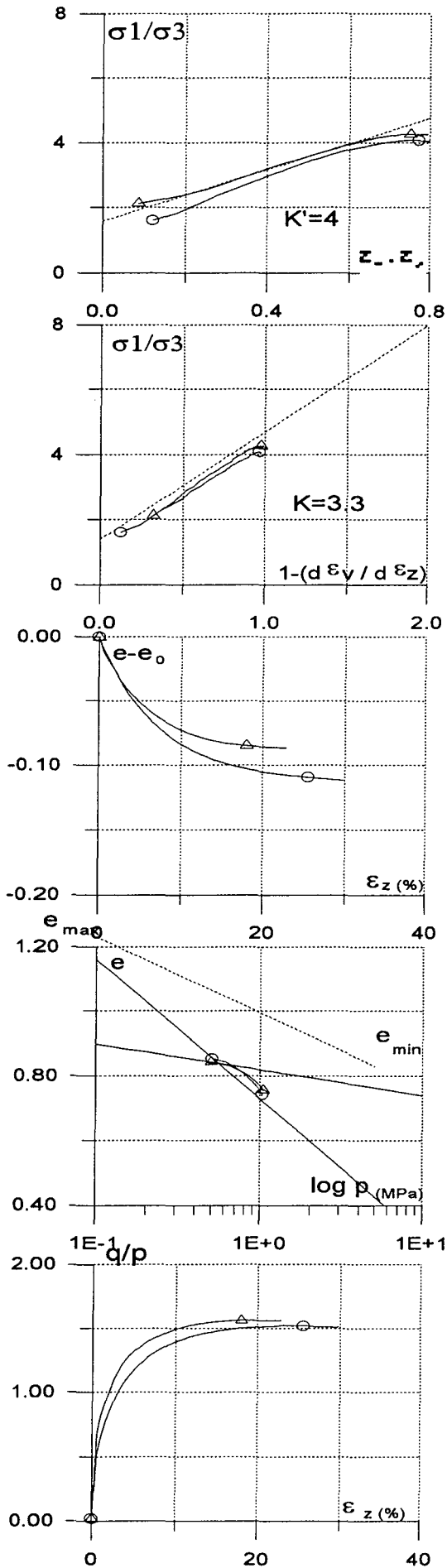
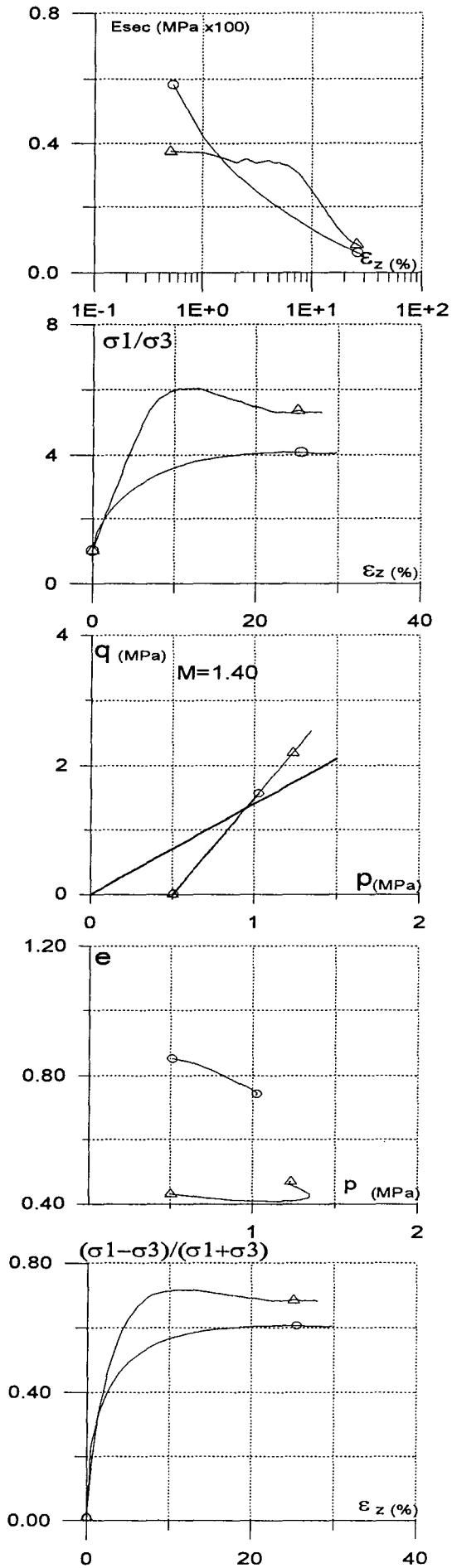
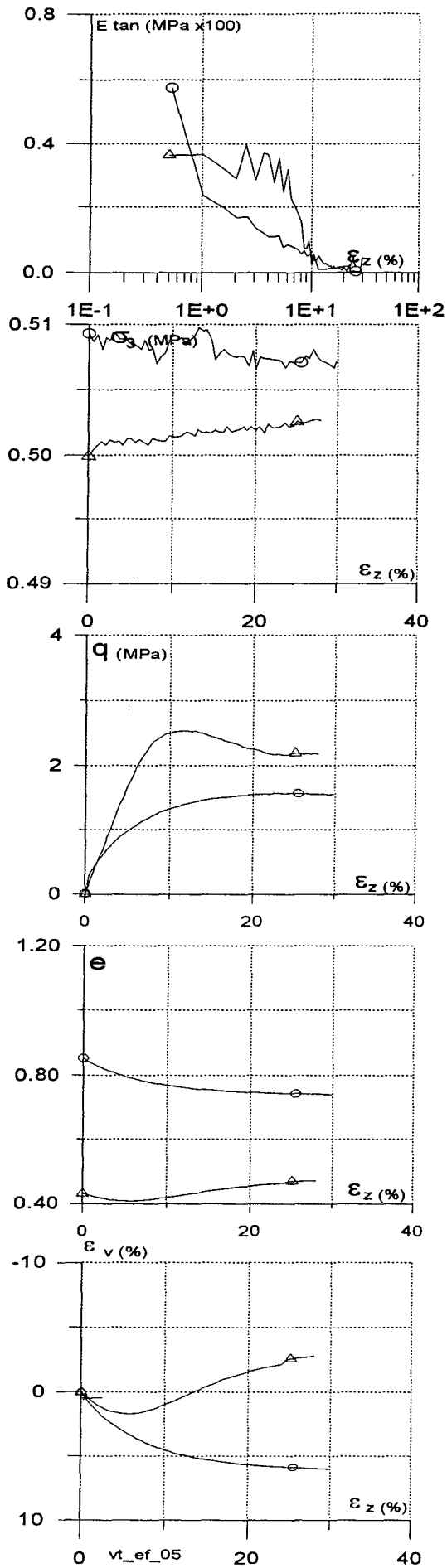
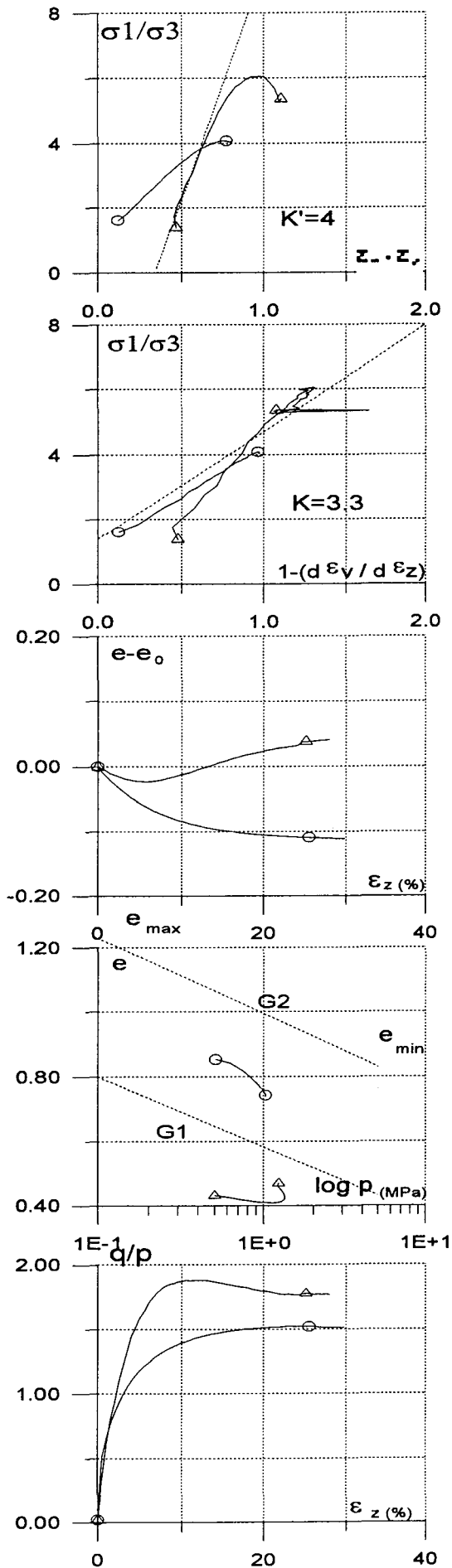


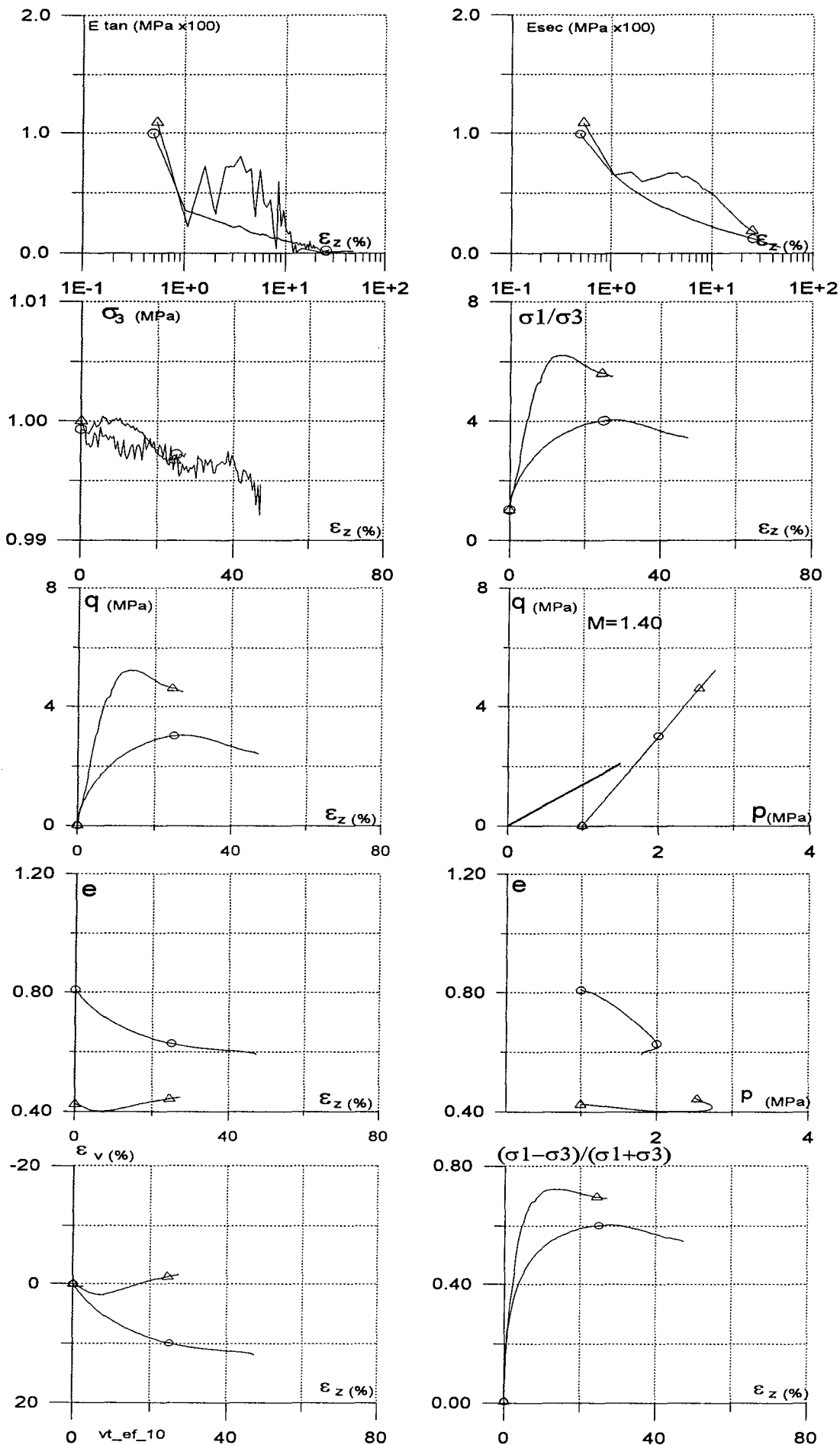
Fig. III. 24 Comparaison entre les deux essais sous la même condition de contrainte de consolidation = 0.5 MPa sur le granit concassé G2

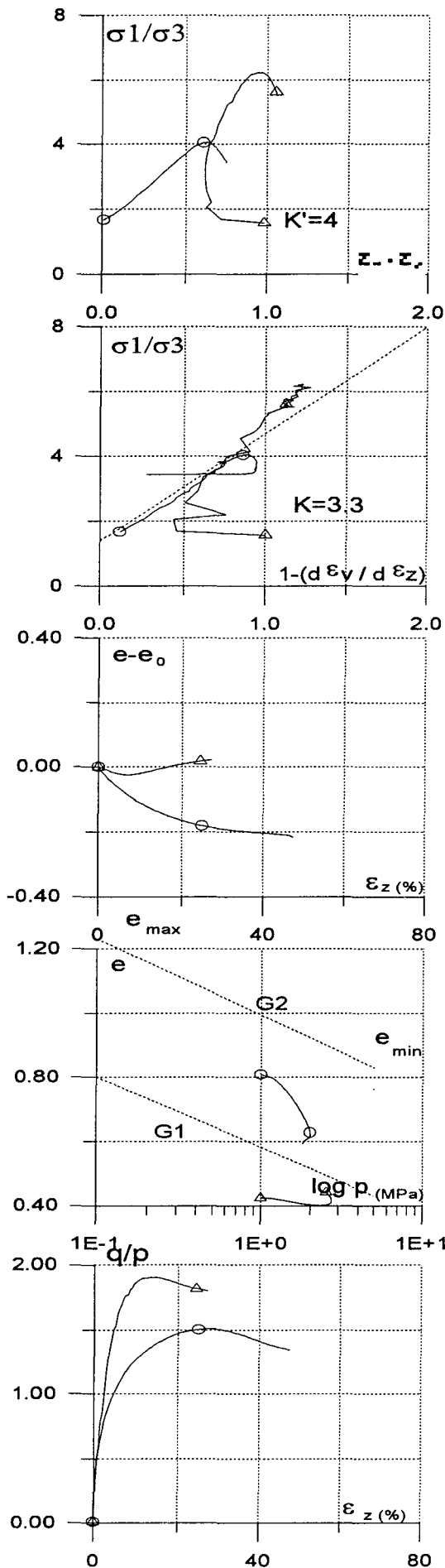




	○	△
σ_3 (MPa)	0.5	0.5
	G2	G1

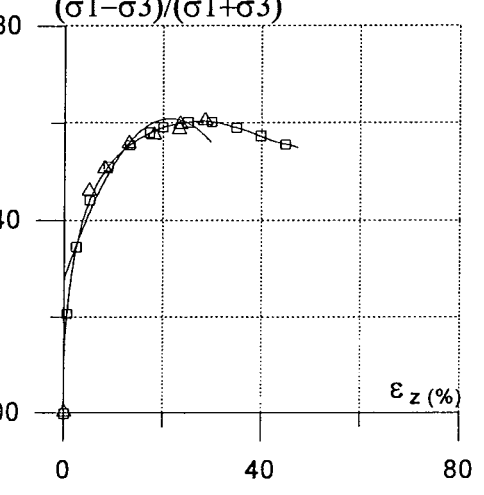
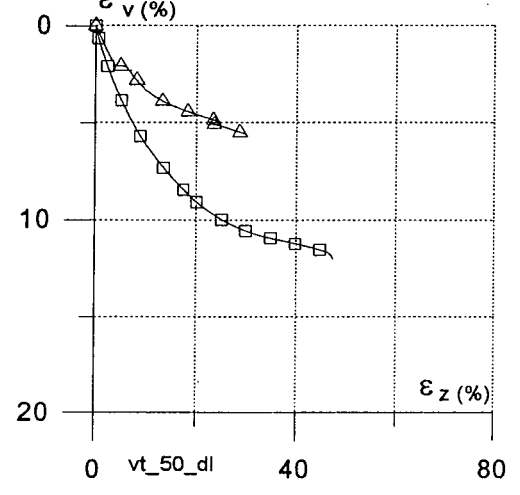
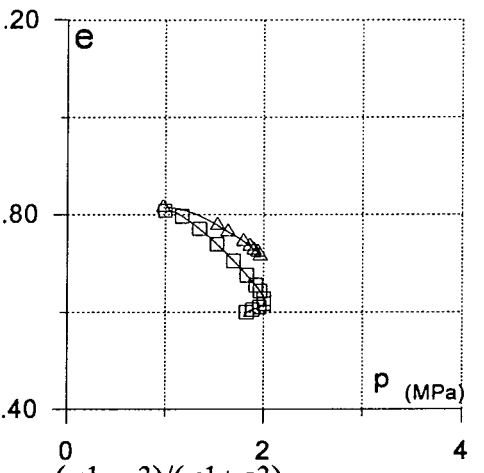
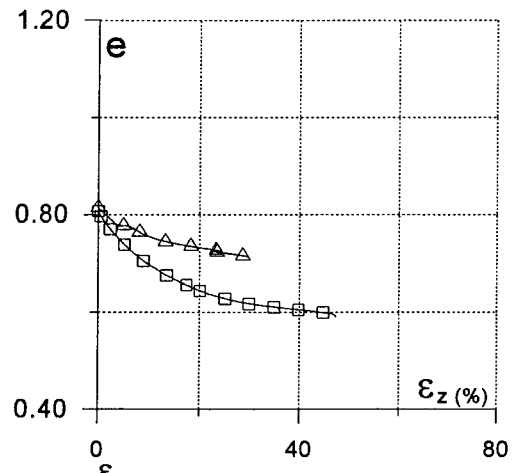
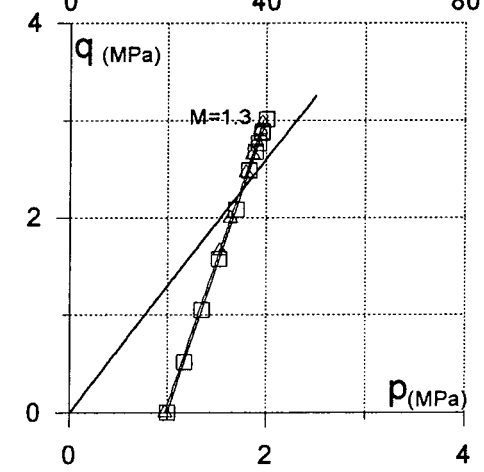
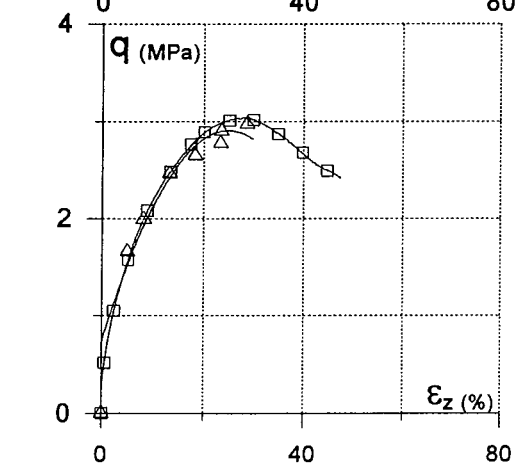
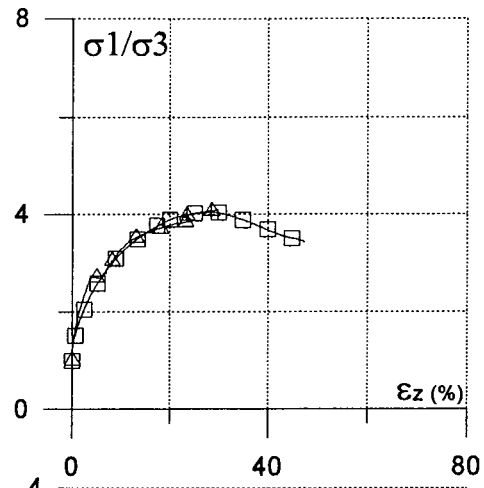
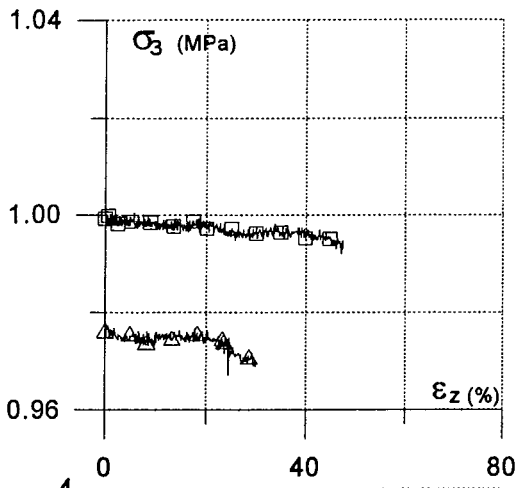
Fig. III. 25 Comparaison des essais triaxiaux sous la même contrainte de consolidation = 0.5 MPa sur les matériaux G1 et G2

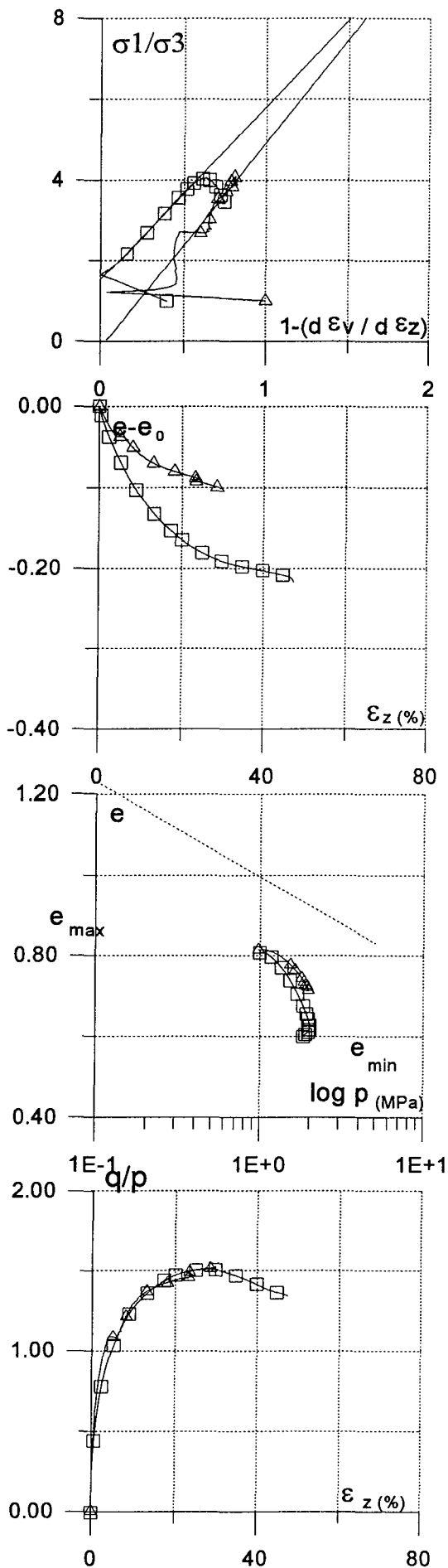




	○	△
σ_3 (MPa)	1.0	1.0
	G2	G1

Fig. III. 26 Comparaison des essais triaxiaux sous la même contrainte de consolidation =1 MPa sur les matériaux G1 et G2





	□	△
σ_3 (MPa)	1	1
G2	G2	G2
Dr (%)	90	90
	anguleux	moins anguleux

Fig. III. 27 Comparaison des essais triaxiaux à la contrainte de consolidation = 1 MPa, suivant la forme des grains, anguleux et moins anguleux, sur le granit concassé de la courbe granulométrique serrée

Les deux essais triaxiaux ci-contre présentent quasiment même comportement sur tous les plans, $q-\varepsilon_1$, $p-q$ etc., sauf la variation volumique ε_v . La variation volumique est moins importante pour le matériau moins anguleux par rapport à celui anguleux.

Pour étudier l'influence de la forme des grains, nous avons préparé un matériau ayant la même courbe granulométrique que G2, mais avec des grains moins anguleux, issus d'un chargement oedométrique ayant provoqué une rupture significative des arêtes.

Sur la Fig. III.27, on peut constater que, pour une contrainte de consolidation de 1MPa, les deux matériaux ont un comportement tout à fait identique quant à la relation contrainte déviatoire - déformation axiale. En revanche, le matériau à grains moins anguleux présente une contractance nettement plus faible. Ceci est dû à une moins grande rupture des grains. On peut donc en conclure que le caractère très fortement contractant de G2 est en partie causé par des ruptures de grains, qui surviennent même pour de faibles contraintes de consolidation en raison de l'angularité très marquée des grains.

III.3.2.3 Essais triaxiaux sous fortes contraintes de consolidation ($\sigma_3 > 1$ MPa) sur le granit concassé G2

Dans ce paragraphe sont présentés les résultats des essais triaxiaux drainés de compression sur le matériau G2 (cellule HERCULE, Tableau. III. 9). Sur la Fig. III. 29 sont représentés les essais triaxiaux drainés pour une hauteur d'échantillon de 64.3 mm. On peut constater que, pour définir le pic et la plasticité parfaite, il est nécessaire d'obtenir une déformation très importante. Or, sous ces conditions, le système d'antifretage se révèle être insatisfaisant. En conséquence, la hauteur, initialement de 64.3 mm, est portée à 85 mm. Après avoir ainsi augmenté la hauteur de l'échantillon pour les essais triaxiaux, on obtient les résultats consignés dans la Fig. III. 28 pour le matériau G2. Par rapport au matériau G1, ces résultats montrent une contractance plus importante de G2.

Tableau. III. 9 Essais triaxiaux, granit concassé G2, $D_r=90\%$ (cellule HERCULE)

	NOM	Dr (%)	σ_3 (MPa)	$e_{z, finale}$ (%)	remarques
1.	U009001	90	1	0	saturé
2.	U459001	90	1	50	saturé
3.	U009005	90	5	0	saturé
4.	U109005	90	5	30	saturé
5.	U509005	90	5	50	saturé
6.	U009010	90	10	0	saturé
7.	U109010	90	10	30	saturé
8.	U509010	90	10	50	saturé
9.	U509011	90	10	50	saturé
10.	U009015	90	15	0	saturé
11.	U159015	90	15	15	saturé
12.	U109015	90	15	30	saturé
13.	U509015	90	15	50	saturé

Dans le plan $(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) - \varepsilon_z$, on voit l'influence des contraintes effectives de consolidation, qui varient de 5 MPa à 15 MPa, sur l'angle de frottement maximum. Le critère de rupture de MOHR-COULOMB est présenté dans le tableau suivant. On y constate une forte chute de l'angle de frottement.

σ_3 (MPa)	G1	G1	G2
Dr (%)	ϕ	ϕ	ϕ
	50	90	90
1.0	45	45	36
15.0	33.4	40.7	25

Dans le cas des résultats sous contraintes faibles, on obtient des valeurs élevées pour l'angle de frottement de pic, dues sans doute au caractère fortement anguleux des grains, ainsi qu'à une densité relative importante ($Dr=90\%$), qui entraîne un fort enchevêtrement des grains comme dans le cas de G1. En revanche, pour les essais sous fortes contraintes de consolidation ($\sigma_3 \geq 5\text{MPa}$), l'enchevêtrement entre les grains a vraisemblablement disparu pendant la consolidation. L'enchevêtrement entre les grains est lié aux aspérités entre particules. Après l'application d'une forte contrainte de consolidation ($\sigma_3 \geq 5\text{MPa}$), ces aspérités sont diminuées par les ruptures des arrêtes. Ce mécanisme se poursuit pendant l'écrasement triaxial, et il en résulte une très forte évolution de la granulométrie, phénomène qui sera étudié plus précisément dans le chapitre V.

Nous pouvons vraiment dire que le matériau en fin d'essai est différent du matériau initial. Les courbes contrainte - déformation mettent en évidence une ductilité très marquée de G2 par rapport à G1, ainsi qu'une diminution nette des propriétés mécaniques (Fig. III.30).

Le caractère contractant de G2 est très marqué: on obtient pour $\sigma_3=15\text{ MPa}$, une déformation volumique finale de 13% pour une déformation axiale de 50%.

Ces caractéristiques de ductilité et de contractance fortes peuvent être associées à la forte rupture des grains. Ces phénomènes ont déjà été mis en évidence par plusieurs auteurs (chapitre II). Sur la Fig. III.31, nous avons rapporté dans les mêmes plans un exemple issu des travaux de Le Long sur un sable de granulométrie serrée ($Cu=1.62$) et à grains (subanguleux). Nous pouvons remarquer sur cette Figure une évolution comparable de notre matériau avec la contrainte de consolidation.

Le matériau G1($Dr=90\%$) est dilatant sous faible contrainte de consolidation. Sous contrainte de consolidation supérieure à 5 MPa, le matériau G1($Dr=50$ et 90%) est contractant. La plasticité parfaite sera atteinte sur un palier inférieur au pic, qui dépend de l'importance de la dilatance et donc tend à diminuer avec la contrainte de consolidation. Pour les essais sur le matériau G2, le palier de plasticité n'est pas atteint.

Pour G1, les essais à haute pression ont donné une valeur de $M=1.4$ à comparer avec la valeur de pic trouvée voisine de 1.8 pour les essais de contrainte faible de consolidation. Dans le cas

du matériau G2 sous faible contrainte, $M=1.4$, la Fig. III. 28 donne la valeur de $\eta=1$ pour les essais sous forte contrainte de consolidation.

Si l'on compare les résultats entre les matériaux G1 et G2, l'angle de frottement important du matériau G1 par rapport à G2 peut être expliqué. Plus la courbe granulométrique initiale est serrée, plus l'écrasement des grains est important. L'écrasement des grains fait ainsi diminuer l'angle de frottement du matériau, en modifiant l'angularité des grains.

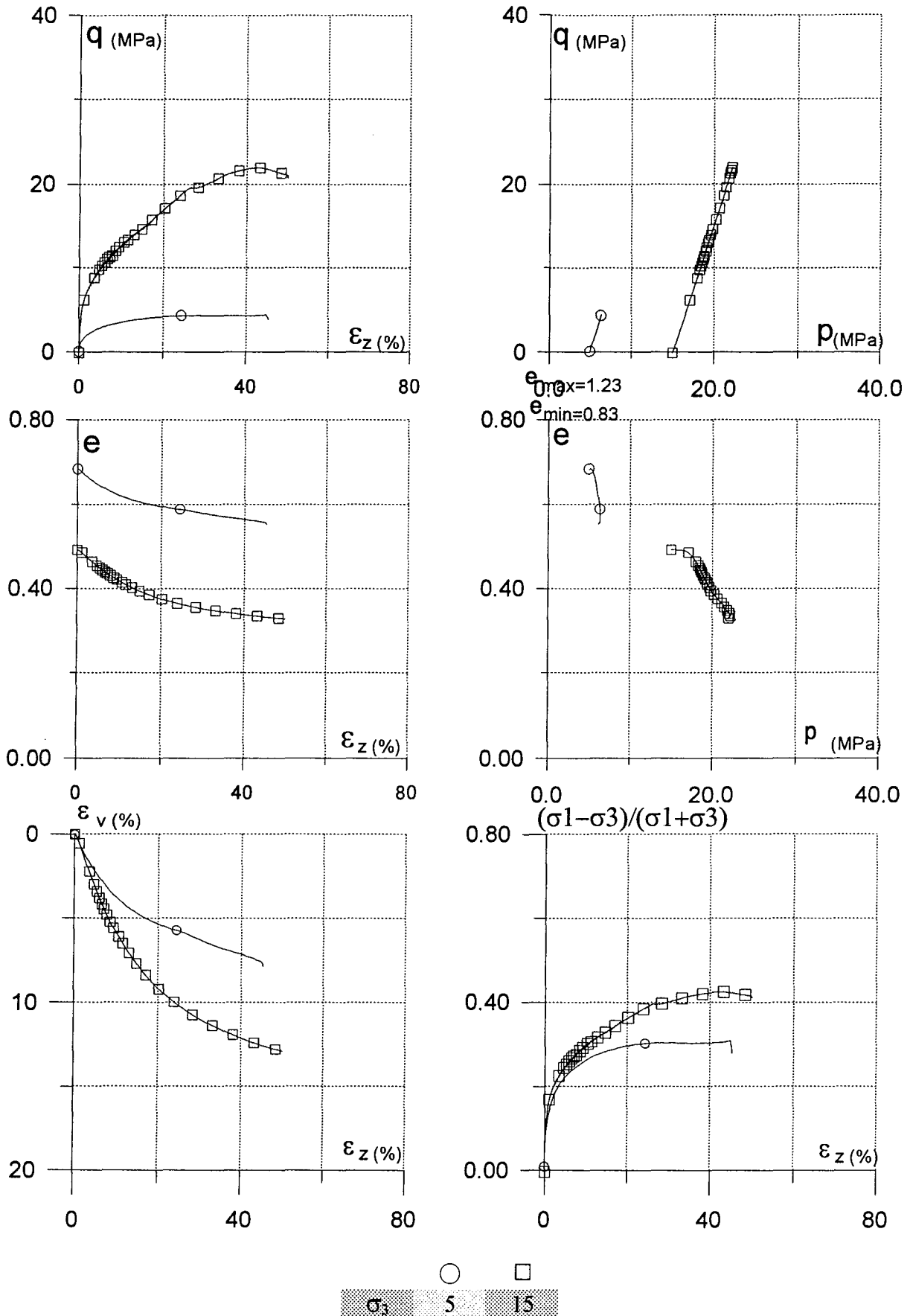


Fig. III. 28 Essais triaxiaux, granit concassé G2, $\epsilon_z=50\%$, H= 83 mm (cellule Hercule)

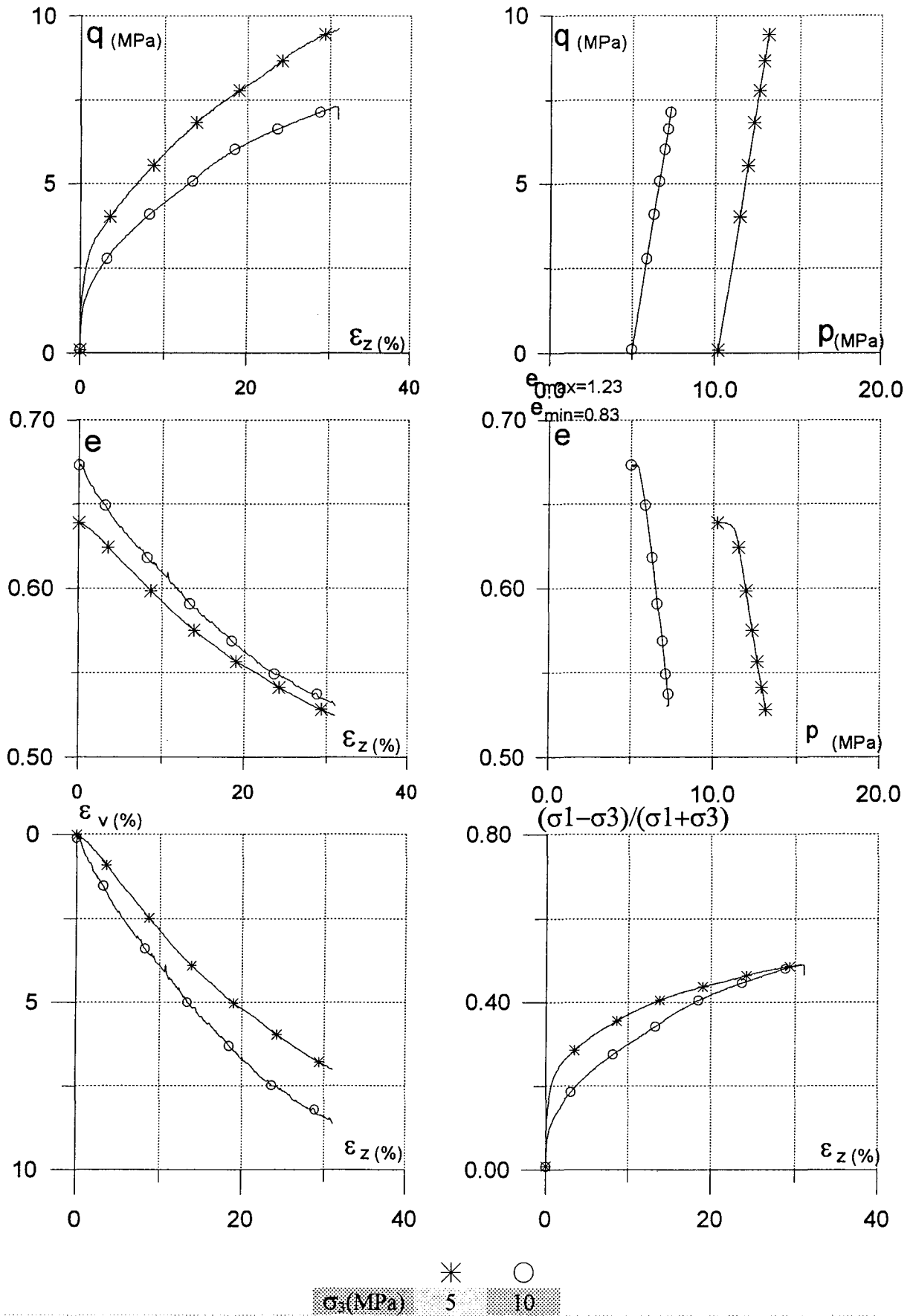
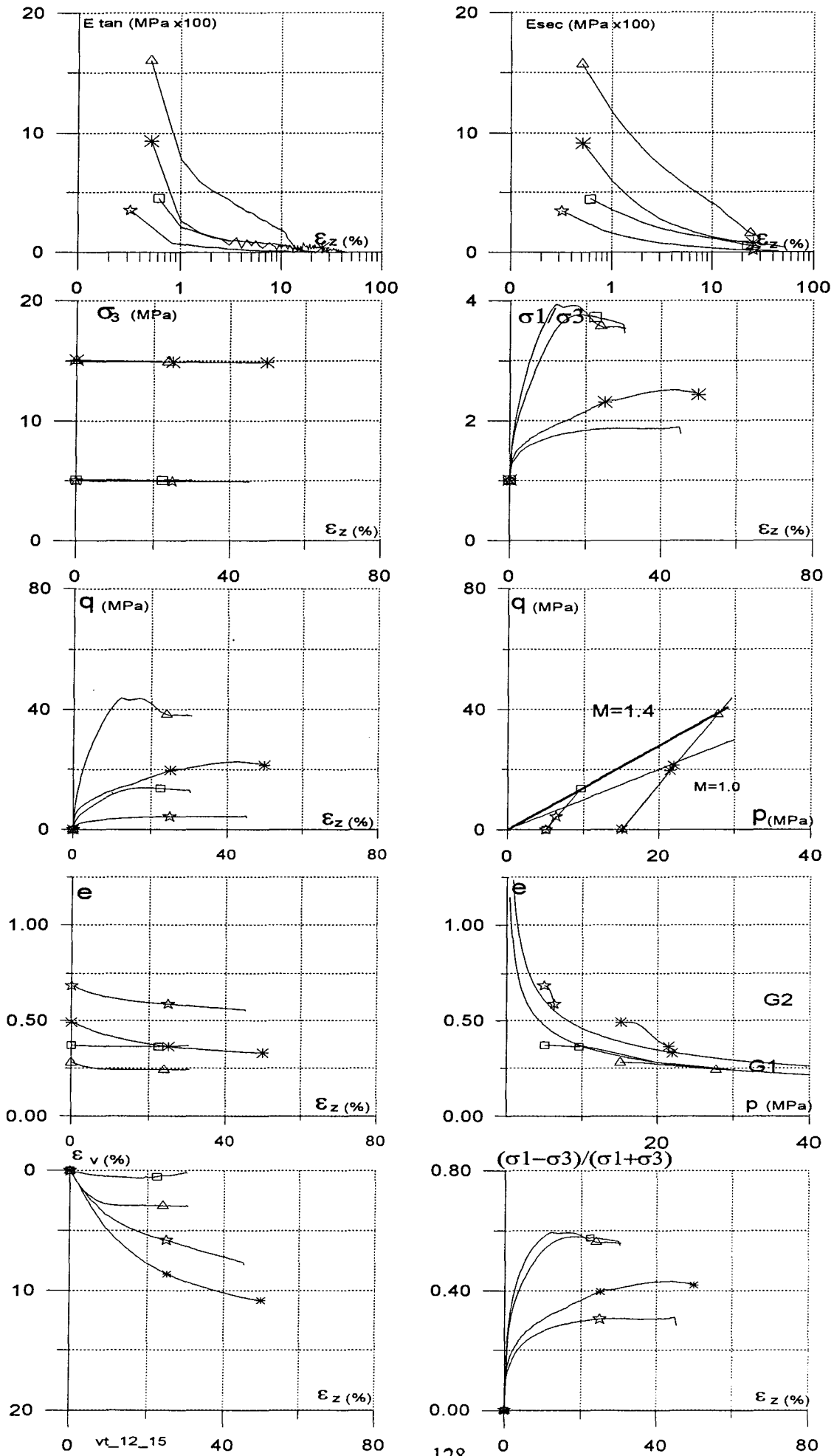
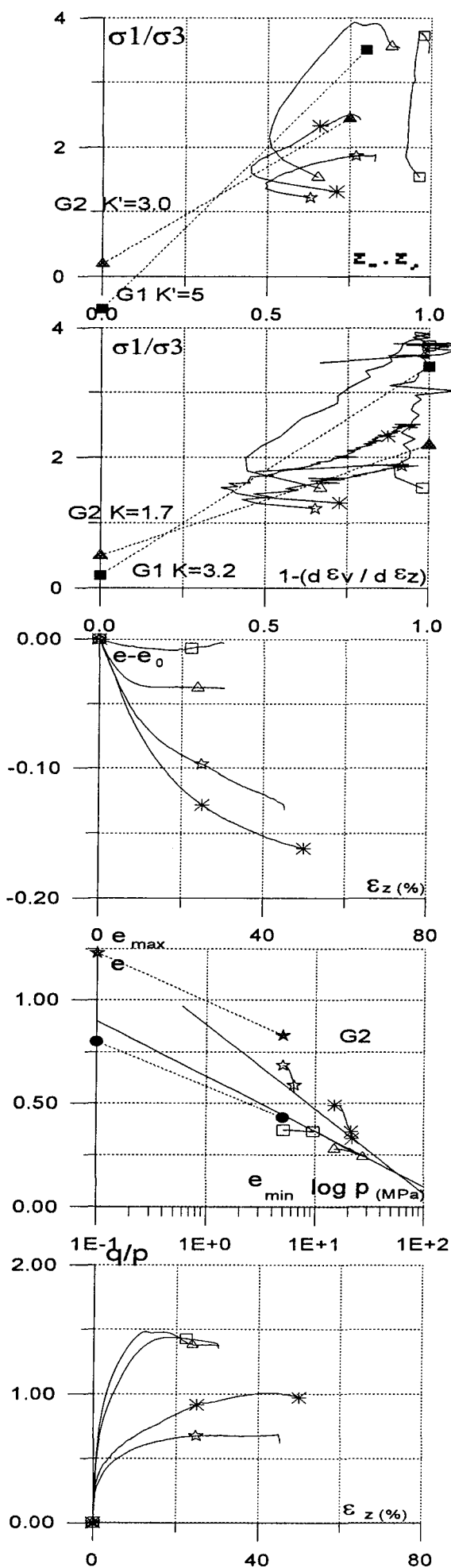


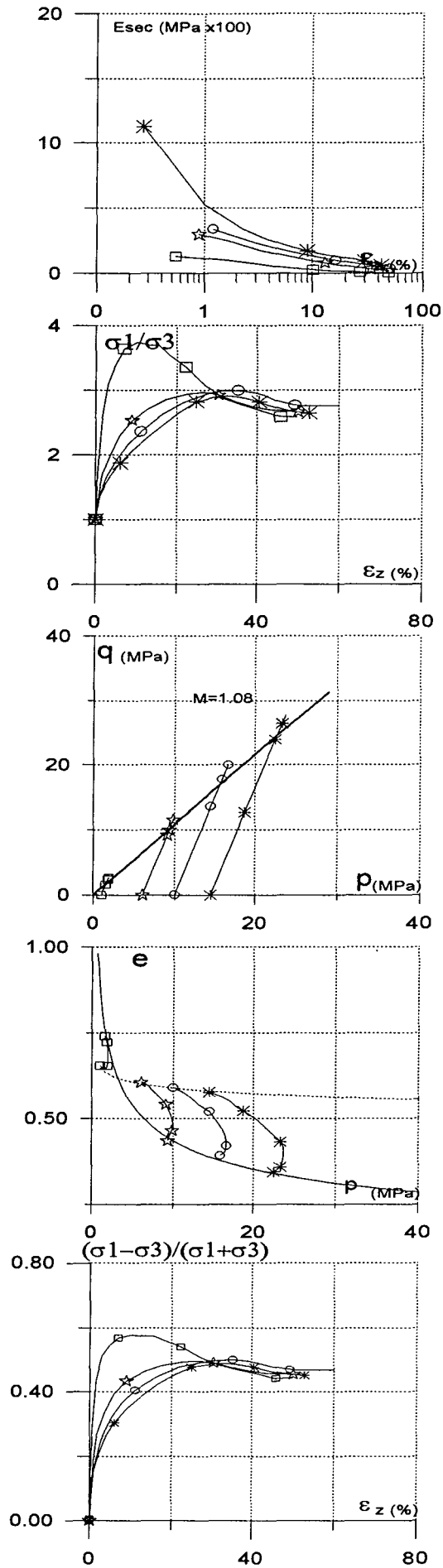
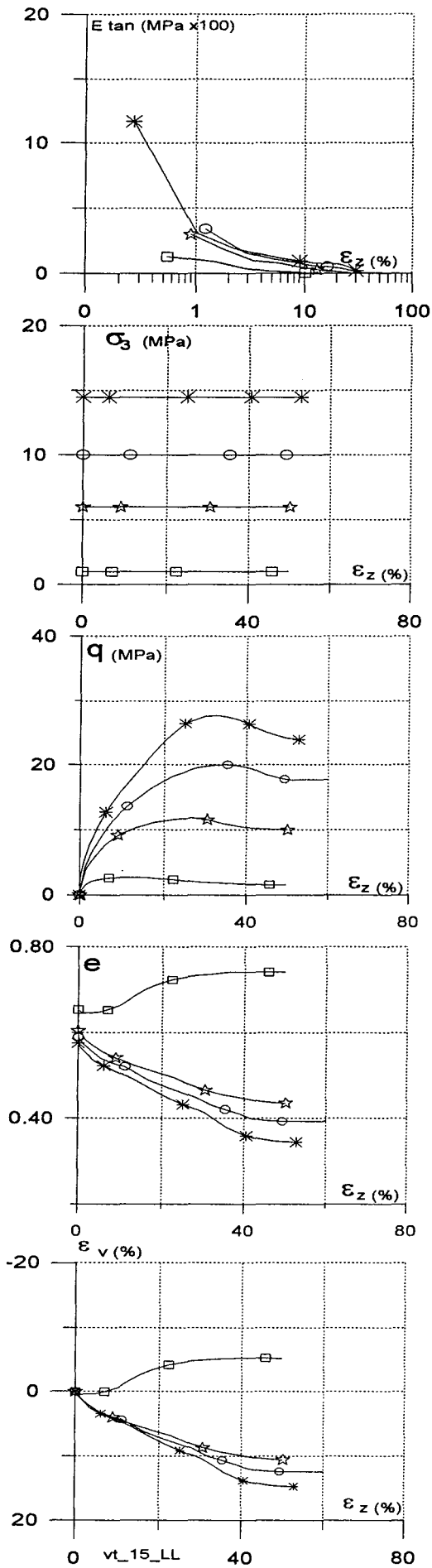
Fig. III. 29 Essais triaxiaux, granit concassé G2, $\epsilon_z=30\%$, $H=64.3$ mm (cellule Hercule)

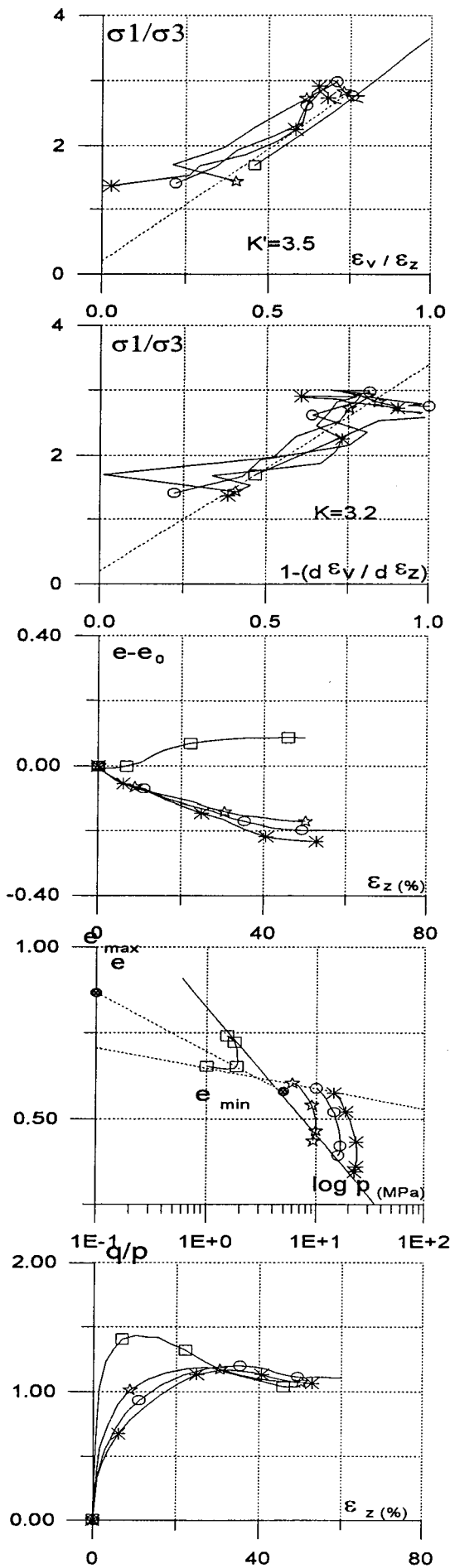




	□	△	☆	*
σ_3 (MPa)	5	15	5	15
	G1	G1	G2	G2

Fig. III. 30 Comparaison des essais triaxiaux sous fortes contraintes de consolidation sur les matériaux G1 et G2





	□	○	☆	✱
σ_3 (MPa)	1	6	10	14.5

Fig. III. 31 Essais triaxiaux drainés de compression sous fortes contraintes par LELONG (1968) sur le sable No. 1, $e_i=0.58$, $d_{60}/d_{10} = 1.62$

III.3.2.4 Essais triaxiaux sur la cellule ATLAS

Les essais réalisés depuis le début de l'année 94 sont présentés dans la liste suivante. Les essais sont inachevés en raison de l'installation incomplète des matériels et du système (logiciel SESTAR).

	NOM	Dr (%)	σ_c (MPa)	ϵ_z (%)	remarques
1	I109015	90	15	4	saturé
2	I009030	90	30	0	sec
3	I009031(34)	90	30	0	saturé
4	I009060	90	60	0	saturé
5	I109060	90	60	30	saturé
6	I009061	90	60	0	saturé
7	I009062	90	60	0	saturé
8	I159060	90	60	15	saturé
9	I509060	90	60	0	saturé
10	H009030	90	30	0	saturé
11	H009060	90	60	0	saturé
12	H309060	90	60	0	saturé
13	I509061	90	60	50	saturé
14	H309061	90	60	30	saturé
15	H509060	90	60	0	saturé
16	H519060	90	60	50	saturé

Les résultats obtenus sur G1 (Fig. III. 32) et G2 (Fig. III. 33) pour 60 MPa montrent que pour des déformations allant jusqu'à 35% ou 50%, la résistance maximale de l'échantillon n'est pas encore mise à contribution.

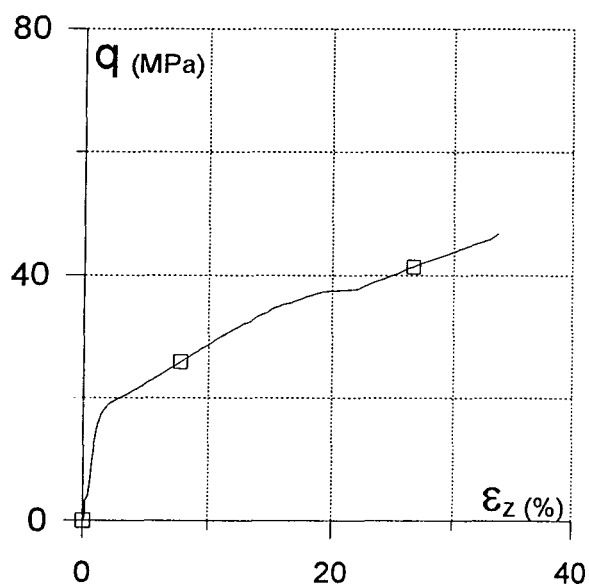


Fig. III. 32 Essai triaxial, granit concassé G1, Dr=90%, σ_3 =60 MPa, H = 64 mm (cellule ATLAS)

Les résultats étant pour l'instant encore sujet à caution, notamment en ce qui concerne les variations volumiques, nous ne les présentons ici qu'à titre d'illustration, et nous les utiliserons surtout au chapitre V, pour analyser les ruptures de grains.

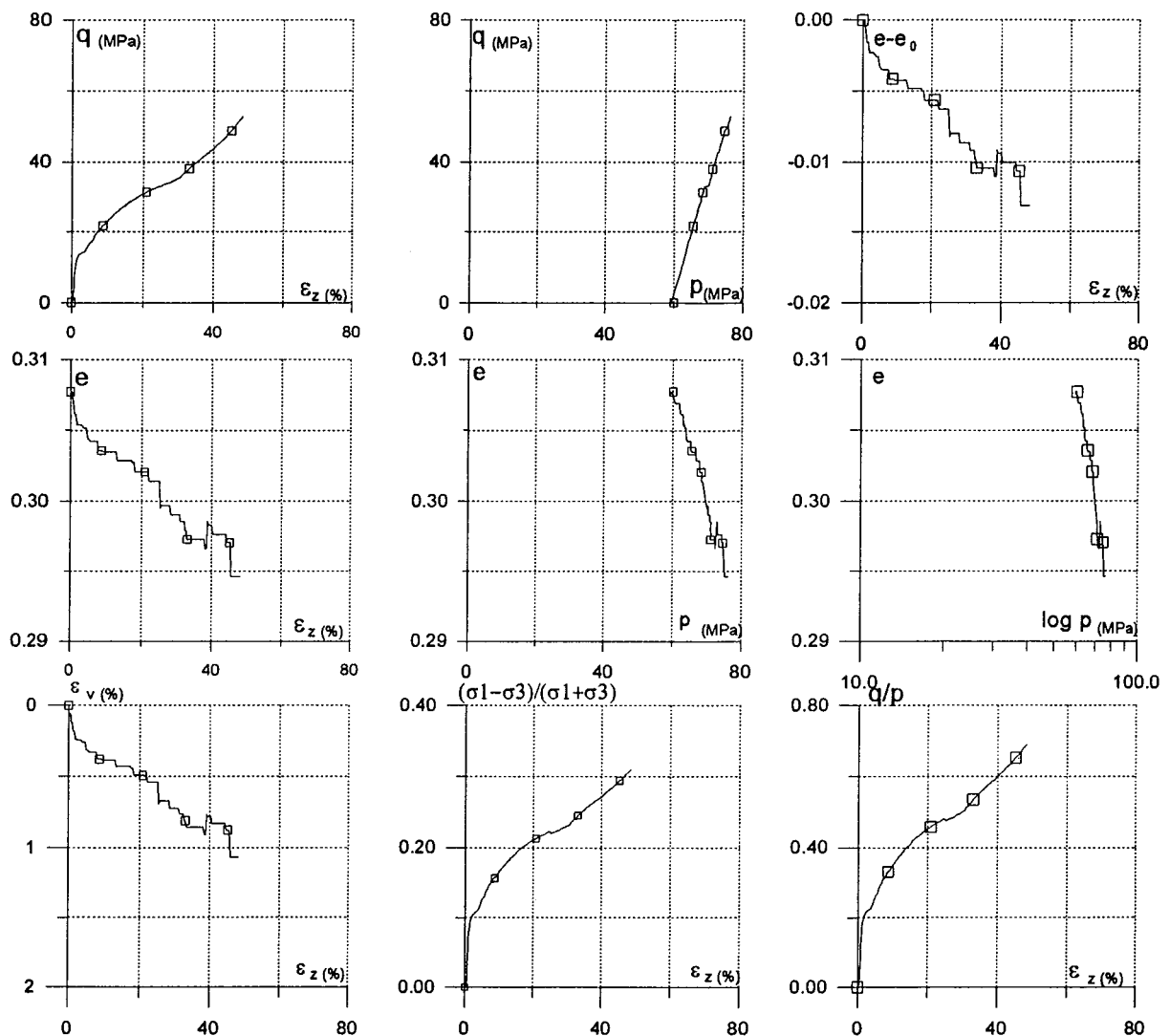
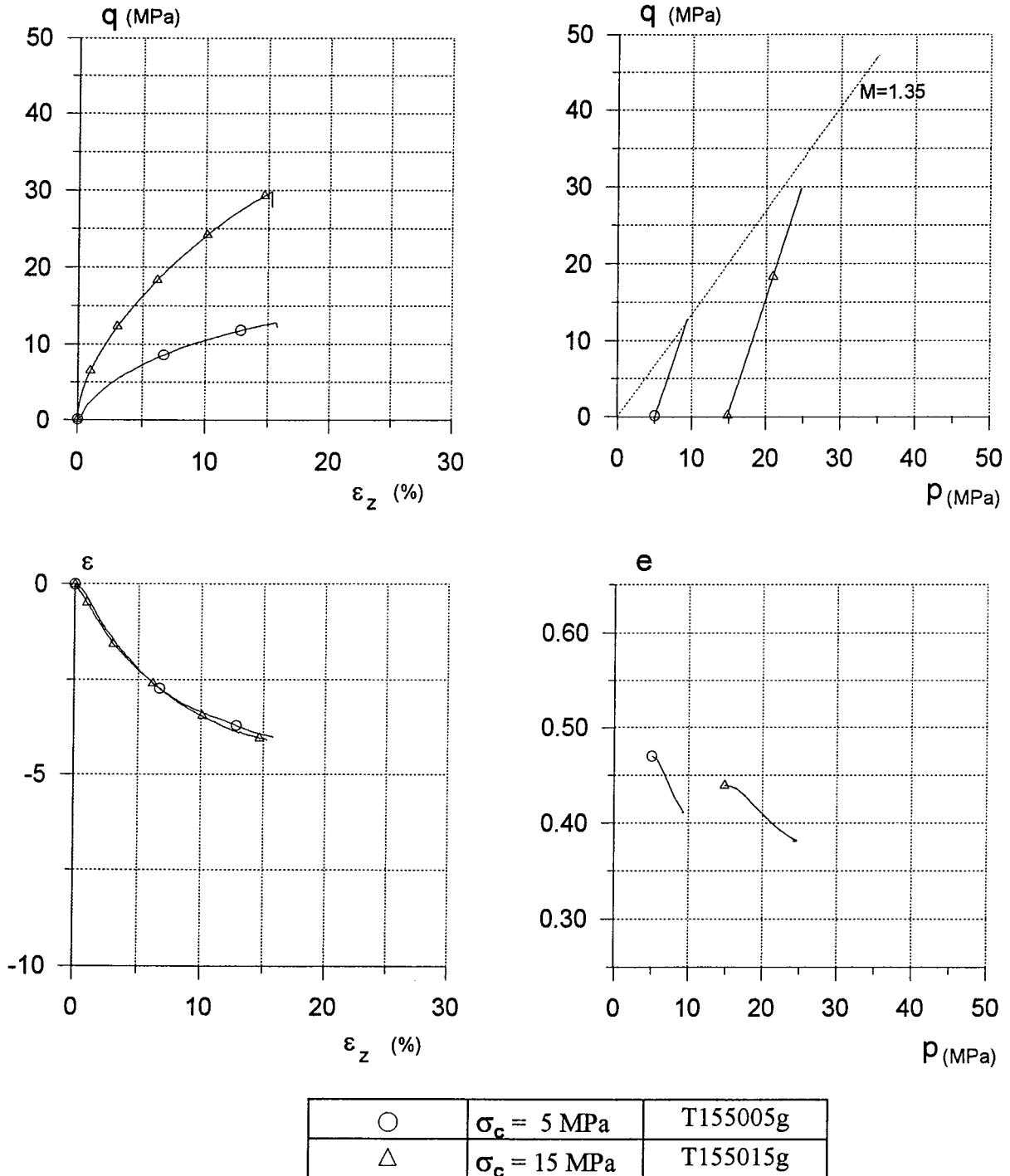


Fig. III. 33 Essai triaxial, granit concassé G2, $D_r=90\%$, $\sigma_3=60$ MPa, $H=85$ mm cellule ATLAS)

III.3.3 ESSAIS TRIAXIAUX A LA DEFORMATION AXIALE IMPOSEE DE 15%

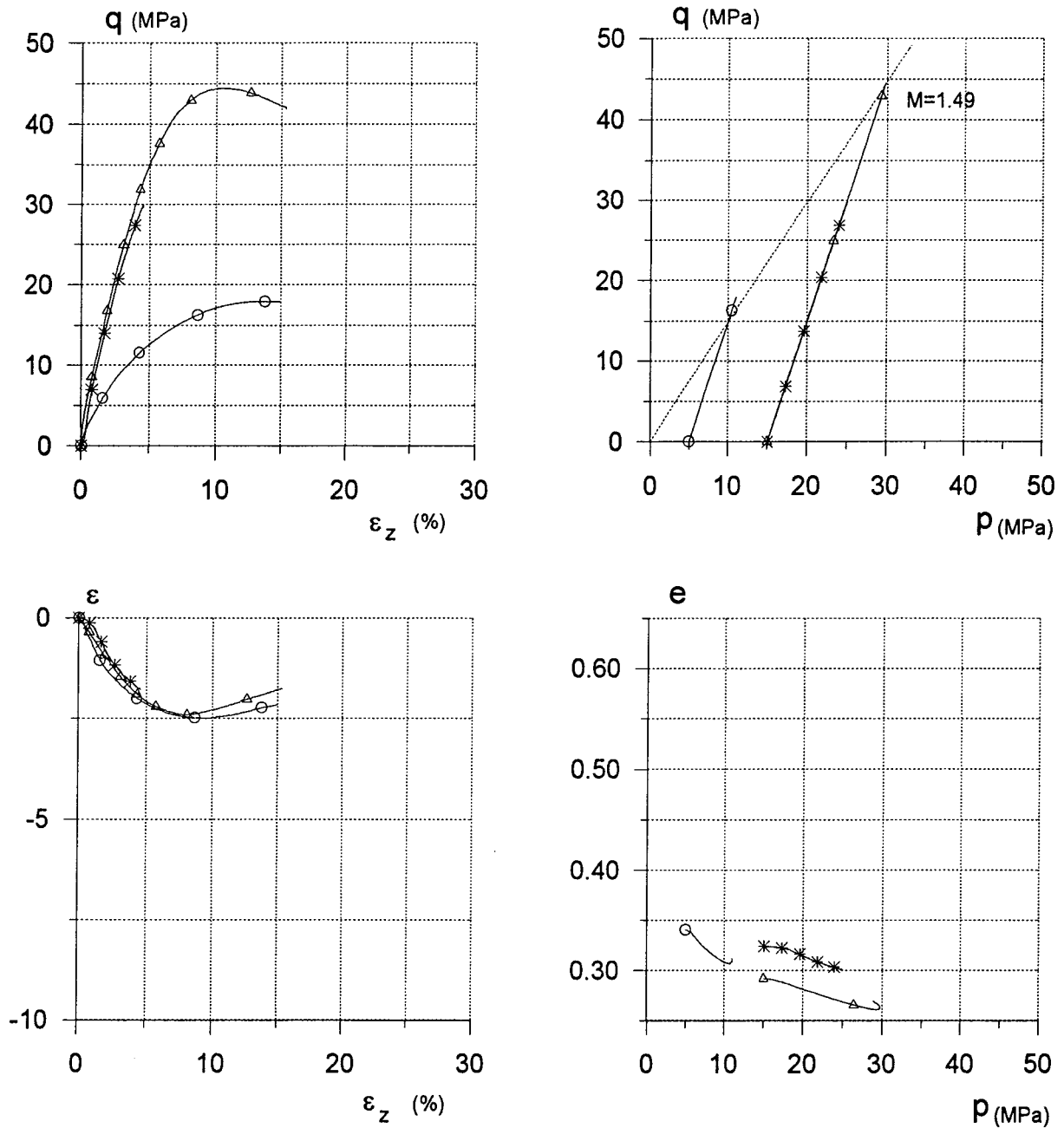
Nous avons réalisé des essais triaxiaux à différentes déformations finales. L'objectif est en effet de connaître l'influence de la déformation axiale sur le degré de rupture des grains. Ces résultats permettent d'apprécier la répétitive des essais sous une même contrainte de consolidation.

L'analyse granulométrique met bien en évidence la grande influence de la déformation axiale sur la rupture des grains (cf. plus loin dans le chapitre V).



(A1050_4.GRF)

Fig. III. 34 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $D_r = 50\%$, $\epsilon_z = 15\%$ imposé (cellule HERCULE)



○	$\sigma_c = 5 \text{ MPa}$	$\epsilon_z = 15 \%$	T159005g
△	$\sigma_c = 15 \text{ MPa}$	$\epsilon_z = 15 \%$	T159015g
*	$\sigma_c = 15 \text{ MPa}$	$\epsilon_z = 4.5 \%$	T759015g

(A1090_4.GRF)

Fig. III. 35 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $D_r = 90\%$, $\epsilon_z = 15 \%$ et 4.5% imposé (cellule HERCULE)

Sur cette dernière figure, on voit que le chemin de contrainte se répète bien sous les mêmes conditions d'essai.

III.4 ANALYSE DES ESSAIS TRIAXIAUX SUR LE GRANIT CONCASSE PAR LA LOI HYPERBOLIQUE

III.4.1 MODELE HYPERBOLIQUE DE DUNCAN

Konder (1963) a montré que la courbe contrainte - déformation $((\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_1)$ des sols peut être approximée par une hyperbole:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (\text{III.1})$$

Selon le modèle employé, on peut ajuster plusieurs hyperboles sur une courbe $q(\varepsilon_1)$. Duncan a proposé une méthode pour définir l'hyperbole d'approximation en utilisant les deux points d'ordonnés $0.95q_{\max}$ et $0.7 q_{\max}$ de la courbe $q(\varepsilon_1)$. Ce domaine correspond en général à $10^{-2} < \varepsilon_1 < 10^{-1}$, où les appareils triaxiaux usuels sont satisfaisants. En effet, pour $\varepsilon_1 < 10^{-2}$, les appareils triaxiaux usuels se révèlent être peu précis, et pour les déformations plus grandes, il se crée des localisations de grandes déformations; le champ de déformations n'est plus homogène et l'on ne peut pas définir la déformation.

III.4.1.1 Détermination des constantes a et b:

On peut écrire l'équation (1) de la façon suivante: $q = \frac{1}{\frac{a}{\varepsilon_1} + b}$

Si l'on fait tendre ε_1 vers l'infini, q tend vers $q_{ult} = \frac{1}{b}$ asymptote de l'hyperbole, donc $b = \frac{1}{q_{ult}}$

D'autre part, on peut écrire l'équation (III.1) sous la forme: $\frac{q}{\varepsilon_1} = \frac{1}{a + b\varepsilon_1}$

Quand ε_1 tend vers zéro, le rapport $\frac{1}{a + b\varepsilon_1}$ tend vers $\frac{1}{a}$, et le rapport $\frac{q}{\varepsilon_1}$ est égal à la pente

de la tangente de l'hyperbole à l'origine E_{th} . L'équation s'écrit: $E_{th} = \frac{1}{a}$ donc $a = \frac{1}{E_{th}}$

En remplaçant les deux constantes a et b par leurs valeurs dans l'équation (III.1), la loi hyperbolique s'écrit:

$$q = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_{th}} + \frac{\varepsilon_1}{q_{ult}}} \quad (\text{III.2})$$

On peut exprimer l'écriture de la loi hyperbolique de la façon suivante:

$$\eta = \frac{q}{p} = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{\frac{E_{th}}{p}} + \frac{\varepsilon_1}{\frac{q_{ult}}{p}}} \quad (\text{III.3})$$

si l'on prend:

$$\begin{aligned} \frac{E_{th}}{p} &= \frac{E_{th} p_a}{p_a p} & \frac{E_{th}}{p_a} &= k \\ \frac{q_{ult}}{p} &= \frac{q_{ult} p_{ult}}{p_{ult} p} & \frac{q_{ult}}{p_{ult}} &= M_{ult} \end{aligned}$$

En substituant dans l'équation (III.3), on trouve:

$$\eta = \frac{q}{p} = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{k \frac{p_a}{p}} + \frac{\varepsilon_1}{M_{ult} \frac{p_{ult}}{p}}} \quad (\text{III.4})$$

et ainsi la loi peut s'écrire sous la forme:

$$\frac{q}{p} = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{\frac{E_{th}}{p}} + \frac{\varepsilon_1}{\frac{q_{ult}}{p}}} \quad (\text{III.5})$$

III.4.1.2 Le paramètre R_f :

Les tests expérimentaux montrent que la valeur asymptotique q_{ult} est en général plus grande que la résistance du sol à la rupture q_f , Duncan a alors introduit le coefficient R_f avec:

$$R_f = \frac{q_f}{q_{ult}} \quad (\text{III.6})$$

la valeur de R_f est comprise entre 0.5 et 1 $0.5 < R_f < 1$

Le critère de rupture choisi est celui de Mohr-Coulomb:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2C \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (\text{III.7})$$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ est la valeur réelle du palier de plasticité parfaite.

Dans le plan de Mohr, la courbe intrinsèque est définie par la droite:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (\text{III.8})$$

On peut écrire le paramètre b sous la forme:

$$b = \frac{R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{R_f (1 - \sin \phi)}{2C \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \quad (\text{III.9})$$

De nombreuses études expérimentales ont montré que le module tangent initial varie avec la contrainte moyenne selon la loi:

$$E_i = E_{th} = k p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (\text{III.10})$$

où: p_a est la pression atmosphérique,

k est un coefficient sans dimension qui représente la rigidité élastique (il comprend l'effet de la densité et l'effet de l'histoire de chargement),

n est un paramètre variant de 0,5 à 1 pour la grande majorité des sols. $0.5 < n < 1$

III.4.2 LES RESULTATS EXPERIMENTAUX DE L'ANALYSE DE LA LOI HYPERBOLIQUE

Nous avons étudié la loi hyperbolique sur nos essais. Les résultats de chaque essai sont présentés pour la courbe granulométrique initiale serrée (G2) ou étalée (G1) et pour la densité relative initiale faible ($D_r=50\%$) ou forte ($D_r=90$). Les valeurs calculées du module tangent et sécant à partir des essais effectués sont regroupées avec la figure qui a la courbe hyperbolique théorique sur le plan $q-\varepsilon_1$. Les valeurs cE_{th} et cE_{sec} dans les figures suivantes désignent les valeurs expérimentales des modules tangent et sécant, calculées à partir des essais réalisés.

Pour déterminer expérimentalement les modules tangent et sécant, on a utilisé les données acquises tous les 05% de variation de la déformation axiale ε_z , afin de comparer les modules tangent et sécant expérimentaux à ceux calculés par la loi hyperbolique.

Les résultats des essais ne sont pas enregistrés avec les mêmes intervalles entre deux données acquises automatiquement, pour analyser le module tangent et sécant tous les données sont recalculées par l'intervalle de 0.5 % de la déformation axiale afin de comparer les modules tangents calculés avec ceux obtenus par la loi hyperbolique.

Les essais triaxiaux à la courbe granulométrique initiale étalée sur le matériau dense G1, réalisés sous faibles contraintes, sont présentés dans la Fig. III. 36. On peut constater que E_{th} reste constant jusqu'à la déformation axiale de 5%. Pour le matériau G2 (résultats consignés Fig. III. 37 (courbe granulométrique serrée)), on peut remarquer le changement de pente pour E_{th} avant et après la déformation axiale de 1%. Sur le plan $E_{th}-\log\varepsilon_1$, on peut estimer les deux points de changement de pente à 1-2%, resp. 10 %, pour le plan $E_{sec}-\log\varepsilon_1$ le changement de pente se produit une seule fois, pour les déformations axiales suivantes (correspondant à différents cqs de chargement pour G1 et G2): resp. 6% (Fig. III. 36), 3 % (Fig. III. 37), 2 % (Fig. III. 38), 2 % (Fig. III. 39). Ces phénomènes de rupture de pente peuvent être très utiles à exploiter pour une modélisation.

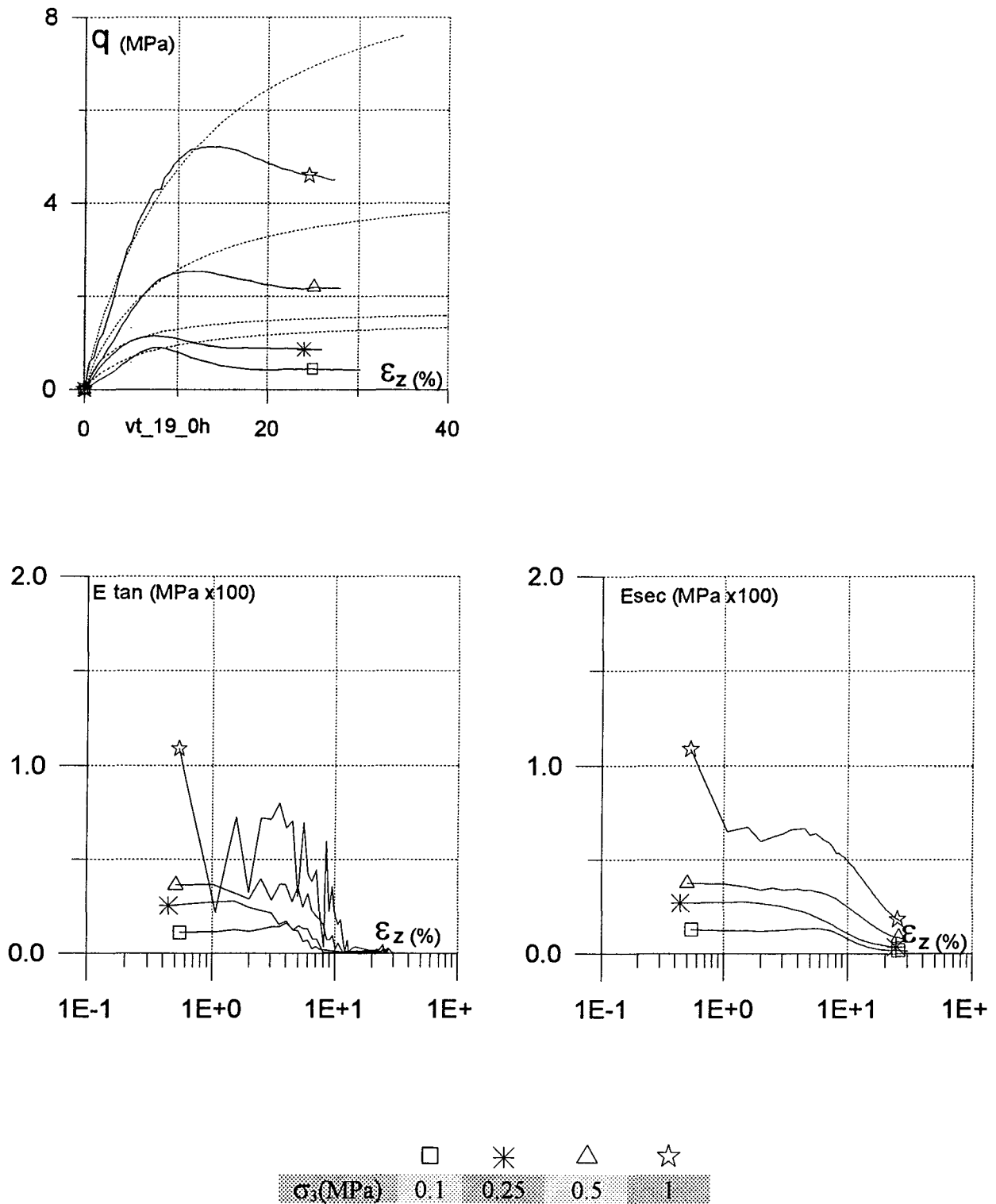


Fig. III. 36

Loi hyperbolique pour les essais triaxiaux drainés de compression G2
 $D_r=90\%$ sous faibles contraintes de consolidation

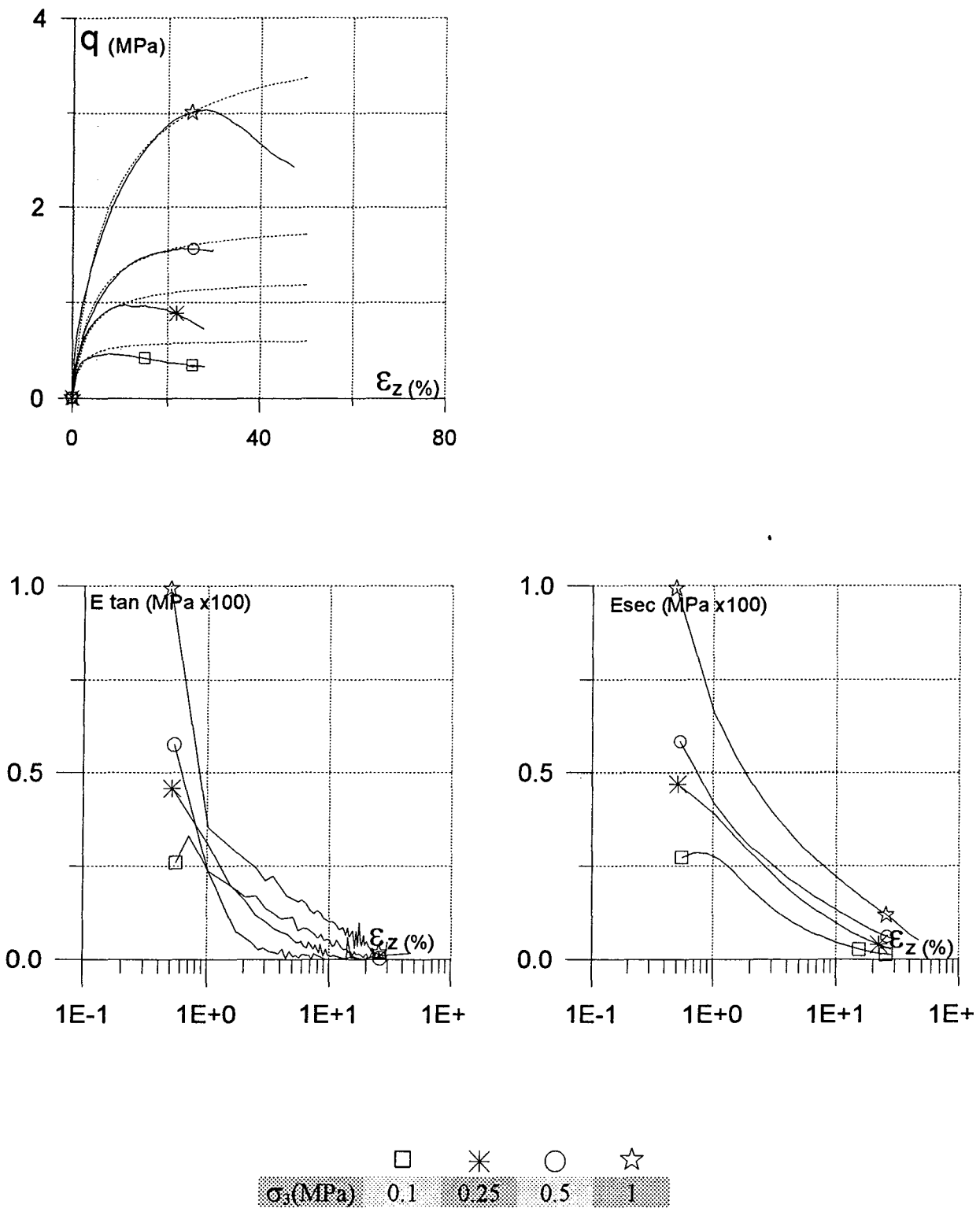


Fig. III. 37 Loi hyperbolique pour les essais triaxiaux drainés de compression G1
 $D_r=90\%$ sous faibles contraintes de consolidation

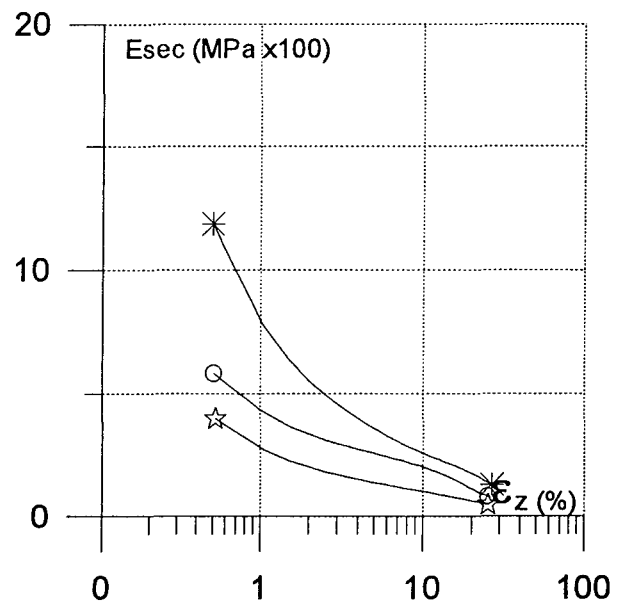
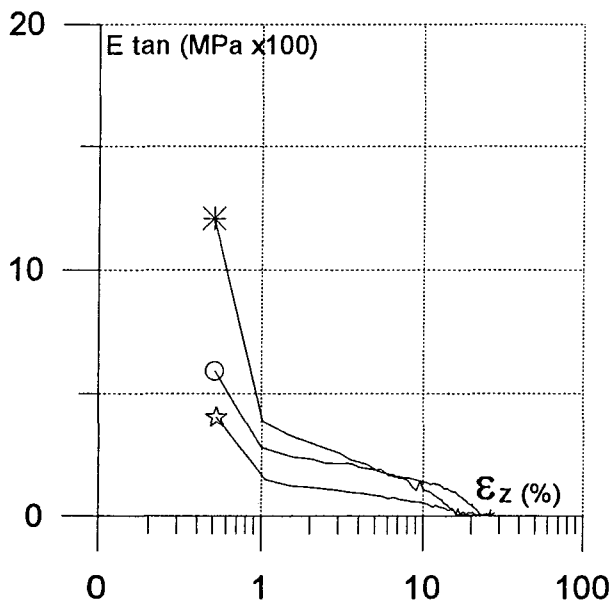
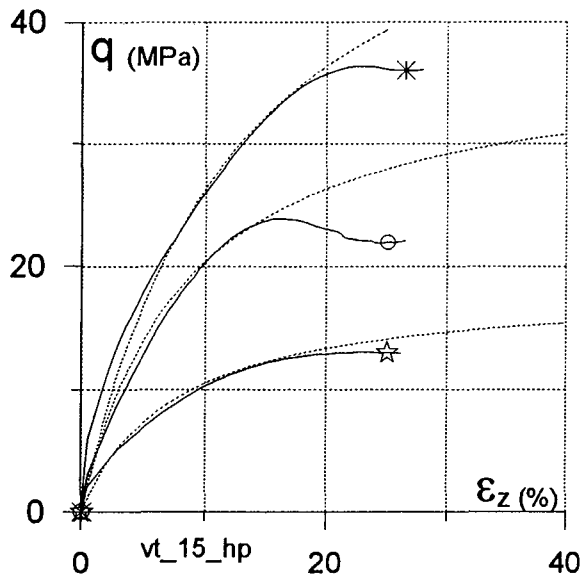


Fig. III. 38 Loi hyperbolique pour les essais triaxiaux drainés de compression G1
 $D_r=50\%$ sous fortes contraintes de consolidation

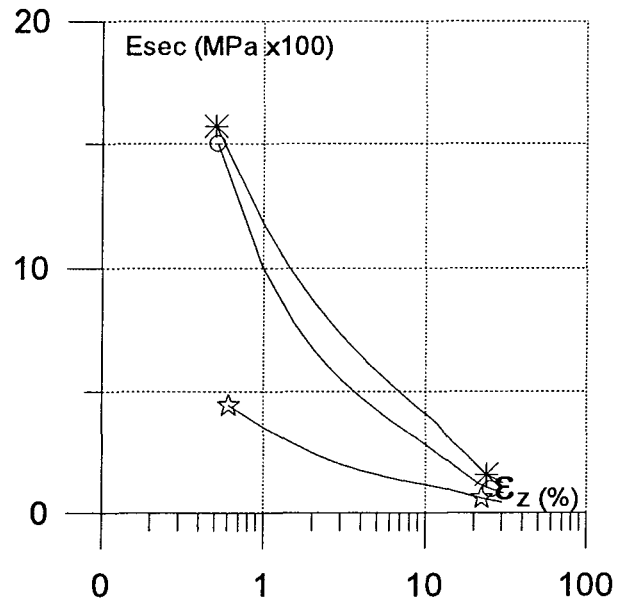
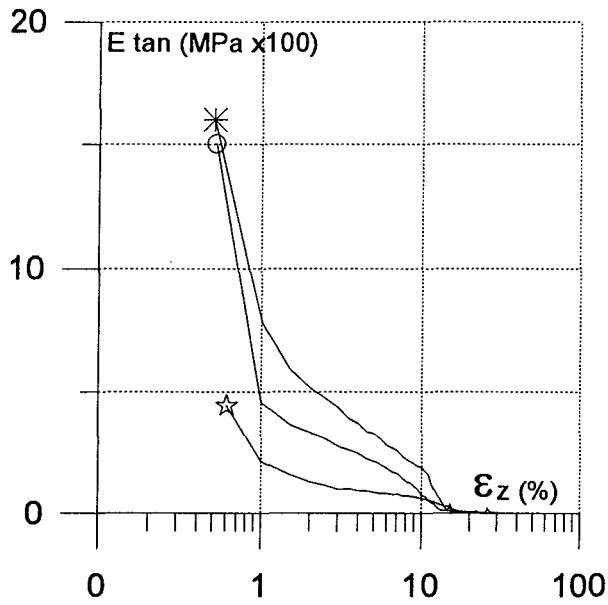
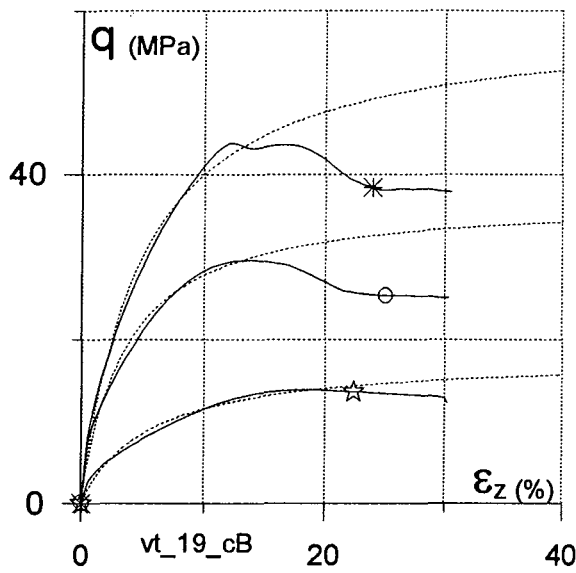
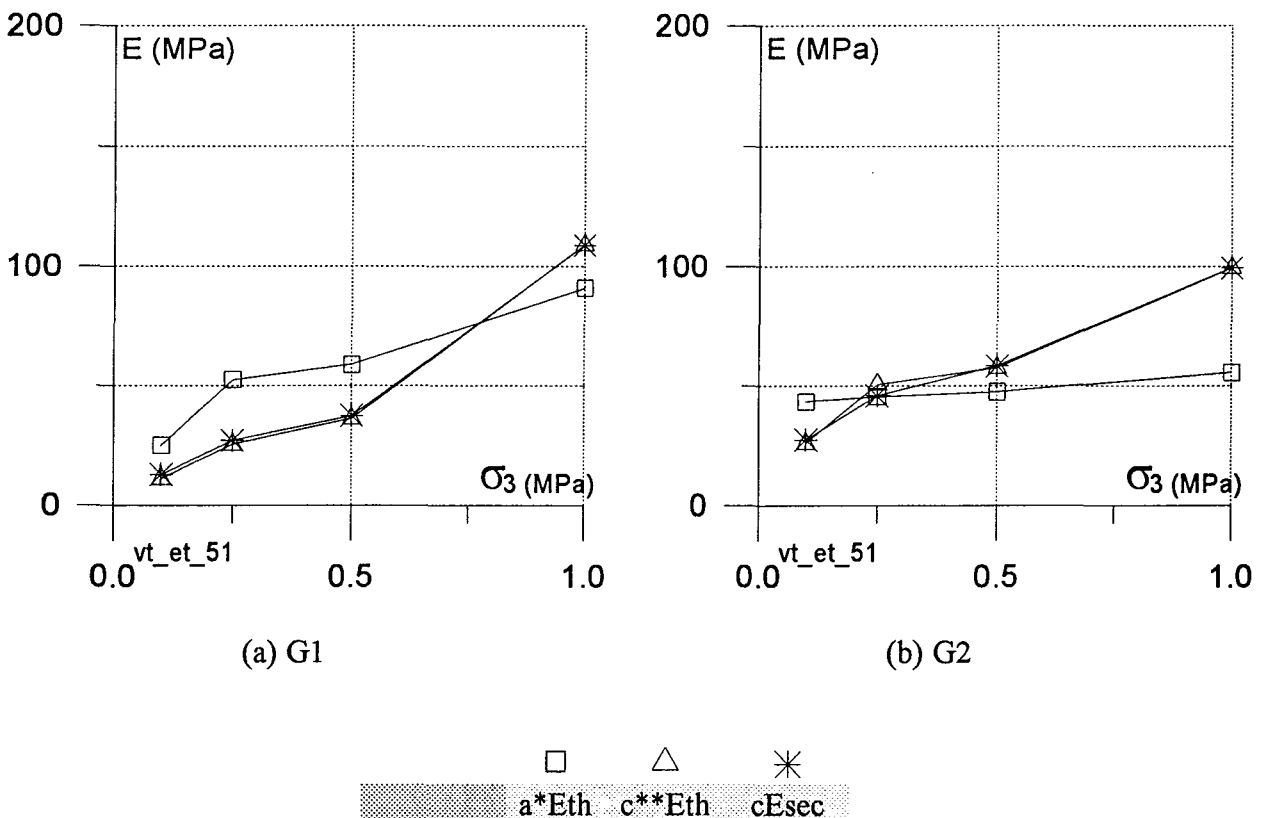


Fig. III. 39 Loi hyperbolique pour les essais triaxiaux drainés de compression G1 Dr=90 % sous fortes contraintes de consolidation

III.4.2.1 Comparaison des modules tangent et sécant en fonction de la contrainte de consolidation

A partir des courbes tracées par la loi hyperbolique et des valeurs calculées des essais effectués, nous avons représenté les valeurs de E_{th} et E_{sec} en fonction de la contrainte de consolidation. Les valeurs expérimentales de E_{th} et E_{sec} consignées dans les Figures ci-dessous sont les valeurs de début d'essai, correspondant aux valeurs maximales des modules tangent et sécant.

Les évolutions des valeurs expérimentales de E_{th} et E_{sec} sont différentes à celles des modules calculés par la loi hyperbolique (cf. Fig. III. 40 et Fig. III. 41). Les deux modules tangents théorique et expérimental évoluent de manière analogue pour le granit concassé à la densité relative de 90 % et à courbe granulométrique initiale étalée (Fig. III. 40 (a), Fig. III. 41 (b)). En revanche, pour le granit concassé G1 à la densité relative 50 % (Fig. III. 41 (a)) et G2 à la densité relative 90% (Fig. III. 40 (b)), on observe des écarts importants.



a^* : valeur obtenue par la loi hyperbole
 c^{**} : valeur obtenue à partir des essais

Fig. III. 40 Comparaison entre E_{th} de la loi hyperbolique et E_{th} et E_{sec} calculé à partir des essais réalisés pour le granit concassé G1 et G2 sous faibles contraintes de consolidation

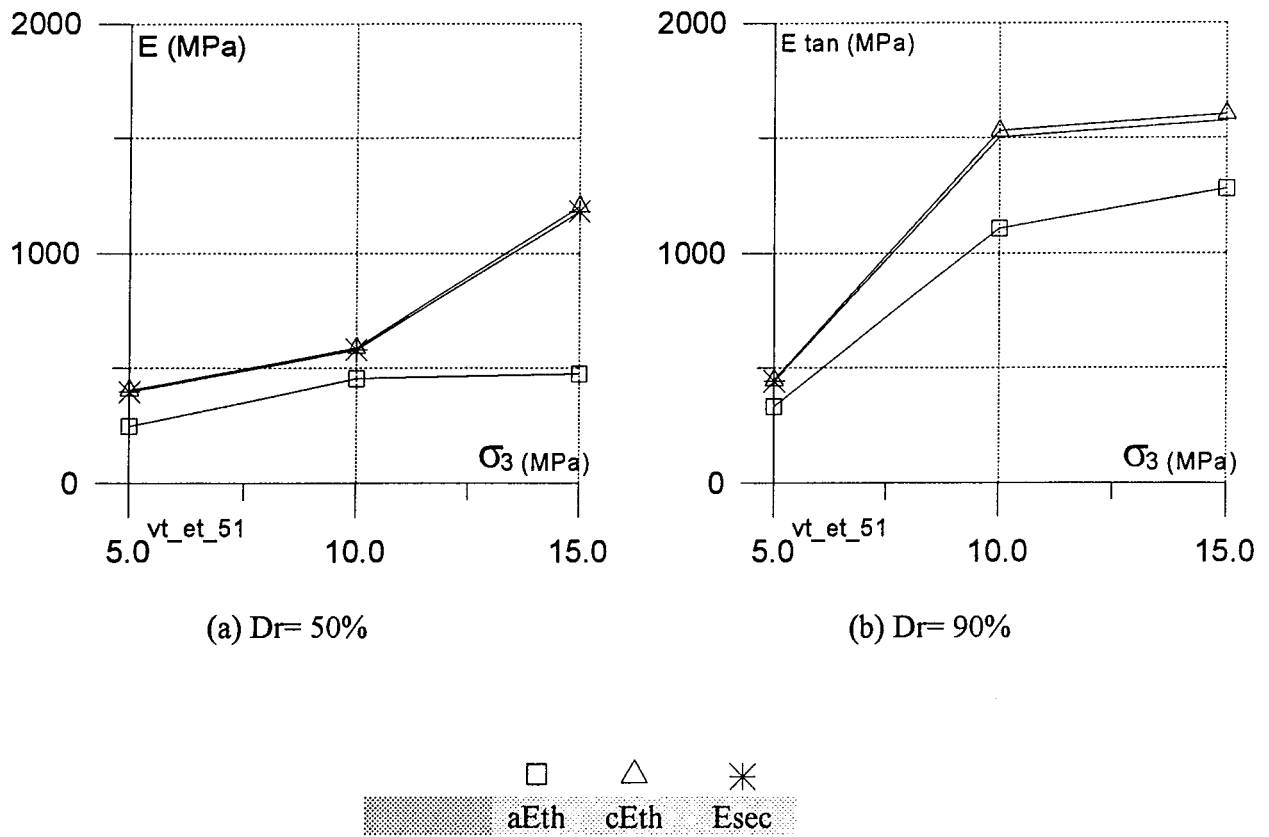


Fig. III. 41 Comparaison entre Eth de la loi hyperbolique et Eth et Esec calculé à partir des essais réalisés pour la densité relative initiale 50 et 90% sur le granit concassé G1

Les tableaux suivants présentent les valeurs par la loi hyperbolique (relevées sur les figures, Fig. III. 37, Fig. III. 38, Fig. III. 39) ou à partir des essais triaxiaux réalisés.

Tableau. III. 10 Valeurs de la loi hyperbolique sur les essais triaxiaux sous faibles contraintes de consolidation pour le matériau du granit concassé G1 (courbe étalée) $D_r=90\%$

σ_3 (MPa)	a	b	q_{ult} (MPa)	R_f	a^*E_{th} (MPa)	$c^{**}E_{th}$ (MPa)	cE_{sec} (MPa)
0.1	4	0.65	1.54	0.59	25	11.20	12.84
0.25	1.9	0.58	1.72	0.67	52.6	25.42	27.09
0.5	1.7	0.22	4.55	0.56	58.8	36.21	37.47
1.0	1.1	0.1	10	0.52	90.9	108.99	108.82

a^* : valeur obtenue par la loi hyperbolique

c^{**} : valeur obtenue à partir des essais

Tableau. III. 11 valeurs de la loi hyperbolique sur les essais triaxiaux sous faibles contraintes de consolidation pour le matériau du granit concassé G2 (courbe serrée), $D_r=90\%$

σ_3 (MPa)	a	b	q_{ult} (MPa)	R_f	a^*E_{th} (MPa)	$c^{**}E_{th}$ (MPa)	cE_{sec} (MPa)
0.1	2.3	1.63	0.61	0.76	43.5	26.00	27.35
0.25	2.2	0.8	1.25	0.78	45.5	50.60	45.87
0.5	2.1	0.54	1.85	0.84	47.6	57.49	58.29
1.0	1.8	0.26	3.85	0.79	55.6	99.27	99.29

Tableau. III. 12 valeurs de la loi hyperbolique sur les essais triaxiaux sous fortes contraintes de consolidation pour le matériau du granit concassé G1 (courbe étalée), $D_r=50\%$

σ_3 (MPa)	a	b	q_{ult} (MPa)	R_f	a^*E_{th} (MPa)	$c^{**}E_{th}$ (MPa)	cE_{sec} (MPa)
5	0.4	0.06	250	0.59	250	404.26	398.48
10	0.22	0.03	455	0.65	455	589.48	579.96
15	0.21	0.02	476	0.62	476	1206.26	1184.36

Tableau. III. 13 valeurs de la loi hyperbolique sur les essais triaxiaux sous fortes contraintes de consolidation pour le matériau du granit concassé G1 (courbe étalée), $D_r=90\%$

σ_3 (MPa)	a	b	q_{ult} (MPa)	R_f	$a \cdot E_{th}$ (MPa)	$c \cdot E_{th}$ (MPa)	$c E_{sec}$ (MPa)
5	0.3	0.56	1.79	0.80	333	449.01	443.32
10	0.09	0.03	37	0.80	1111	1530.26	1502.70
15	0.08	0.02	58.8	0.74	1282	1602.82	1573.12

Pour les essais triaxiaux sur le granit concassé G1, en comparant les deux densités relatives initiales fortes (90 %) et faibles (50 %) sous fortes contraintes de consolidation (Fig. III. 42), les paramètres R_f sont environ 0.6 = 50 % et 0.8 = 90 %. Pour les deux courbes granulométriques initiales étalées G1 ou serrées G2 sur le granit concassé (Fig. III. 43), les paramètres R_f témoignent de la même manière de l'influence de la densité relative faible ou forte. On obtient ainsi les valeurs suivantes pour ce paramètre: environ 0.6 pour G1 (matériau dense), 0.8 pour G2 (matériau lâche). Ce comportement illustre la différence entre les matériaux denses ou lâches quelle que soit la différence de la courbe granulométrique initiale.

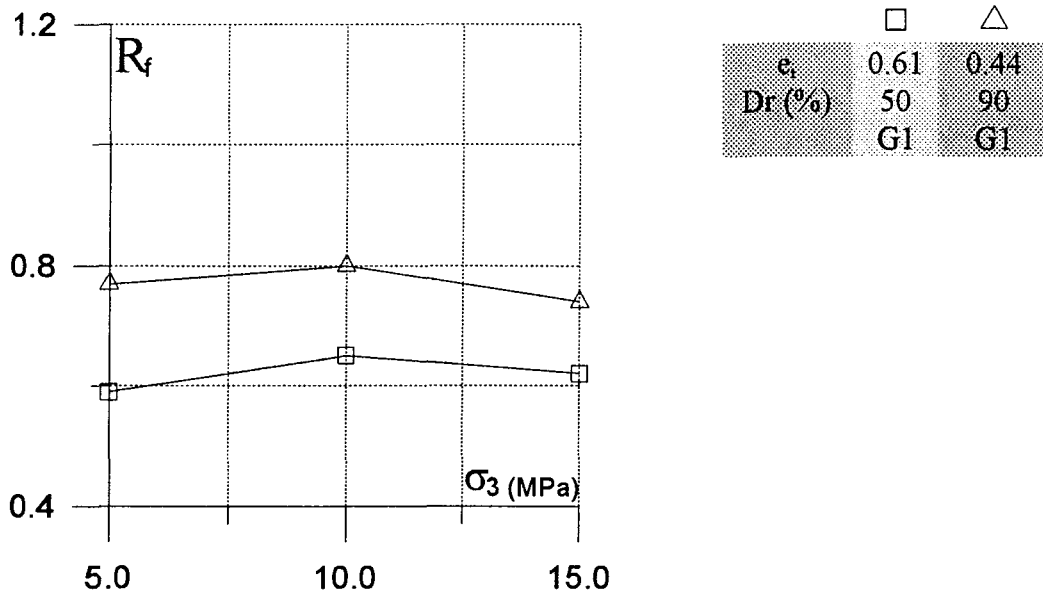


Fig. III. 42 Comparaison de la densité relative initiale à partir du paramètre R_f par la loi hyperbolique = q_{pic} / q_{ult} aux essais triaxiaux sous fortes contraintes de consolidation de 5 à 15 MPa sur le granit concassé G1 (courbe étalée)

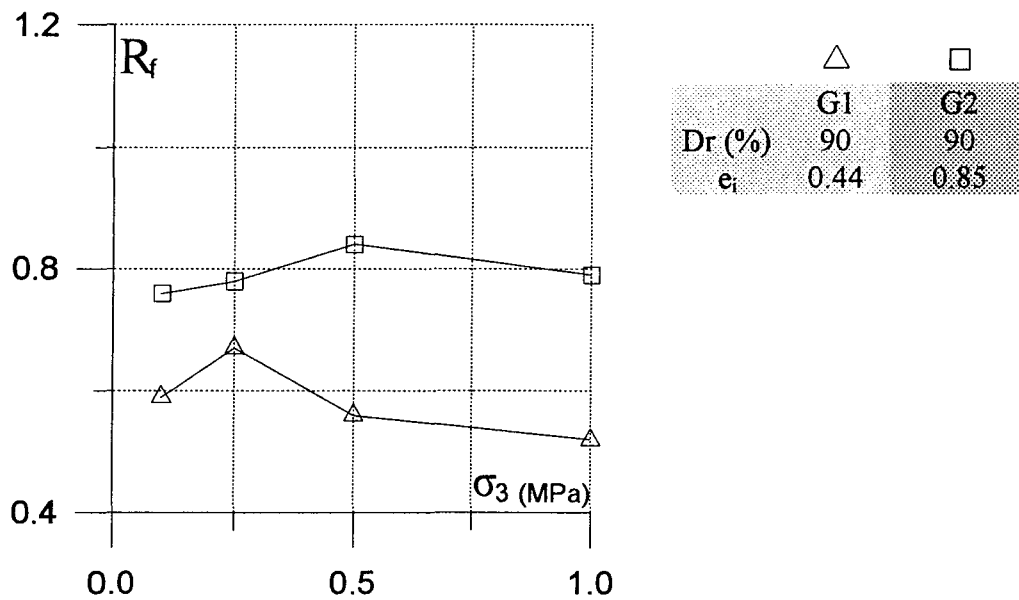


Fig. III. 43 Comparaison de la courbe granulométrique initiale à partir du paramètre R_f par la loi hyperbolique = q_{pic} / q_{ult} aux essais triaxiaux sous faibles contraintes de consolidation de 0.1 à 1 MPa sur le granit concassé G1 (courbe étalée) et G2 (courbe serrée)

III.4.3 INDICE DES CONTRAINTES ET TAUX DE LA DILATANCE ET CONTRACTANCE (RAPPORT DES CONTRAINTES PRINCIPALES)

III.4.3.1 Théorie de la dilatance

Due à ROWE (1962-1972), cette théorie étudie le comportement d'un matériau granulaire sur la base d'une modélisation du mécanisme de glissement relatif des grains formant la structure du matériau. On introduit un angle de frottement ϕ_μ pour la description de ce glissement intergranulaire.

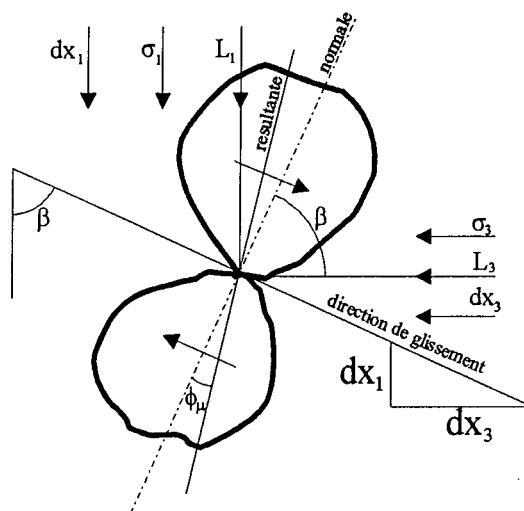


Fig. III. 44 Glissement entre deux particules

Soit deux grains glissant l'un sur l'autre dans un plan dont l'angle avec la direction de la contrainte principale majeure σ_1 est désigné par β (Fig. III. 44). Comme le seul mouvement en jeu est ici un glissement, les forces L_1 et L_3 , exprimées dans les directions principales des contraintes, se rencontrent au point de contact. Leur résultante se trouve sur le cône de frottement:

$$\frac{L_1}{L_3} = \operatorname{tg}(\Phi_\mu + \beta) \quad \text{et} \quad \operatorname{tg} \beta = -\frac{dx_3}{dx_1},$$

où dx_i est le déplacement dans la direction i .

L'énergie dissipée s'écrira sous la forme:

$$L_1 dx_1 + L_3 dx_3 = L_1 dx_1 \left(1 - \frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg}(\Phi_\mu + \beta)}\right)$$

Pour un apport $L_1 dx_1$ donné, cette énergie sera minimale lorsque:

$$\beta = \beta_c = \frac{\pi}{4} - \frac{\Phi_\mu}{2},$$

soit:

$$\frac{L_1 dx_1}{-L_3 dx_3} = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_\mu}{2}\right) = K_\mu.$$

En généralisant ce raisonnement à un ensemble de particules envisagé comme un milieu continu, on obtient:

$$\frac{\sum_1^n (L_1 dx_1)_n}{\sum_1^n (L_3 dx_3)_n} = \frac{\sigma_1 d\varepsilon_1}{-2\sigma_3 d\varepsilon_3} = K_\mu,$$

où les déformations en compression sont comptées positivement.

Si l'appareil triaxial est symétrique,

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_1 + 2d\varepsilon_3.$$

De la sorte, on pourra récrire l'équation précédente:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \left(1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right) \cdot K_\mu, \quad \text{ou} \quad R = DK_\mu.$$

Dans cette dernière équation, on a posé

R: rapport des contraintes principales

D: vitesse de dilatance générée par le glissement des grains.

K_μ désigne la résistance du sable au glissement de ces grains.

On observe expérimentalement que Φ_f , angle de frottement intervenant dans l'expression de K , prend des valeurs comprises entre une borne inférieure Φ_μ et une borne supérieure Φ_{cv} correspondant à l'indice des vides critique.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \left(1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_f}{2}\right),$$

où $R = DK$.

Si la vitesse de dilatation volumique est nulle, la vitesse de dilatance sera égale à l'unité, et le rapport R des contraintes s'identifiera à K. On voit dans ce cas que R dépend uniquement de l'angle de frottement Φ_f .

Or, pour un sable dense, Φ_f vérifie $\Phi_f \leq \Phi_{cv}$. Cet état de contrainte pourra donc être atteint par le matériau avant l'état critique. Dans les situations de grandes déformations, l'augmentation de Φ_f jusqu'à Φ_{cv} devient une nécessité pour que le matériau puisse réellement tendre vers l'état critique.

Afin de préserver la validité de cette propriété, on admet dans la théorie de la dilatance que Φ_f tend vers une valeur Φ_{cv}' dans la phase de radoucissement suivant la rupture du matériau.

Si le rapport des contraintes appliquées au matériau est inférieur à K , celui-ci sera contractant. Sinon, il sera dilatant. On peut envisager ce résultat comme une généralisation des propriétés de contraction et de dilatation présentées dans la théorie de l'état critique, où ces dernières dépendaient de l'état de volume du matériau. Dans ce cadre, le matériau était exclusivement contractant ou dilatant sur la surface limite, selon le rapport des contraintes atteint lors du chargement. Dans la théorie de la dilatance, la situation est généralement celle d'un sable contractant dans la première phase du chargement, et parfois dilatant dans une deuxième phase (matériaux denses).

Aspects des modèles de la théorie de la dilatance:

La direction de la déformation irréversible sous cisaillement du matériau est reliée par l'équation $R = DK$ à l'état de contrainte subi.

Pour une déformation plastique plane, la relation

$$\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1} = -\frac{1}{K} \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$$

fournit la loi d'écoulement du matériau, dont HAYTHORNTHWAITE (1966) a montré qu'elle était compatible avec un potentiel plastique de la forme

$$g' = \frac{\sigma_1^K}{\sigma_3}$$

pour un chargement en compression triaxiale.

SMITH (1970) a établi une forme plus générale de la loi d'écoulement:

$$\begin{aligned} \sigma_x \geq \sigma_y & \quad \frac{\sigma_x d\varepsilon_x}{-\sigma_y d\varepsilon_y} = K \\ \sigma_y \geq \sigma_x & \quad \frac{-\sigma_x d\varepsilon_x}{\sigma_y d\varepsilon_y} = \frac{1}{K} \end{aligned}$$

correspondant à un potentiel plastique:

$$\begin{aligned} \sigma_x \geq \sigma_y & \quad g = \frac{\sigma_x^K}{\sigma_y} \\ \sigma_y \geq \sigma_x & \quad g = \frac{\sigma_x'^K}{\sigma_y} \end{aligned}$$

La courbe représentative du potentiel plastique est symétrique par rapport à la ligne isotrope définie par $\sigma_x = \sigma_y$ dans le plan (σ_x, σ_y) .

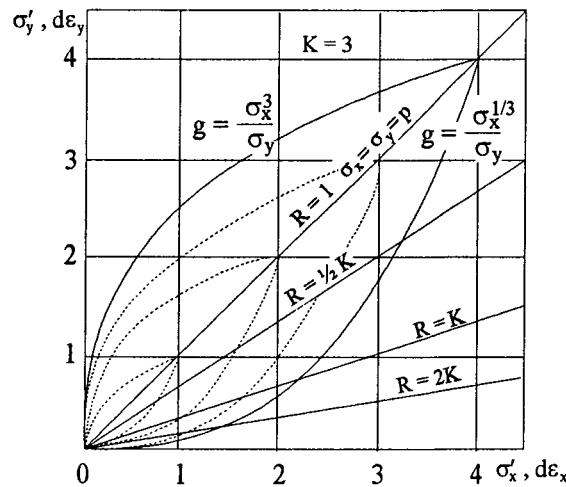


Fig. III. 45 Tracé du potentiel plastique ROWE(1971)

Généralisation de la dilatance aux chemins de chargement radiaux:

Pour tout chemin de chargement au cours duquel le rapport des contraintes augmente, on peut appliquer l'équation de la dilatance. En introduisant un paramètre supplémentaire λ dans le modèle, ROWE (1964) a pu généraliser celle-ci à des trajets radiaux. λ décrit la raideur du matériau dans la direction principale majeure, relative à sa raideur dans la direction principale mineure.

On écrit la loi d'écoulement du matériau sur un chemin radial

$$\left(\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right)_R = \frac{RK}{\left[\frac{R^2(K^2 - 1)}{2 \frac{(RK - 1)}{R^2} \lambda + RK - R^2} \right] - 1}$$

Dans le cas où le déviateur des contraintes reste nul, $R = 1$ sur l'axe hydrostatique, et l'on a

$$\left(\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right)_{R=1} = \frac{(2\lambda + 1)(K - 1)}{(K - 2\lambda)}$$

Dans l'hypothèse d'un matériau isotrope, $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} = 3$. La valeur de λ pour un trajet à $R = 1$ est alors:

$$\lambda = \frac{1}{2} \left(\frac{2K+1}{K+2} \right)$$

III.4.3.2 Taux de dilatance et de contractance pour les essais triaxiaux sur le granit concassé

L'indice des contraintes peut caractériser les matériaux. L'influence de la densité relative initiale peut être distinguée légèrement sur les Fig. III. 46 et Fig. III. 47. La valeur $R = \sigma_1 / \sigma_3$ est environ 3.7 pour l'ensemble des essais (de $\sigma_3 = 5$ à 15 MPa) sur le granit concassé G1 $Dr=50\%$. En ce qui concerne G1, $Dr = 90 \%$, les valeurs de R se situent entre 3.8 et 3.9. Dans le cas de l'essai à $\sigma_3 = 1$ MPa, la valeur de R est très importante par rapport aux essais sous fortes contraintes de consolidation.

$$R = D * K$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \left(1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi_f}{2}\right)$$

Nous avons calculé les valeurs de $K (=K_\phi)$ pour distinguer la valeur obtenue à partir de la formule de ROWE à K, valeur obtenue à partir des figures assemblées sur le plan $\sigma_1 / \sigma_3 - (1 - d\varepsilon_v / d\varepsilon_1)$, et à K', valeur tirée des figures assemblées sur le plan $\sigma_1 / \sigma_3 - \varepsilon_v / \varepsilon_1$, à partir de la formule écrite ci-dessus .

La valeur K issue de la formule de ROWE est analogue aux valeurs moyennes obtenues à partir des figures assemblées pour les essais triaxiaux (cf. Fig. III. 46, Fig. III. 47, Fig. III. 48, Fig. III. 49). Les valeurs de K_ϕ calculées pour chaque essai sont consignées dans les tableaux suivants (Tableau. III. 15, Tableau. III. 16.). Les valeurs de K' obtenues sur le plan $(\sigma_1 / \sigma_3) - (\varepsilon_v / \varepsilon_1)$ sont de même analogues à celles de K.

Tableau. III. 14 Comparaison des paramètres K_ϕ , K, K'

			Dr (%)	σ_3 (MPa)	K_ϕ moyen théorique	K expérimental	K/ K_ϕ	K' expérimental	K'/K
Fig. III. 46	G1	50	> 1		3.2	3.2	1	4.8	1.500
Fig. III. 47	G1	90	> 1		3.9	3.4	1.1	5	1.471
Fig. III. 48	G1	90	< 1		6.8	4.5	1.5	11	2.750
Fig. III. 49	G2	90	< 1		4.7	3.3	1.4	4	1.212

Tableau. III. 15 Paramètres $K(\phi)$ à partir du formule de ROWE pour les essais triaxiaux sur les deux courbes granulométriques initiales étalée G1 et serrée G2, $D_r=90\%$

Dr (%) σ_3 (MPa)	G2 9		G 9	
	$K\phi$	ϕ_{pic}	$K\phi$	ϕ_{pic}
0.1	6.2	46.2	10.2	55.3
0.25	4.7	40.6	5.5	44.2
0.5	4.0	37.2	5.8	45.7
1	4.0	37.1	6.0	46.3

Tableau. III. 16 Paramètres $K(\phi)$ à partir du formule de ROWE pour les essais triaxiaux sur les densités relatives initiales faibles (50 %) et fortes (90%)

Dr (%) σ_3 (MPa)	G 9		G 5	
	$K\phi$	ϕ_{pic}	$K\phi$	ϕ_{pic}
5	3.7	35.4	3.1	31.3
10	3.9	36.5	3.2	32.9
15	3.9	36.3	3.4	33.2

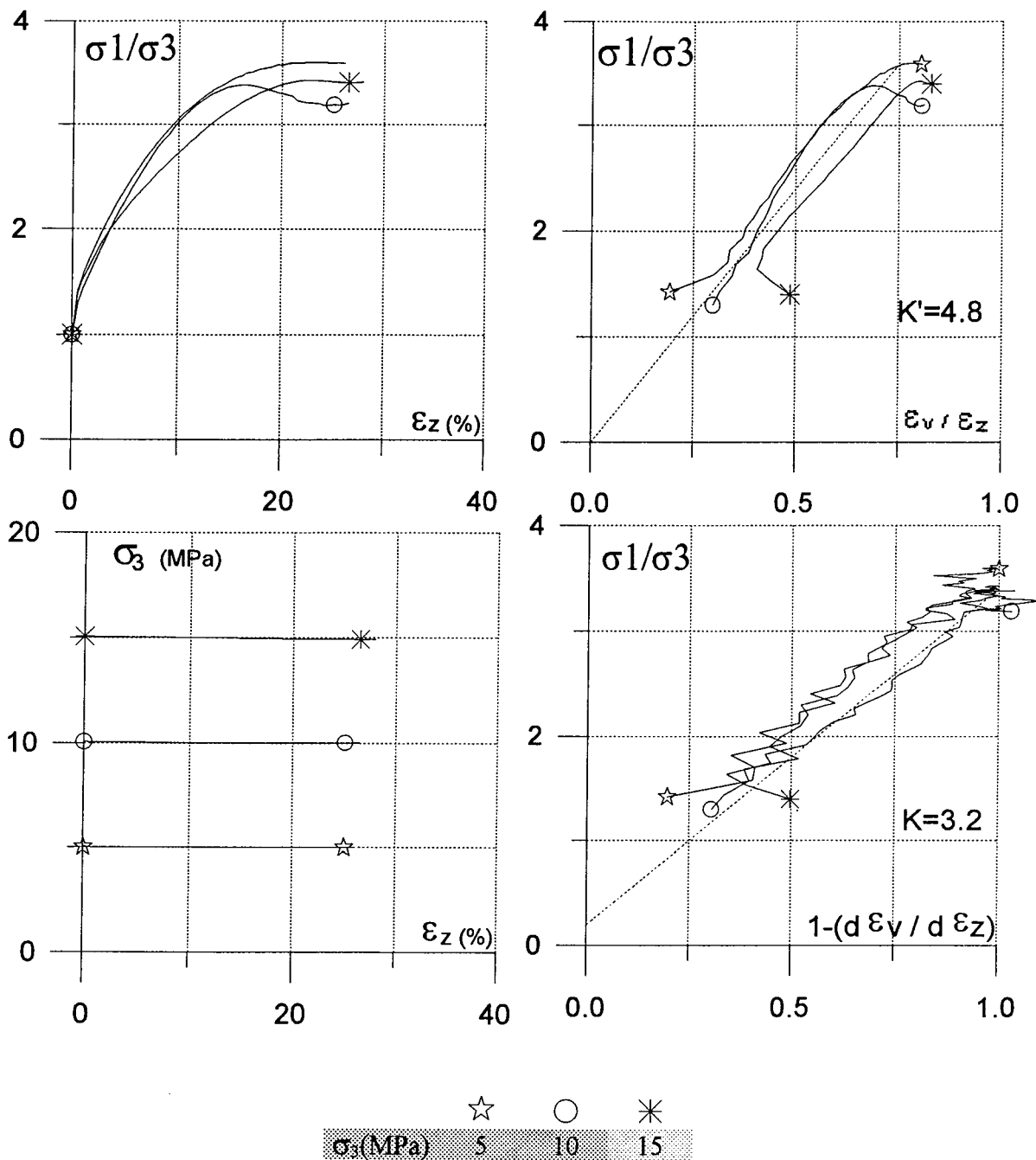


Fig. III. 46 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $D_r = 50\%$, indice des contraintes (cellule HERCULE)

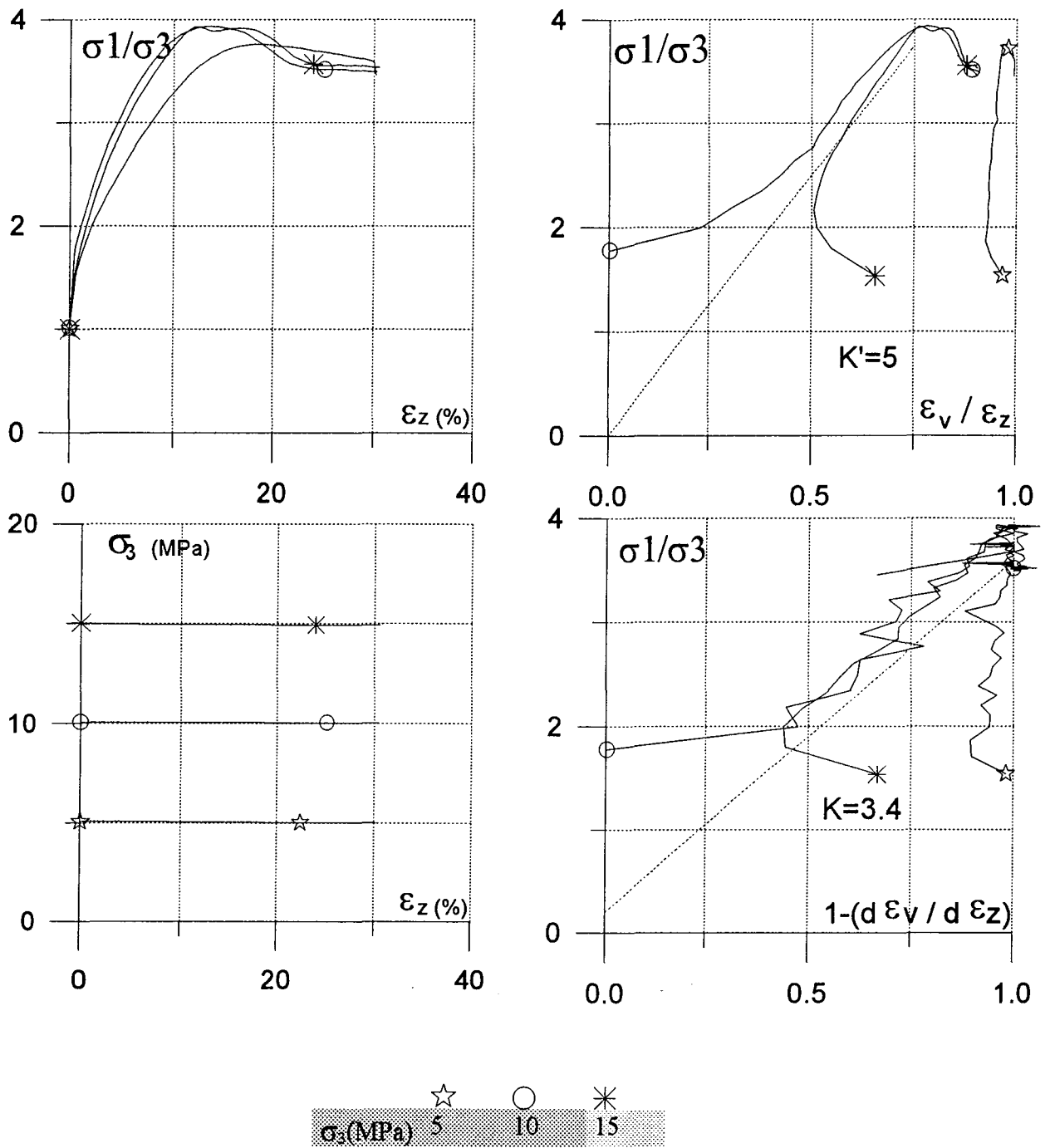


Fig. III. 47 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $D_r = 90\%$, indice des contraintes (cellule HERCULE)

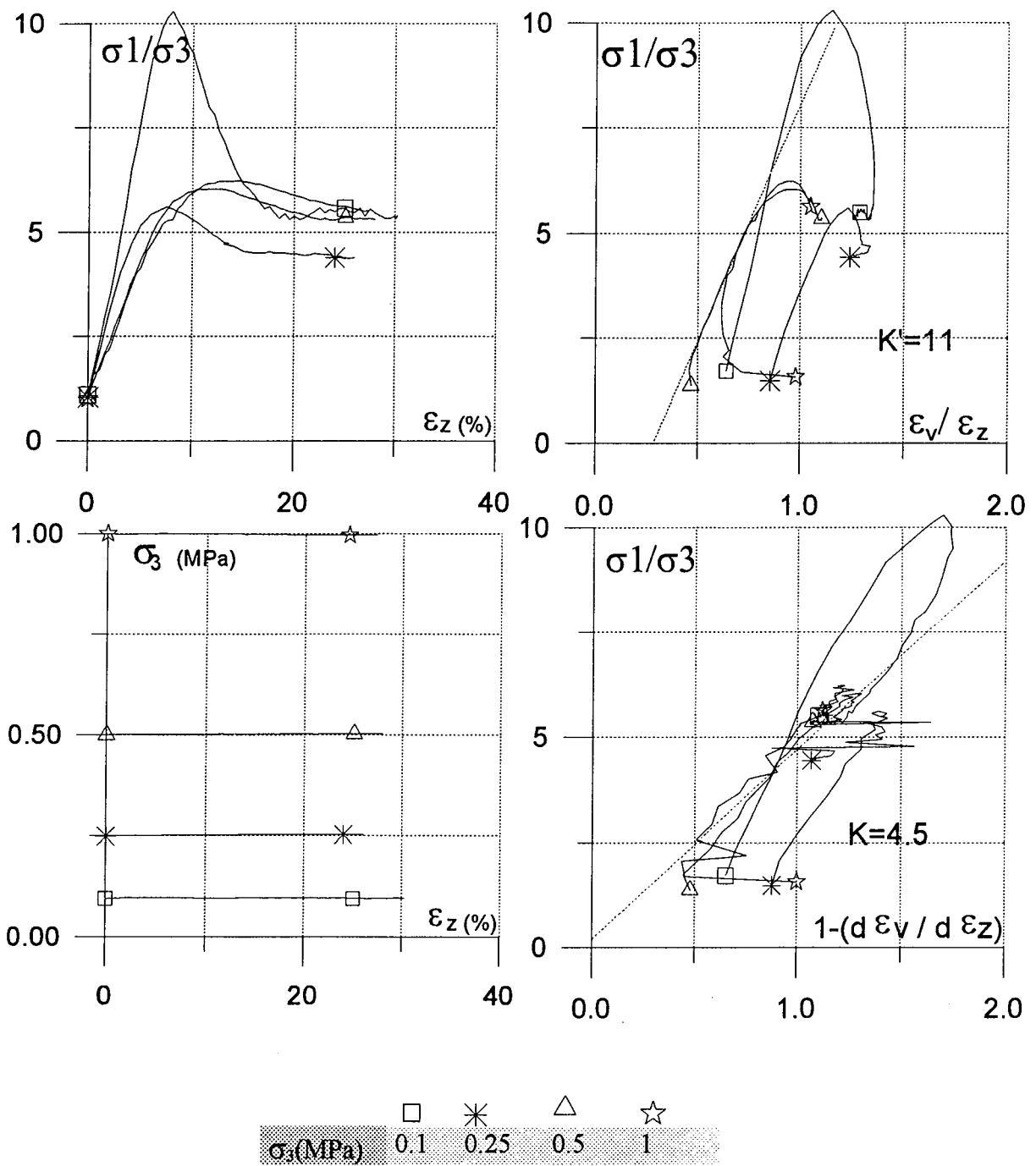


Fig. III. 48 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $D_r = 90\%$, indice des contraintes (cellule TITAN)

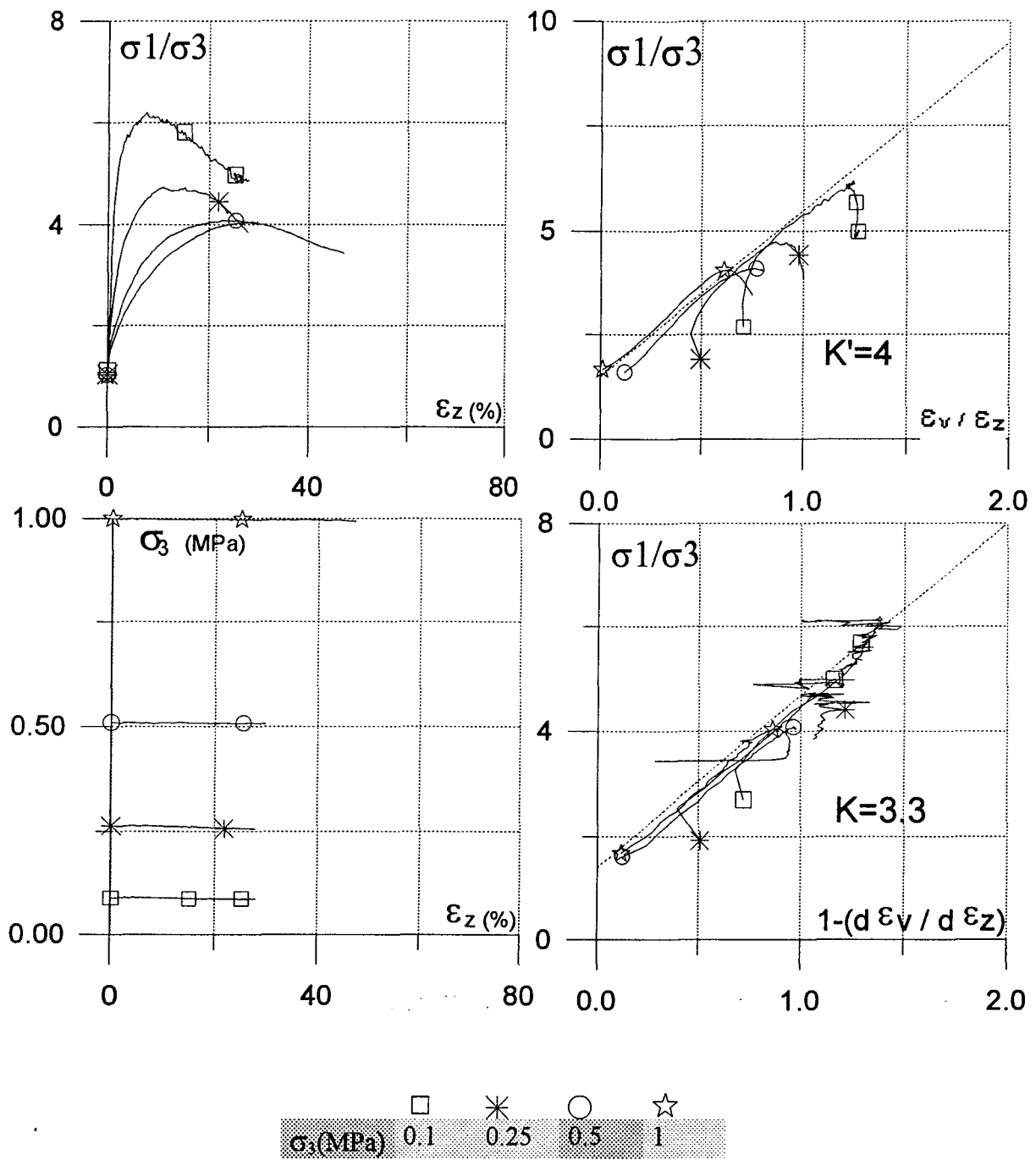
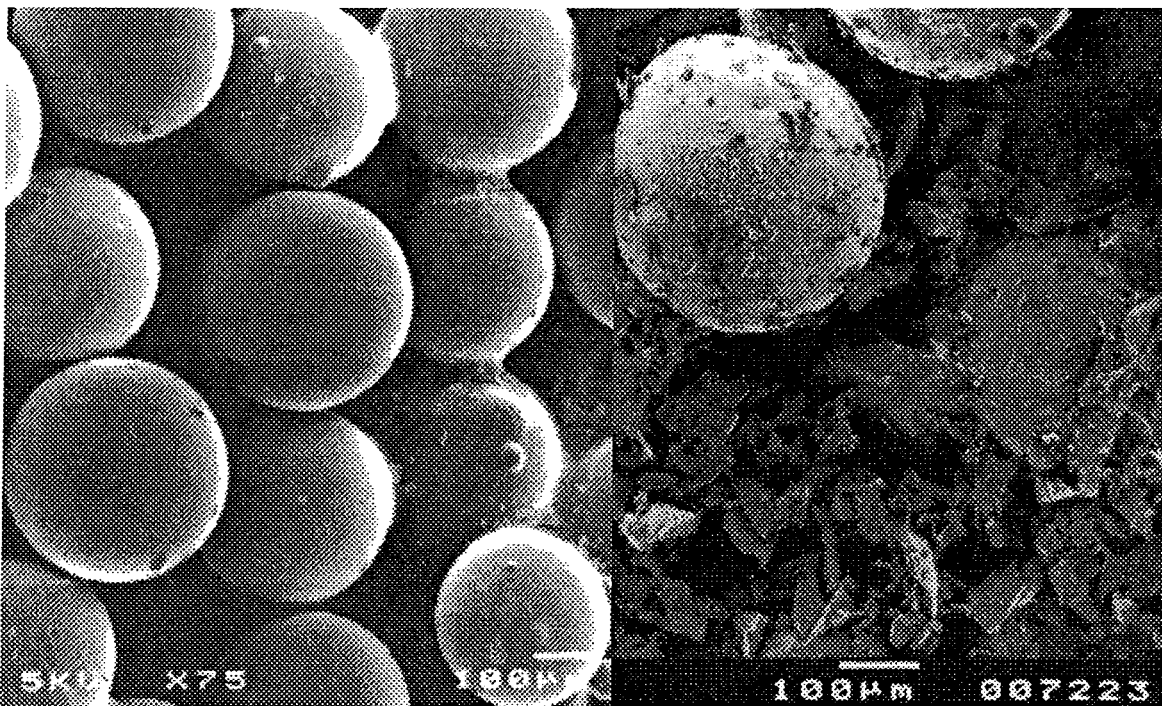


Fig. III. 49 Essais triaxiaux, granit concassé G2, $D_r = 90\%$, indice des contraintes (cellule TITAN)

III.4.4 ESSAIS TRIAXIAUX SUR LES BILLES DE VERRE (DIAMETRE = 400 μ) FRITTEES ET NON FRITTEES

Nous avons également effectué des essais triaxiaux avec les billes de verre frittées et non frittées de diamètre 400 μ sous les contraintes de consolidation de 0.1 MPa à 15 MPa. Le frittage est obtenu par chauffage d'un assemblage de billes dans un four porté à 530°C.

Les caractéristiques des billes de verre frittées ou non sont radicalement différentes, comme le montre la Fig. III. 50. La résistance du matériau fritté est plus importante que celle du matériau non fritté. La différence de résistance est d'environ 2 MPa sous la contrainte de consolidation 1 MPa, et de 8 MPa sous celle de 15 MPa. L'amplitude de la fluctuation est observée en fonction de la contrainte de consolidation.



(bille_1.doc)

Photo. III. 5 Billes de verre fritté 400 μ de diamètre, vues au microscope à balayage avant et après essai

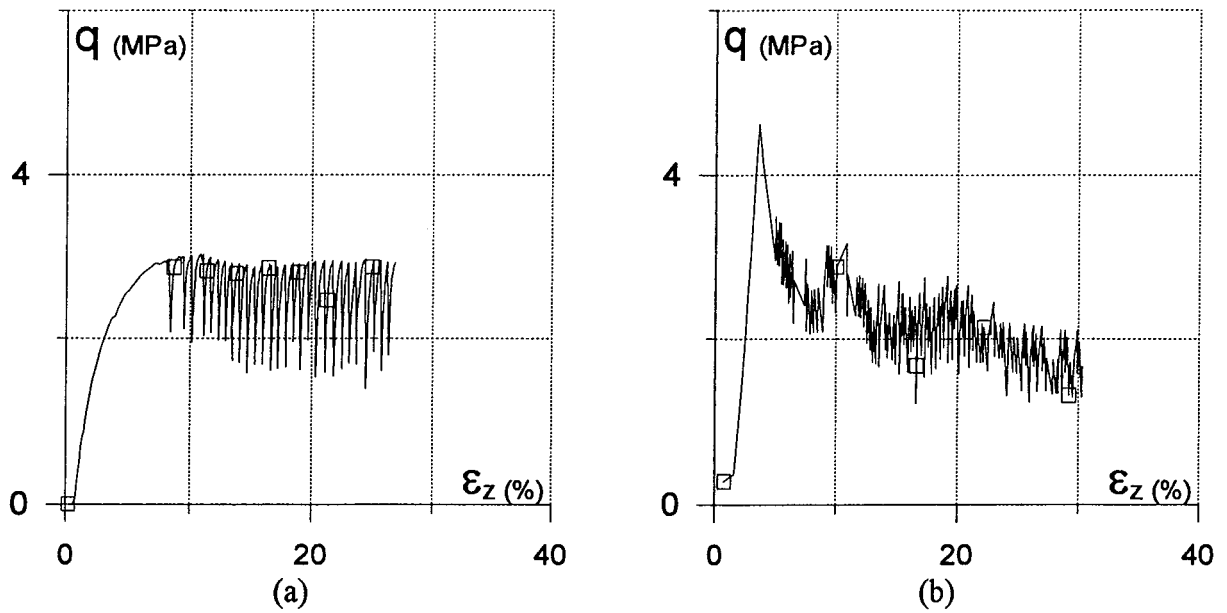


Fig. III. 50 Essais triaxiaux, billes de verre, 400μ $\sigma_3=1$ MPa (cellule TITAN) a) non fritté, b) fritté

L'effet du frittage apparaît significatif jusqu'à une déformation axiale de l'ordre de 3 % à 5 %. Par la suite, la rupture des ponts de frittage conduit à des comportements similaires des matériaux initialement frittés et non frittés (cf. photos III.6 et III.7). Pour des contraintes inférieures à 1 MPa, les deux types de matériaux apparaissent fortement dilatants. En revanche, les trois essais à $\sigma_3=15$ MPa présentent une contractance très forte et continue jusqu'à la déformation axiale finale de 30%. Ceci est la conséquence d'une forte rupture des billes elles-mêmes. Le déclenchement de cette rupture peut être observé par un coude très net dans la relation e-p pour le matériau non fritté tout comme pour celui non fritté.

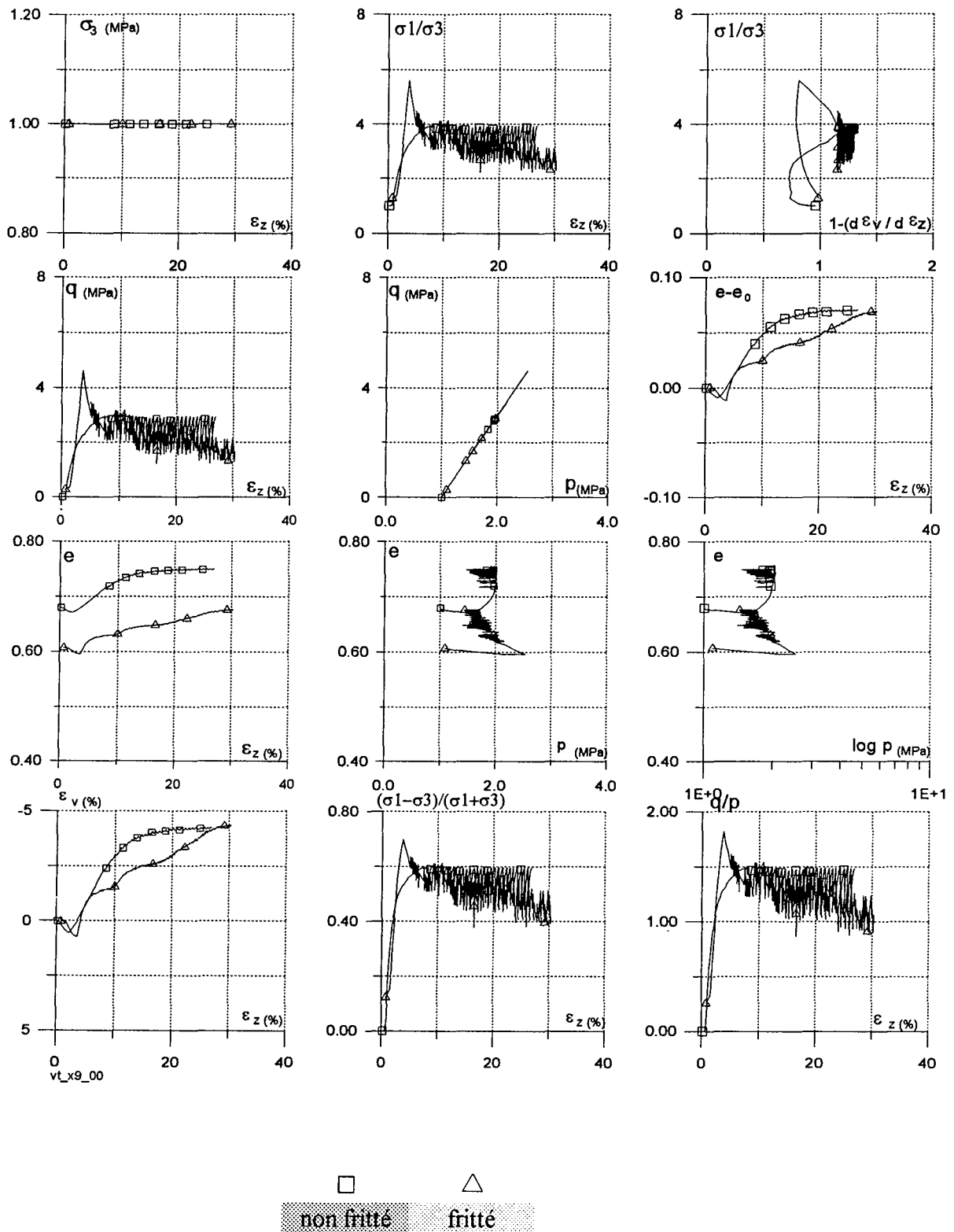


Fig. III. 51 Essais triaxiaux, billes de verre, 400 μ $\sigma_3=1$ MPa (cellule TITAN).

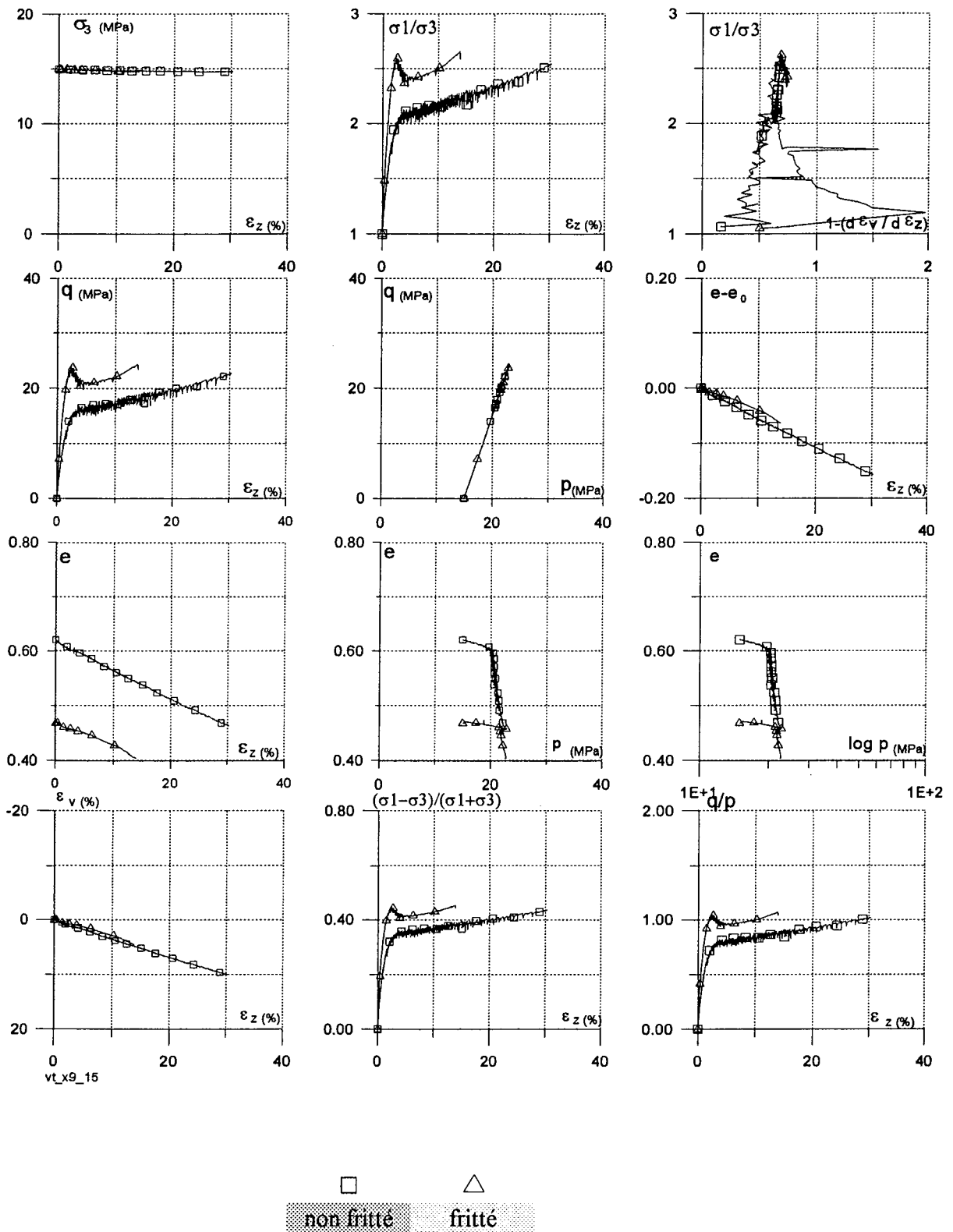


Fig. III. 52 Essais triaxiaux, billes de verre, 400 μ $\sigma_3=15$ MPa (cellule Hercule).

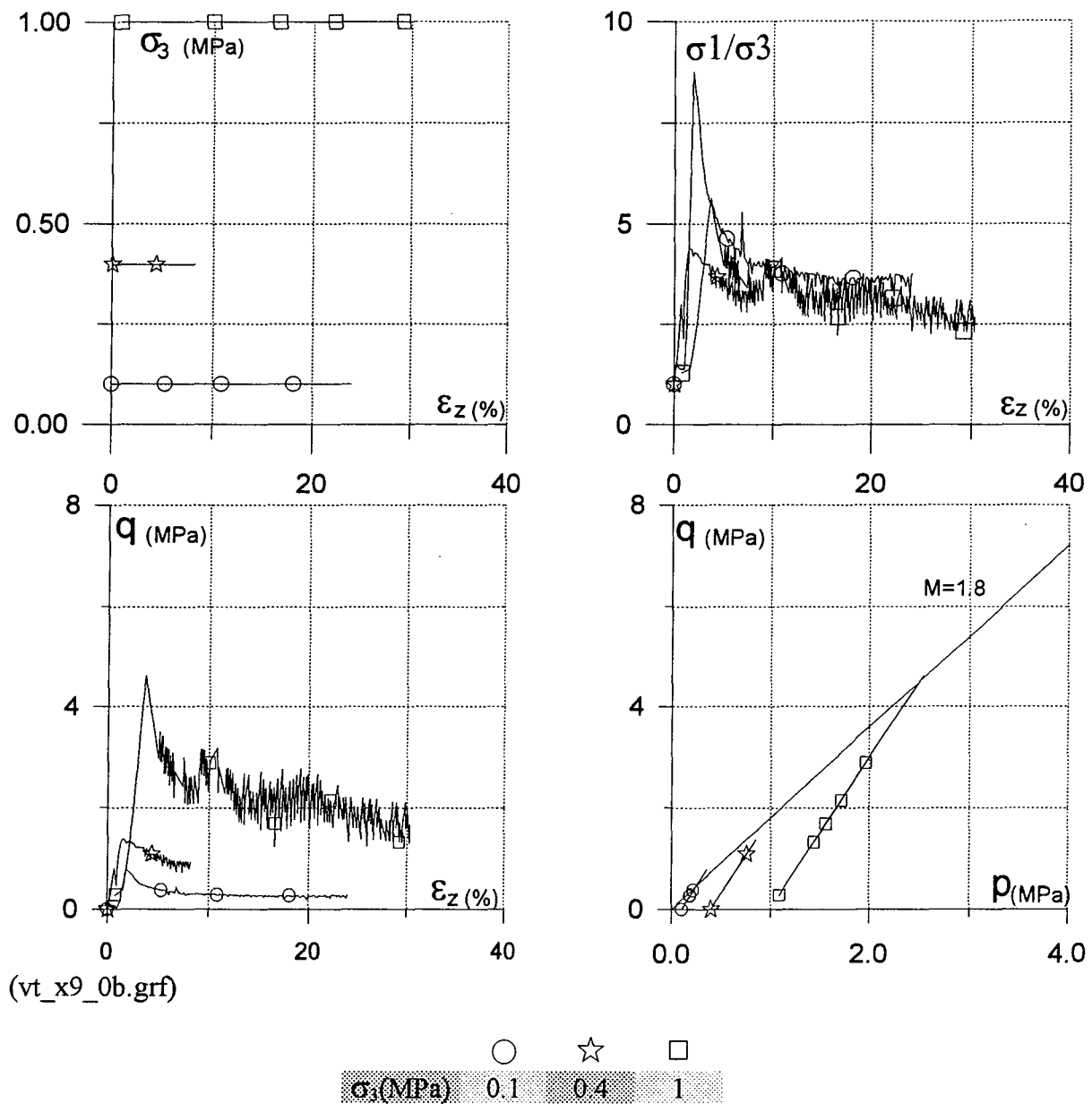


Fig. III. 53 Essais triaxiaux, billes de verre frittées, 400 μ (cellule TITAN).

Les essais triaxiaux avec les billes de verre frittées sont présentés sur la figure ci-dessus. L'amplitude de la fluctuation est moins importante pour les essais sous contrainte de consolidation inférieure à 0.5 MPa. La valeur M est 1.8 pour le verre fritté et 1.5 pour le verre non fritté.

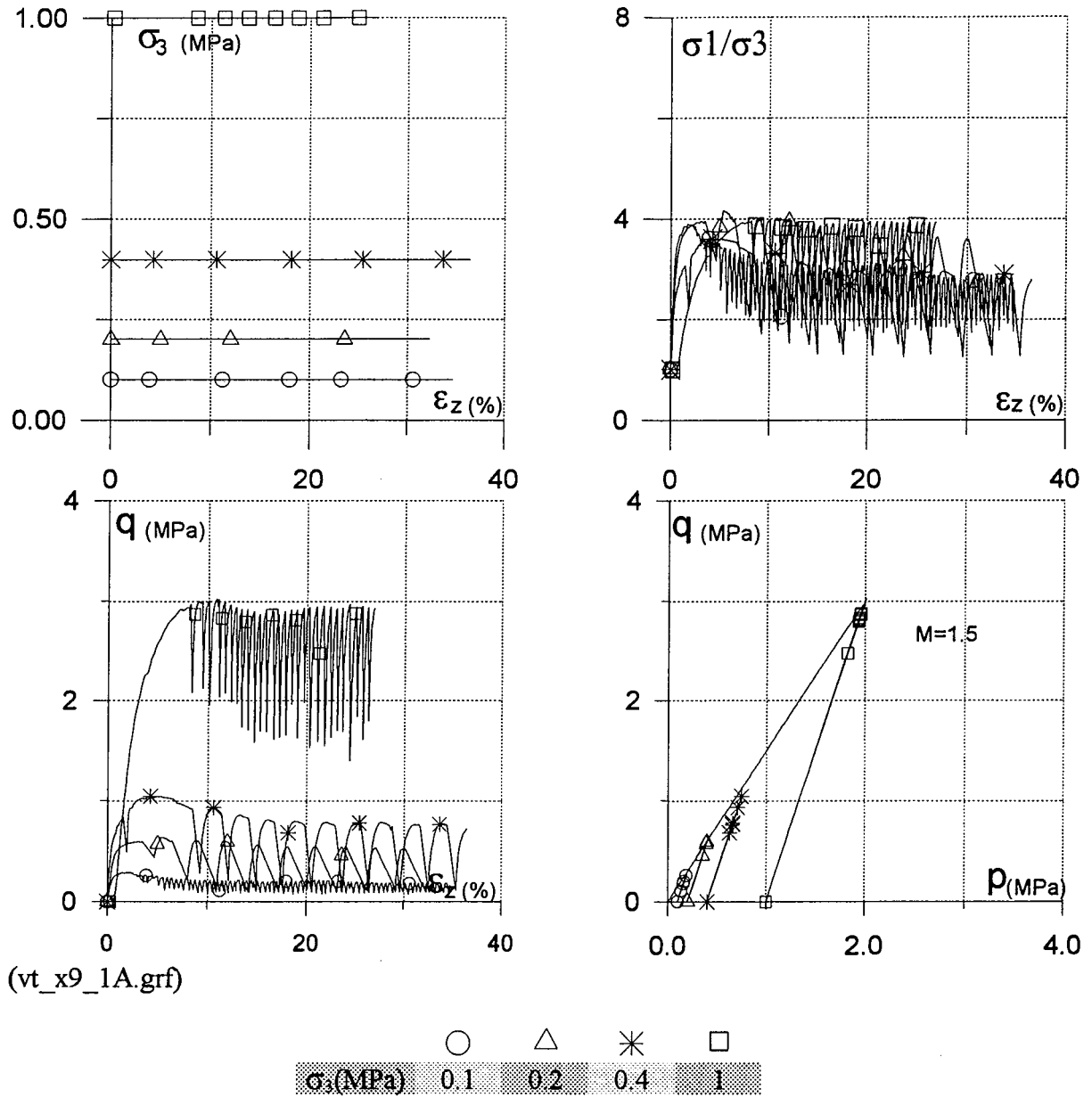


Fig. III. 54 Essais triaxiaux, billes de verre non frittées, 400 μ (cellule TITAN).

Tableau. III. 17

Amplitude de la fluctuation aux essais triaxiaux sur les billes de verre

σ_3 (MPa)	amplitude de la fluctuation (MPa)	
	non fritté	fritté
15	2.2	1.7
1	1.7	1.4
0.4	1.33	0.26
0.2	0.93	0.15
0.1	0.26	0.13

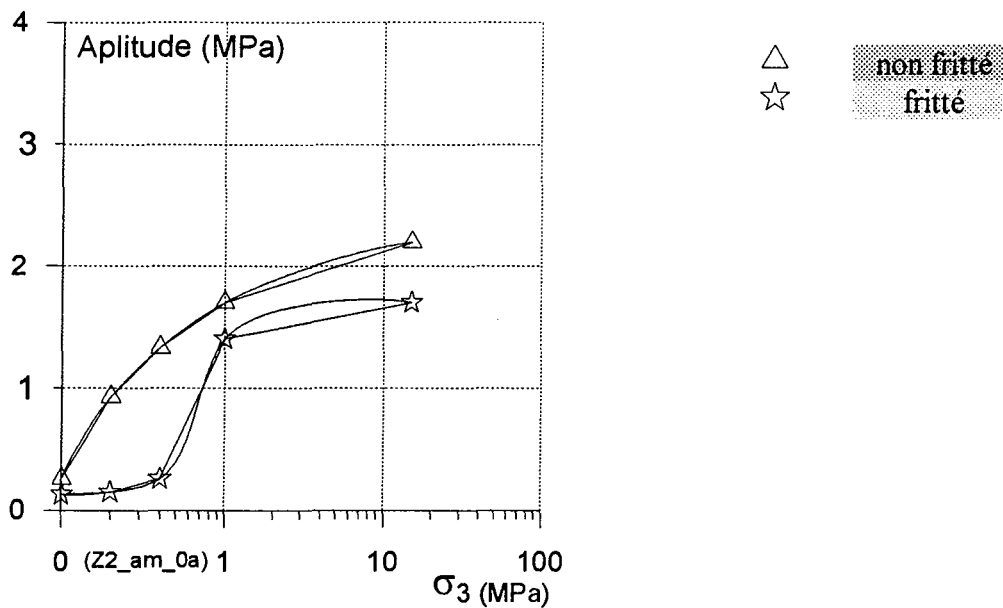
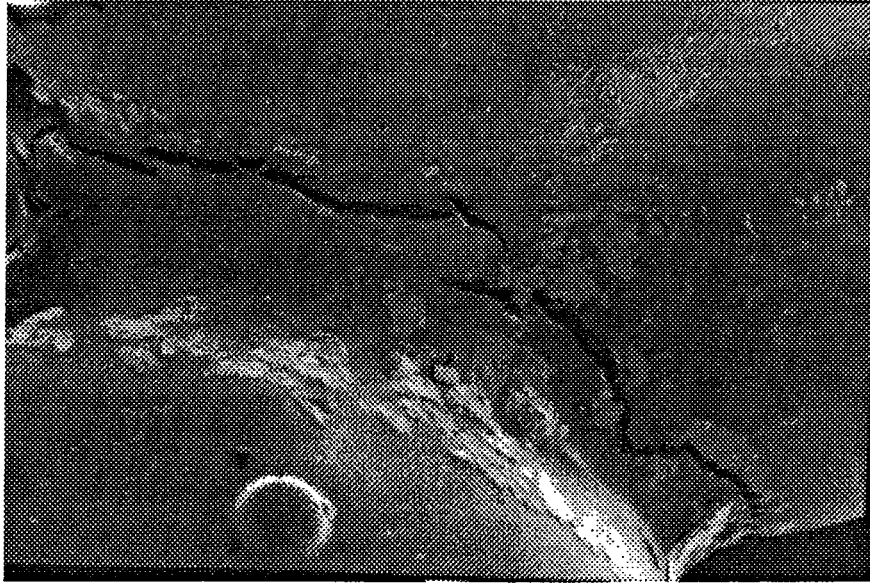


Fig. III. 55 Essais triaxiaux, billes de verre, 400 μ $\sigma_3=1$ MPa (cellule TITAN), amplitude de la fluctuation en fonction de la contrainte de consolidation

Des fluctuations très fortes de la contrainte axiale peuvent être observées sur la courbe ($(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_3$) après le passage d'un pic de contrainte. Elles sont vraisemblablement liées à des mécanismes de déformations particuliers que l'on retrouve dans les assemblages granulaires mono-dispersés (2 D ou 3 D).

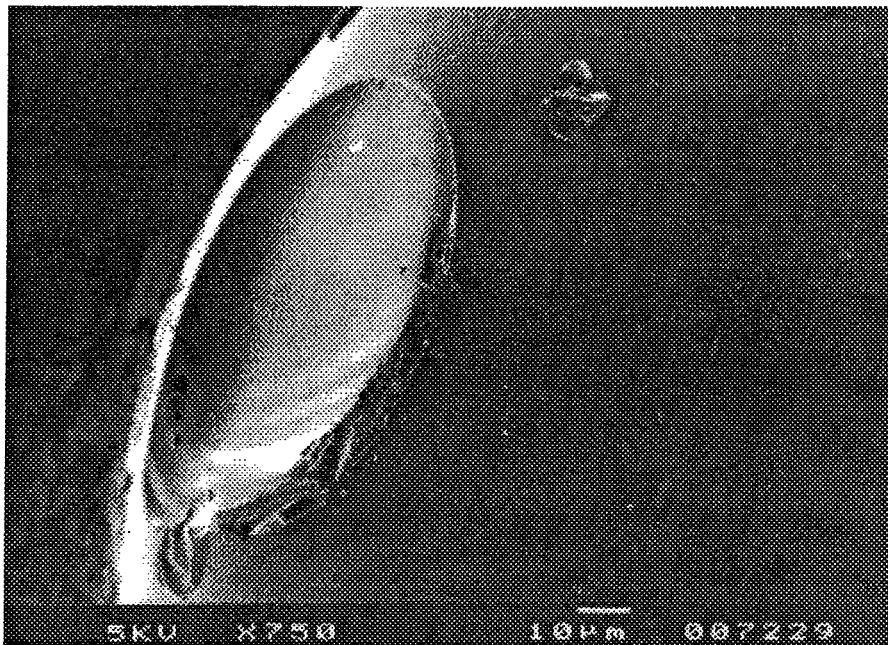
L'amplitude de la fluctuation dans les essais triaxiaux sur les billes de verre frittées montre que pour les essais sous contrainte de consolidation inférieure à 0.5 MPa, elle n'est pas significative par rapport à celle du verre non fritté. En effet, la rupture est ici de type fragile (morceaux). L'amplitude de la fluctuation dans la Fig. III. 52 montre bien qu'elle dépend de la contrainte de la consolidation ($\sigma_3 = \sigma_2$). L'évolution n'est pas linéaire pour les deux cas (fritté et non fritté). Dans le cas du verre non fritté l'évolution est progressive, le verre fritté présente une instabilité de l'échantillon manifeste après application d'une contrainte de consolidation supérieure à 1MPa. Ces essais montre qu'on se rapproche en grandes déformations du comportement non fritté par la rupture progressive des ponts de frittage (cf. photos ci-après).

La Fig. III. 55 montre l'évolution de la fluctuation en fonction de la contrainte de consolidation. On peut noter une augmentation régulière pour le matériau non fritté, alors qu'il existe un seuil à 0.5 MPa en dessous duquel les fluctuations sont très faibles dans le matériau fritté. Ceci est dû à une rupture de type fragile des échantillons (séparations en morceaux), alors que pour des contraintes supérieures à 0.5 MPa, la rupture progressive de tous les ponts de frittage fait tendre le comportement vers celui du matériau non fritté.



(bille_2.doc)

Photo. III. 6 Rupture de frittage entre les billes de verre



(bille_3.doc)

Photo. III. 7 Rupture de frittage

III.5 CONCLUSION

Toutes les procédures de préparation, saturation, consolidation, écrasement, analyse granulométrique pour les essais triaxiaux sont très importantes, et nous avons essayé de les réaliser étape par étape avec le même soin. Depuis la première étape, à savoir la préparation de l'échantillon, jusqu'à la dernière, l'analyse granulométrique, toutes les données sont enregistrées et calculées automatiquement. L'effet de l'épaisseur de membrane et l'influence de l'état de lubrification aux extrémités de l'échantillon sont très importants pour obtenir les meilleurs résultats lors des essais triaxiaux sous fortes contraintes.

↓
en contradiction avec la page 58.

Nous avons donc caractérisé le comportement d'un granulat (granit concassé) dont nous avons défini les caractéristiques granulométriques à partir d'une étude de corrélation des paramètres. L'objectif était de comparer le comportement mécanique du matériau pour les deux courbes granulométriques initiales étalée G1 et serrée G2. Une forte dilatance se manifeste pour le matériau dense G1 ($D_r=90\%$) sous faible contrainte de consolidation (≤ 1 MPa). Dans le cas de G2, la dilatance n'est observée que jusqu'à une contrainte de consolidation de 0.5 MPa. Par la suite, le matériau devient fortement contractant.

Pour des contraintes supérieures, les deux matériaux sont contractants, mais G1 présente de faibles variations de volume en comparaison de celles obtenues pour G2 (pour $\sigma_3=15$ MPa, ε_v est de 2% pour G1, de 10% pour G2). Les courbes contraintes - déformations font apparaître une plus grande ductilité de G2 et une résistance mécanique moindre.

Les deux matériaux G1 et G2 sous faible contrainte montrent un angle de frottement très important, dû à l'enchevêtrement entre les grains, par rapport aux essais sous fortes contraintes (≥ 5 MPa).

L'indice des contraintes varie fortement pour les essais sous faibles contraintes. En revanche, à partir de la contrainte de consolidation 5 MPa, l'indice des contraintes (σ_{1max} / σ_3) est environ de 3.5 pour G1, $D_r=50\%$, et environ 4 pour G1 $D_r=90\%$. La plupart des résultats bibliographiques donnent pour l'indice des contraintes des valeurs comprises entre 3 et 4 pour des essais sous fortes contraintes de consolidation (≥ 5 MPa).

Ces différences de comportement, notamment sous fortes contraintes, peuvent être en partie expliquées par une rupture des grains importante dans le cas de G2.

Plus la courbe granulométrique est serrée (G2), plus il y a écrasement des grains et ceci conduit à une augmentation de la contractance. Le matériau présente un comportement en accord avec la bibliographie.

Ensuite nous avons étudié le matériau fragile: les billes de verre (400μ) afin d'étudier l'effet d'un frittage entre les billes de verre.

L'ensemble des résultats obtenus permet une bonne caractérisation du matériau granulaire. Nous avons vérifié l'effet de frittage qui induit une résistance plus importante par rapport aux billes de verre non frittées au début de l'écrasement.

La mise au point d'un appareil sophistiqué comme ATLAS est un travail complexe. Après une phase de mise au point assez longue, les premiers résultats obtenus sont encourageants et permettent d'étendre les conclusions dégagées précédemment pour $p_0 \leq 15$ MPa à des gammes de contraintes allant jusqu'à 60 MPa.

CHAPITRE IV.

ESSAIS OEDOMETRIQUES SOUS FAIBLES ET FORTES CONTRAINTES

IV. INTRODUCTION

Pour caractériser le comportement des matériaux granulaires, le granit concassé G1 et G2, nous avons réalisé des essais isotropes et des essais triaxiaux (chapitre III). Dans ce chapitre nous présentons des résultats d'essais oedométriques sous des contraintes verticales de 5 MPa à 250 MPa. Ces résultats sont complétés par des essais sur des matériaux granulaires divers: billes de verre et de plomb, grains de café et de riz, pour étudier le rôle de la nature et la forme des grains. Les résultats de la granulométrie après essais sont détaillés dans le chapitre V. Nous avons étudié la relation entre la contrainte verticale et la déformation verticale ($\sigma_z - \epsilon_z$), l'indice des vides et la contrainte axiale ($e - \log \sigma_z$), la contrainte verticale et la déformation verticale en fonction du temps. Le comportement mécanique des matériaux granulaires est considéré dépendant du comportement des grains individuels, qui est cassant ou ductile. Un des facteurs important pour la compressibilité est le phénomène d'écrasement des grains sous fortes contraintes. Il faut remarquer que nous avons utilisé deux cellules oedométriques; odo1 pour les essais jusqu'à 60 MPa (diamètre 90 mm), odo2 (diamètre 50mm) pour les essais $\sigma_z = 250$ MPa. Nous présenterons au chapitre V les analyses granulométriques qui ont été faite systématiquement.

IV.1 PROCEDURE DE L'ESSAI OEDOMETRIQUE

Les essais qui sont effectués dans cette partie sont réalisés sur des éprouvettes de matériaux granulaires placés à l'intérieur d'un moule cylindrique (schéma de montage de l'échantillon) qui empêche toute déformation radiale lors du chargement: c'est le principe de l'oedomètre (par extension, on nomme "oedométrique" tout essai à déformation latérale nulle $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$). On exerce sur sa partie supérieure une pression variable à l'aide du piston d'une presse hydraulique relativement puissante (500 KN) et on mesure les déplacements observés. On détermine ainsi la relation entre contraintes et déformations.

Pour réaliser les essais oedométriques correctement, il faut que :

- la taille de l'échantillon soit grande vis-à-vis de la dimension des grains pour que l'on puisse admettre que la répartition des charges est homogène;
- le diamètre de l'échantillon soit grand vis-à-vis de sa hauteur pour que l'effet de frottement des parois latérales puisse être négligé:

Dans de telles conditions, l'échantillon n'est susceptible que de déformations verticales. On peut réaliser une très grande variété d'essais dans un oedomètre (LCPC, 1985): essai de compressibilité par paliers, essai de fluage, essai à vitesse de déformation constante, essai à gradient contrôlé, essai accéléré par chauffage, essai de gonflement, essai à drainage radial, ...

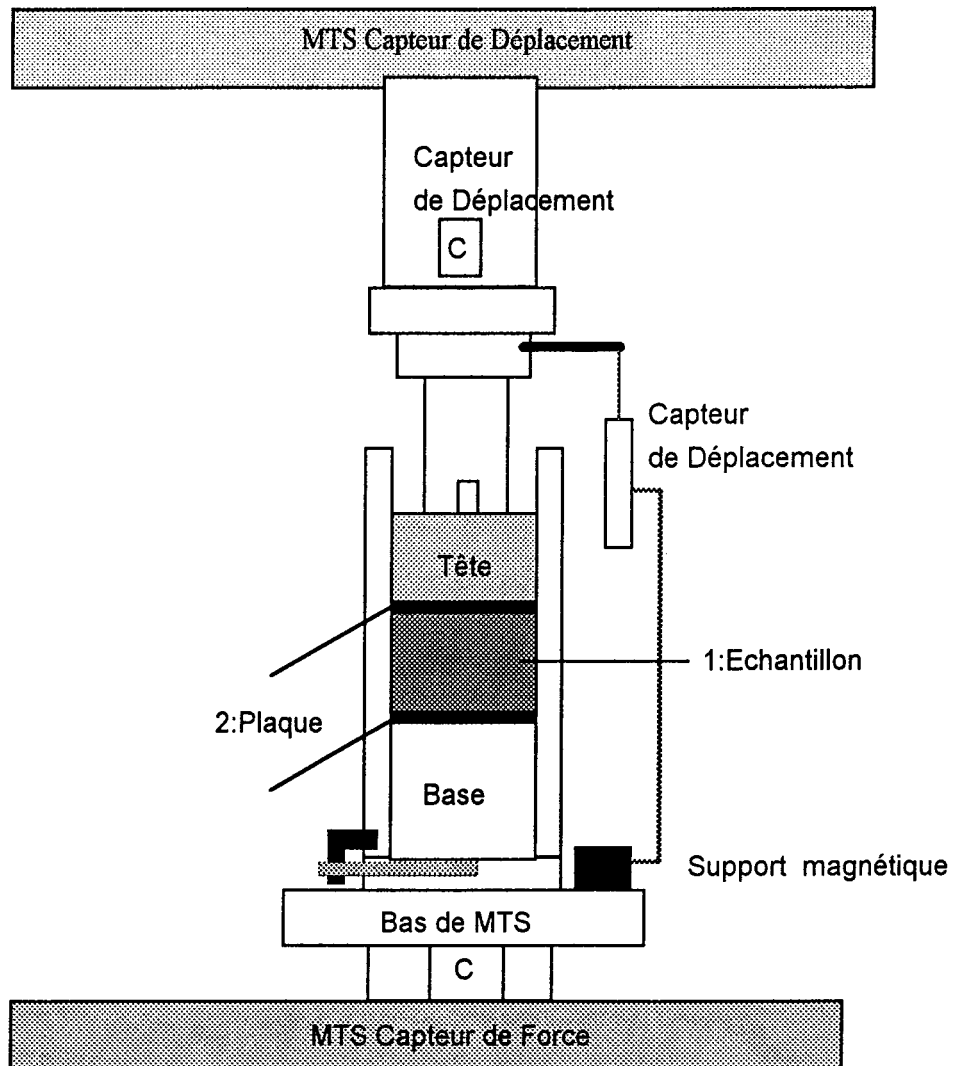
Ici, on soumettra l'éprouvette à une série de charges définies ci-après et l'on mesurera le tassement du sol au cours du temps sous chacune de ces charges. Le chargement est défini par la succession des contraintes σ_z imposées à l'éprouvette. La vitesse du chargement a été 1 MPa/min principalement, mais pour étudier l'influence de la vitesse on a appliqué quelques vitesses différentes. L'influence du temps est faible dans le cas des sables ou des matériaux granulaires.

L'acquisition de l'essai est faite par la carte analogique-digital Fluke Helios. L'acquisition et le calcul sont programmés en Qbasic.1.0. Nous avons utilisé la presse hydraulique MTS810 500 KN pour la contrainte verticale. L'algorithme du programme n'est pas aussi compliqué que celui de l'essai triaxial. La différence entre l'essai triaxial et l'oedomètre porte sur le contrôle : pour le premier il s'effectue sur le déplacement (déformation verticale), pour le second sur la force (la contrainte verticale). Les essais oedométriques sont contrôlés par la force imposée avec des vitesses de chargement et de déchargement bien précises. Les essais triaxiaux sont contrôlés par le déplacement imposé.

La procédure précise de l'essai oedométrique est expliquée dans l'Annexe "Procédure de l'essai oedométrique".

IV.1.1 CELLULE OEDOMETRIQUE "ODO 1" (DIAMETRE=90MM)

Les schémas de la cellule oedométrique et l'application de la contrainte sont présentés ci-dessous. La presse est équipée d'un capteur de force à l'intérieur de la presse et d'un capteur de déplacement, lui aussi à l'intérieur. Nous avons utilisé un deuxième capteur de déplacement à l'extérieur de la cellule, fixé par un support magnétique.



(equipe_5.doc)

- | | |
|-----------------------------|---------------------------|
| 1 .échantillon | : diamètre = 90 mm |
| | : hauteur = 30 mm environ |
| 2. plaque en haut et en bas | : diamètre = 90 mm |
| | : hauteur = 4 mm |

Schéma. IV. 1 Cellule oedométrique "odo 1" et système d'application de contrainte verticale par une presse de 500 KN

IV.1.2 CELLULE OEDOMETRIQUE "ODO2" (DIAMETRE=50MM)

La cellule odo1 était déjà utilisée au laboratoire avant nos essais. Nous pouvons appliquer une contrainte verticale maximum de 75 MPa avec la cellule odo1 (diamètre 90 mm) correspondant à la capacité maximale 500 KN de la presse (MTS810). Pour faire avancer les études sur l'écrasement des grains nous avons eu besoin d'une contrainte verticale plus forte que 75 MPa pour vérifier certains effets, par exemple l'effet de la densité initiale ($D_r=50$ ou 90%).

La cellule odo2 (diamètre 50mm) a été fabriquée au laboratoire. Elle a d'abord été usinée, trempée et cimentée¹ pour renforcer sa résistance permettant l'application d'une contrainte verticale de 250 MPa.

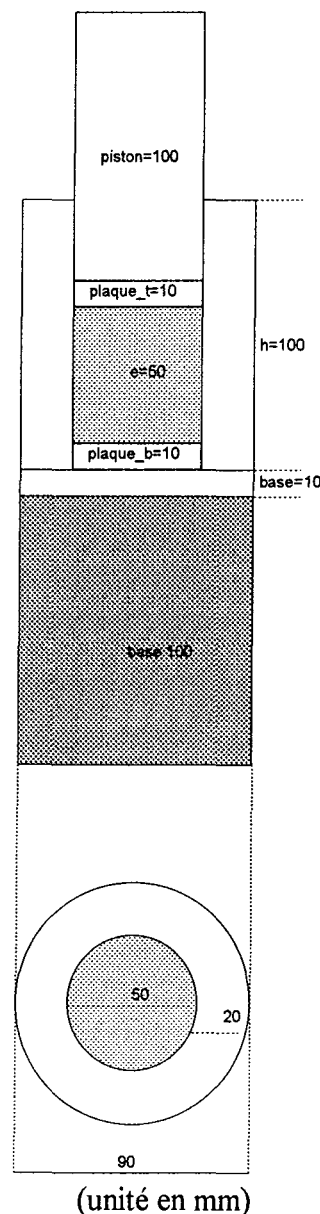


Schéma. IV. 2 Cellule oedométrique "odo 2" diamètre = 50 mm

¹ cémentation; par diffusion de C en surface issu d'un gaz(CO)

Nous installons ces pièces dans la cellule odo1 (Schéma. IV. 1) Toutes les pièces sont fabriquées en inox 120 kg/mm

La dureté de l'acier et des autres métaux se mesure couramment selon des procédés appelés "essai BRINELL", "essai VICKERS", et "essai ROCKWELL". Ces essais consistent essentiellement à enfoncer dans la pièce, sous une charge donnée, un poinçon de forme déterminée. Une règle conventionnelle fournit la valeur de la dureté en fonction des dimensions de l'empreinte obtenue. Les conditions d'essai et divers autres détails sont donnés par les normes françaises NF A 03-152, 154 et 153, relatives respectivement aux duretés BRINELL, VICKERS et ROCKWELL.

Tableau. IV. 1 HV: Résistance VICKERS

HV	MPa
100	350
200	650
300	960
400	1290
500	1650
650	2220

L'essai de dureté est nécessaire pour vérifier la résistance des matériaux préparés pour les essais oedométriques sous fortes contraintes, qui doit être comparée à la résistance de la cellule oedométrique. La contrainte verticale réelle entre les grains peut être beaucoup plus forte que la contrainte apparente sur la surface de l'échantillon. La résistance de la cellule odo1 est de 60 kg/mm (celle de l'inox figure dans le Tableau. IV. 2). Après avoir testé les billes de verre de 4 mm de diamètre, nous avons observé l'enfoncement des points de contact sur la surface des plaques en haut et en bas. Pour étudier la caractéristique (fragile ou ductile) nous avons préparé les matériaux ; billes de verre, billes de plomb et billes d'acier. Les tailles uniformes ont créé le problème de la contrainte réelle appliquée sur la cellule oedométrique. Finalement les billes d'acier sont trop résistantes pour la cellule oedométrique (odo1 et même odo2).

Tableau. IV. 2 Dureté des matériaux testés

Matériaux	Dureté des matériaux testés	
	HV	MPa
inox(50x50 cylindre) ¹	190	580
plomb(2.5 mm)	25	30
acier(3.15 mm)	1000	3500

¹: 60kg/mm (600 MPa) à la rupture par le caractéristique

IV.1.3 MATERIAUX UTILISES POUR LES ESSAIS OEDOMETRIQUES

Le granit concassé est très anguleux. Les grains de café et de riz sont hémisphériques. Les billes de verre et de plomb sont sphériques.

Les matériaux granitiques concassés qui font l'objet de cette étude ont une teneur en eau naturellement très proche de zéro. En mesurant leur teneur en eau à la livraison au laboratoire, on a en effet obtenu une valeur de : $w = 0,1\%$ avec un temps de séjour en four de 576 heures, soit 5 jours.

La teneur en eau initiale des matériaux testés (avant la mise au four pendant plus de 24 heures) est pour les grains de café 7%, pour le riz long 13 %, pour le riz court 15 %. Avant les essais, la granulométrie de tous les matériaux a été déterminée afin de préciser les diamètres.

Tableau. IV. 3 Caractéristiques des matériaux pour les essais oedométriques

	ρ_s g/cm ³	h mm	pooids g	indice des vides
riz	1.68	33.45	199	0.797
café	0.555	46.0	101	0.610
bille de verre	2.50	40.0	394	0.614
bille de plomb	11.20	30.0	1323	0.615
granit concassé type 1 (Dr=50 %)	2.72	34.15	370	0.60
granit concassé type 1 (Dr=90 %)	2.72	31.06	370	0.452
granit concassé type 2 (Dr=50 %)	2.72	37.5	320	1.027
granit concassé type 2 (Dr=90 %)	2.72	30.0	280	0.853

IV.2 RESULTATS EXPERIMENTAUX DES ESSAIS OEDOMETRIQUES

Nous avons réalisé les essais triaxiaux sur le granit concassé ayant une courbe granulométrique initiale étalée (G1) ou serrée (G2) sous fortes contraintes. Pour compléter l'étude sur ces matériaux nous avons effectué des essais oedométriques en suivant les mêmes campagnes d'essais que pour les essais triaxiaux.

IV.2.1 ESSAIS OEDOMETRIQUES SUR LE GRANIT CONCASSE G1 ET G2

Les essais oedométriques sont effectués d'abord aux densités relatives initiales fortes (Dr=90%) ou faibles (Dr=50%) sur le granit concassé de courbe granulométrique étalées à la contrainte verticale de 5 MPa à 250 MPa en un chargement-déchargement ou en quatre chargements-déchargements. Ensuite pour le G2 les essais à la densité relative faible sont réalisés juste à la contrainte verticale de 60 MPa et 250 MPa. En ce qui concerne la densité relative forte de 90 % sur le G2, la même série que celle de G1 est effectuée.

IV.2.1.1 Essais oedométriques sur le granit concassé ayant une courbe granulométrique étalée G1

IV.2.1.1.1 Essais oedométriques sur G1 en un cycle

La première campagne d'essais oedométriques portait sur l'influence de la densité relative faible ($D_r=50\%$) et forte (90%) pour une courbe granulométrique initiale étalée, $d_{60}/d_{10} = 10$ (G1). Les résultats des essais sous la contrainte verticale de 5 à 60 MPa pour $D_r=50\%$ sont présentés, au moyen de la relation entre l'indice des vides (e) et la contrainte axiale (σ_z) dans la Fig. IV. 5. La Fig. IV. 6 montre σ_z en fonction de ε_z . En ce qui concerne la densité forte ($D_r=90\%$), la Fig. IV. 7 montre la relation, $e - \sigma_z$, la Fig. IV. 8 présente la contrainte verticale en fonction de la déformation verticale. Pour exposer les résultats des essais sous la contrainte verticale de 250 MPa, les graphiques sont séparés en prenant les échelles différentes que les figures pour la première campagne de 60 MPa (Fig. IV. 9 pour 50. %, Fig. IV.).

La pente de la droite des courbes $e - \log \sigma_z$ est appelée "indice de compression" et notée C_c :

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma_z} \quad (\text{valeur positive})$$

L'indice de compression est calculé à partir des essais effectués. Dans le Tableau. IV. 4 on peut trouver les valeurs de C_c en fonction de la contrainte verticale et en fonction de la densité relative initiale. C_c varie de 0.13 à 0.2 aux contraintes verticales de 5 à 250 MPa pour la densité faible ($D_r=50\%$). En ce qui concerne la densité forte de 90%, les essais donnent une évolution de 0.07 à 0.14 sous les contraintes verticales de 5 à 250 MPa.

Les valeurs trouvées pour C_c correspondent à celles généralement mesurées pour des matériaux granulaires (sables et graviers)², en l'absence de rupture significative des grains. Nous verrons que c'est bien le cas dans le chapitre suivant.

Les valeurs obtenues à partir des essais oedométriques sur le granit concassé à la densité relative faible (50%) ou forte (90%) sont tracées sur la Fig. IV. 1 en fonction de la contrainte maximale: on peut observer que les valeurs de C_c augmentent progressivement pour une contrainte verticale de 5 à 60 MPa, puis se stabilisent entre 60 et 250 MPa.

² Elementary Mechanics of Soil Behaviour, J. BIAREZ et P.Y. HICHER, Balkema 1994

Tableau. IV. 4 Indice de compression en fonction de la densité relative initiale (essais en un cycle : un chargement et un déchargement) pour les essais oedométriques sur le granit concassé G1

σ_z (MPa)	Cc indice de compression	
	Dr = 50 %	90 %
5	0.132	0.068
10	0.136	0.099
15	0.169	0.108
30	0.189	0.126
60	0.192	0.148
250	0.2	0.145

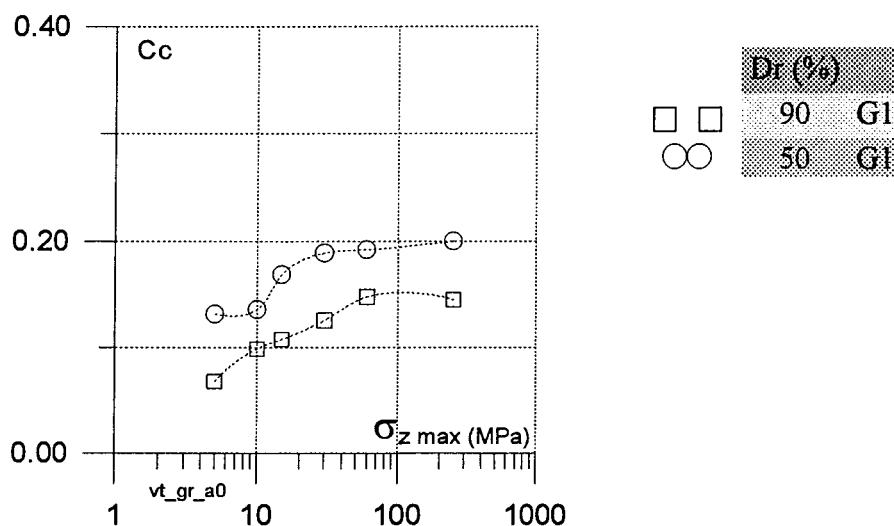


Fig. IV. 1 Relation entre C_c et la contrainte verticale maximum pour les essais oedométriques sur le granit concassé G1 des densités relatives initiales fortes (90%) ou faibles (50%)

Dans le tableau suivant, la relation entre la contrainte verticale et l'indice des vides pour des contraintes verticales maximum variant de 0 à 250 MPa est donnée en fonction de la densité relative initiale ($Dr=50$ ou 90%). L'indice des vides diminue de 0.61 à 0.2 pour $Dr=50\%$, de 0.45 à 0.18 pour $Dr=90\%$ pour σ_z variant de 0 à 250 MPa. L'évolution des indices des vides en fonction de la contrainte verticale en échelle logarithmique montre une compressibilité plus

élevée pour les échantillons initialement moins denses, mais à partir de $\sigma_z=30$ MPa, les deux courbes deviennent parallèles, indiquant une relation analogue entre $e - \log \sigma_z$, donne une relation analogue pour les deux densités relatives initiales, faible ou forte.

Tableau. IV. 5 Indice des vides en fonction de la contrainte verticale (essais en un cycle) pour les essais oedométriques sur le granit concassé des deux densités relatives initiales

σ_z (MPa)	e indice des vides	
	Dr = 50 %	90 %
0	0.61	0.45
5	0.49	0.4
10	0.45	0.37
15	0.43	0.35
30	0.36	0.32
60	0.30	0.26
250	0.22	0.18

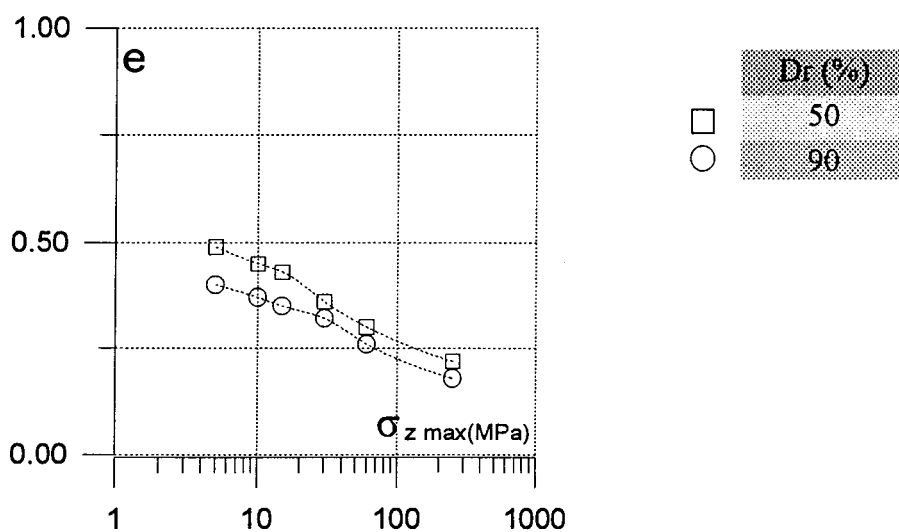


Fig. IV. 2 Relation entre l'indice des vides (à la contrainte maximum) et la contrainte verticale maximum pour les essais oedométriques sur le granit concassé G1 des deux densités relatives initiales

La déformation verticale obtenue présente une grande différence (Tableau. IV. 6) entre le matériau dense ($Dr=90\%$) et lâche (50%). Pour les essais sous la contrainte verticale de 60 MPa, la différence dans la déformation verticale est de 6.5 %, elle est de 3 % pour $\sigma_z=5$ MPa.

La valeur de la pente sur la figure suivante pour la densité relative 50 % est de 4.5, dans le cas de 90% elle est de 3.6. La relation entre la déformation axiale et la contrainte verticale maximum présente une pente linéaire pour les deux densités relatives.

Tableau. IV. 6 Déformation verticale en fonction de la contrainte verticale pour les essais oedométriques sur le granit concassé G1 des deux densités relatives initiales (essais en un cycle)

σ_z (MPa)	ϵ_z Déformation verticale	
	Dr = 50 %	90 %
5	7.0	4.0
10	9.5	6.1
15	12.6	7.5
30	15.5	8.9
60	18.2	12.5
250	24.5	18.0

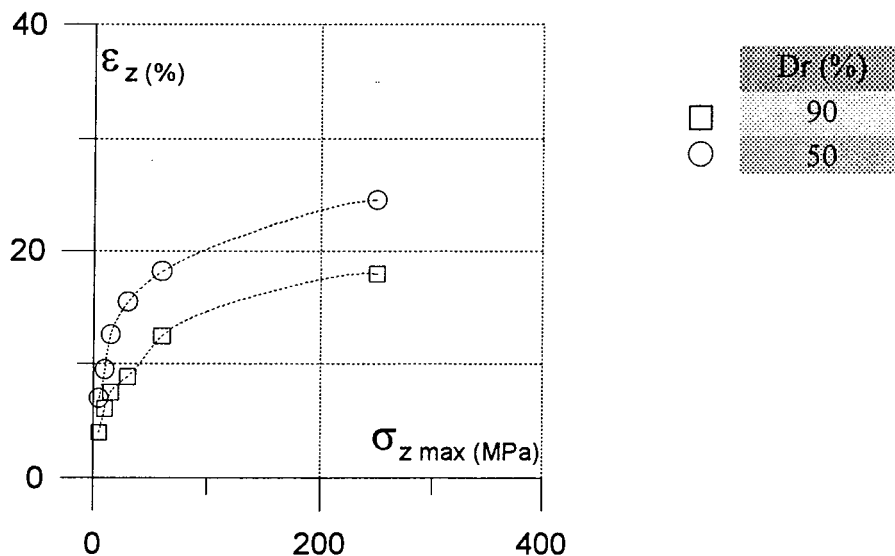


Fig. IV. 3 Relation entre la déformation verticale (à la contrainte maximum) et la contrainte verticale maximum pour les essais oedométriques

Les courbes de chargement et de déchargement des contraintes verticales pour les trois densités relatives (50, 70 et 90 %) sont présentées dans le tableau ci-dessous. L'indice des vides à la contrainte verticale de 60 MPa pour les différentes densités relatives initiales de 50, 70 et 90 % est 0.30, 0.28 et 0.26. On peut constater l'influence de la densité relative sur la

compressibilité de ce matériau G1. L'indice de compression C_c varie de 0.14 à 0.19 pour les trois densités relatives considérées.

Tableau. IV. 7 Influence de la densité relative initiale

D_r (%)	e Indice des vides initiale	C_c Indice de compression	e Indice des vides après 60 MPa	ϵ_z Déformation verticale
50	0.61	0.192	0.30	18.2
70	0.52	0.178	0.28	16.1
90	0.45	0.148	0.26	12.5

(essais en un cycle)

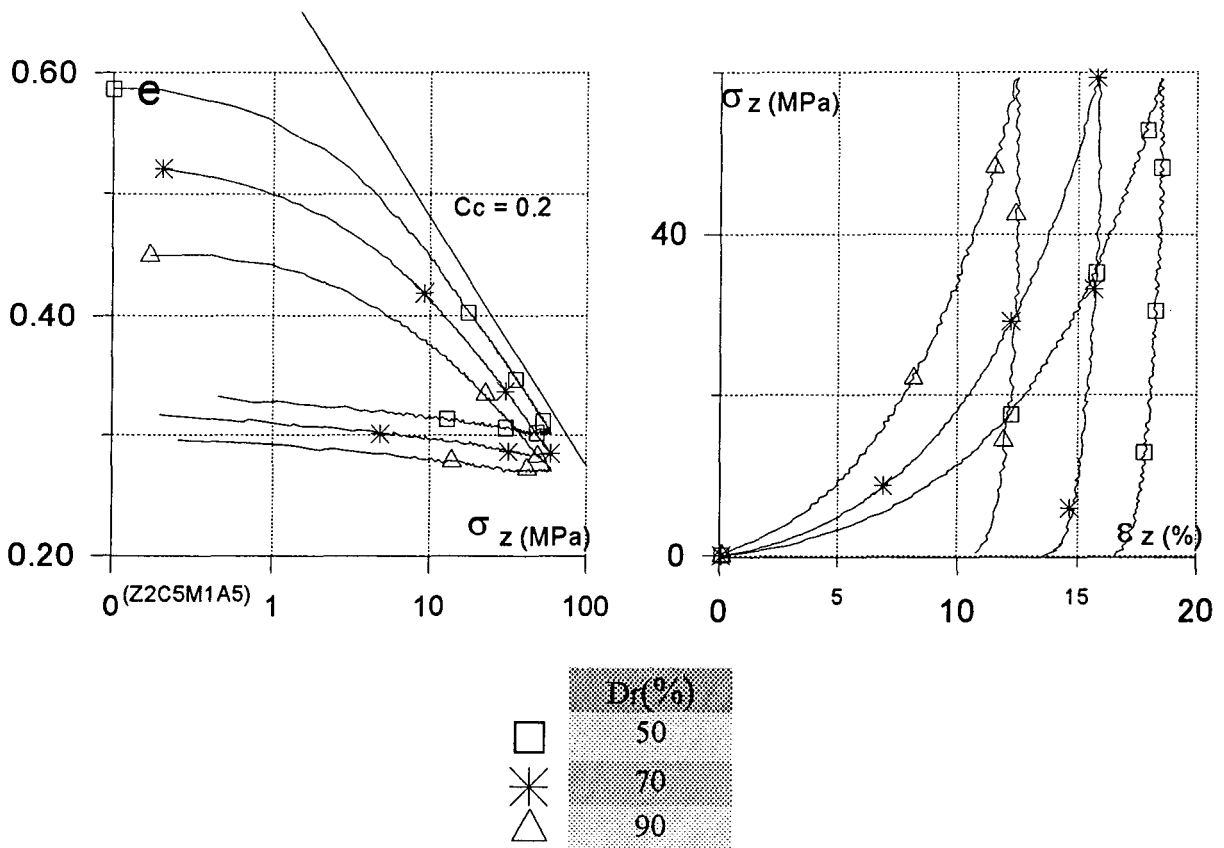


Fig. IV. 4 Essais oedométriques, granit concassé G1, $D_r=50, 70, 90\%$, $\sigma_z=60\text{MPa}$, 1 cycle, plan $\sigma_z - \epsilon_z$
Effet de la densité relative

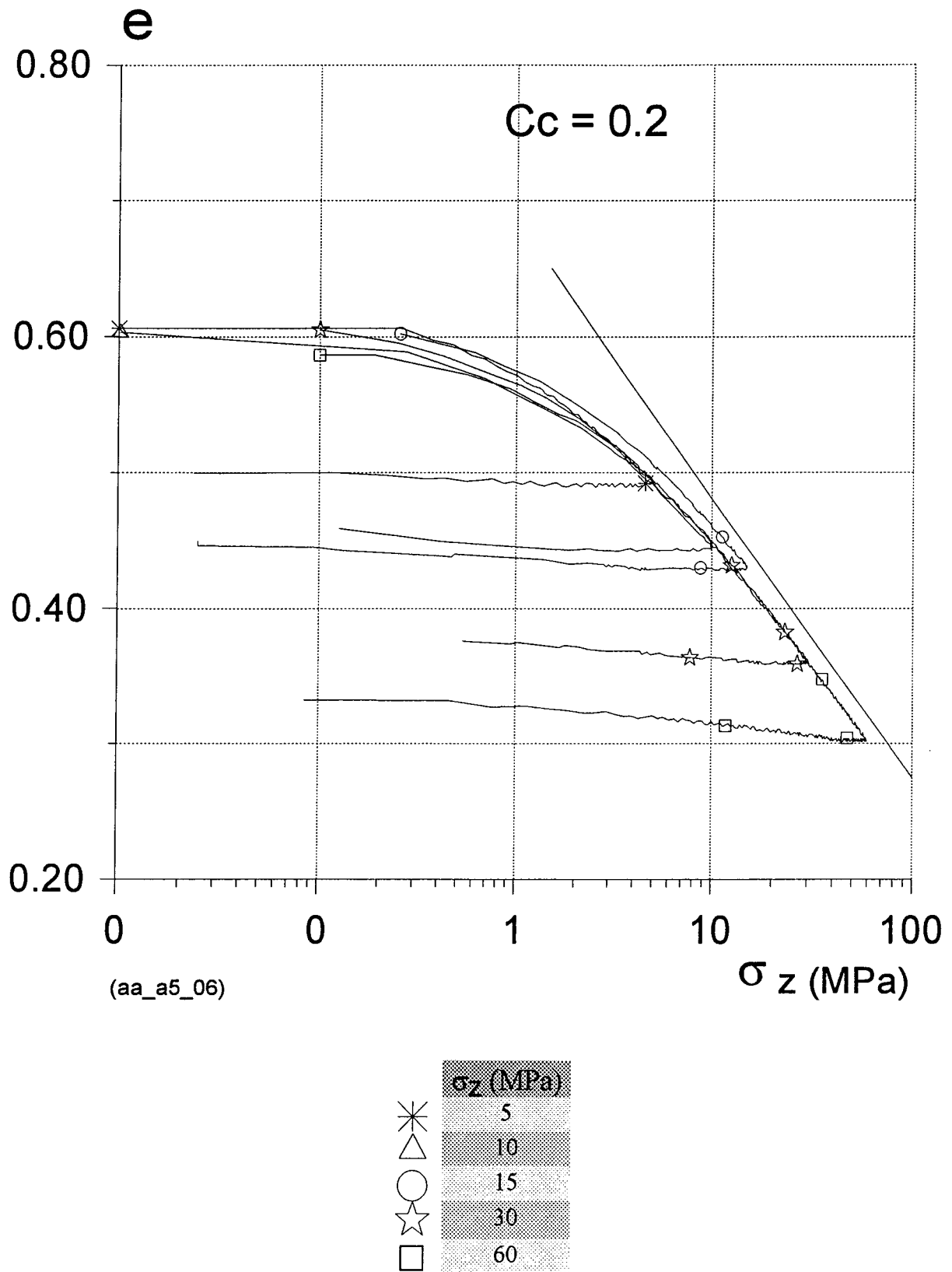


Fig. IV. 5 Essais oedométriques, granit concassé G1, $D_r=50\%$, 1 cycle, plan $e-\sigma_z$
Différentes contraintes verticales

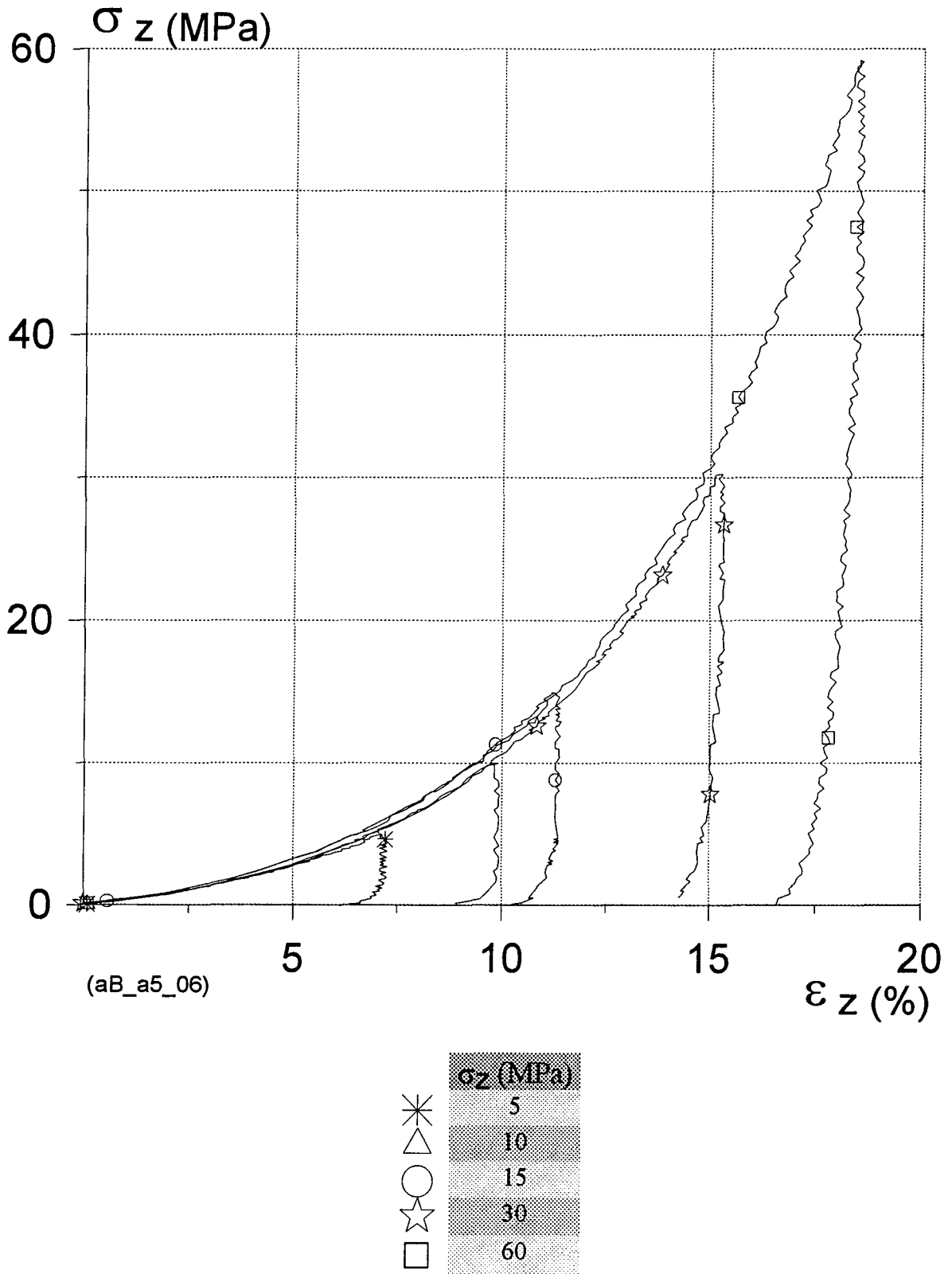


Fig. IV. 6 Essais oedométriques, granit concassé G1, $D_r=50\%$, 1 cycle, plan $\sigma_z - \epsilon_z$
Différentes contraintes verticales

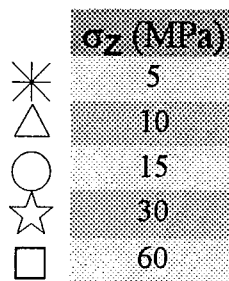
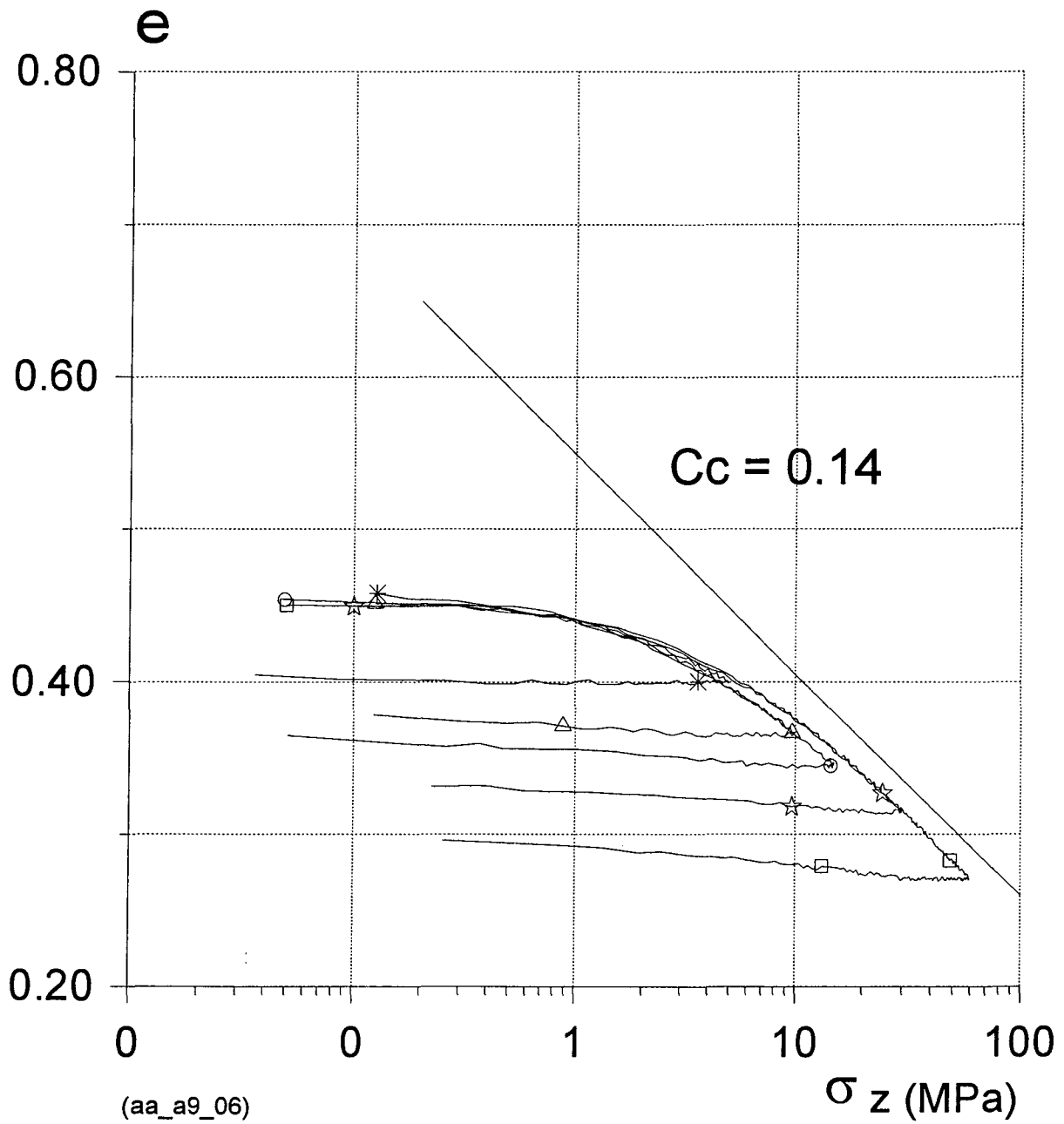


Fig. IV. 7 Essais oedométriques, granit concassé G1, $D_r=90\%$, %, 1 cycle, plan $e-\sigma_z$
Différentes contraintes verticales

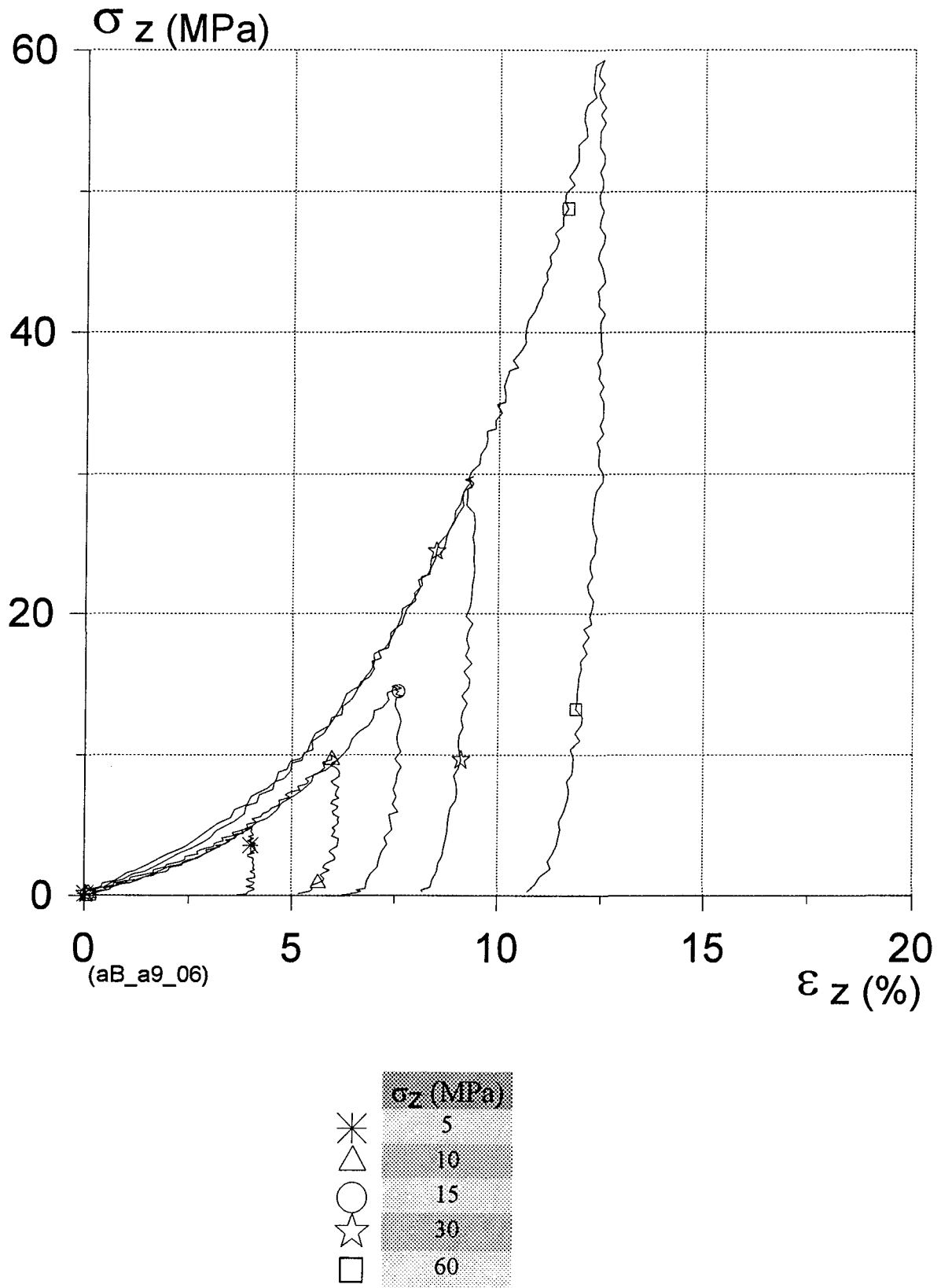


Fig. IV. 8 Essais oedométriques, granit concassé G1, $D_r=90\%$, 1 cycle, plan σ_z - ϵ_z
Différentes contraintes verticales

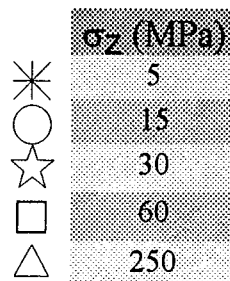
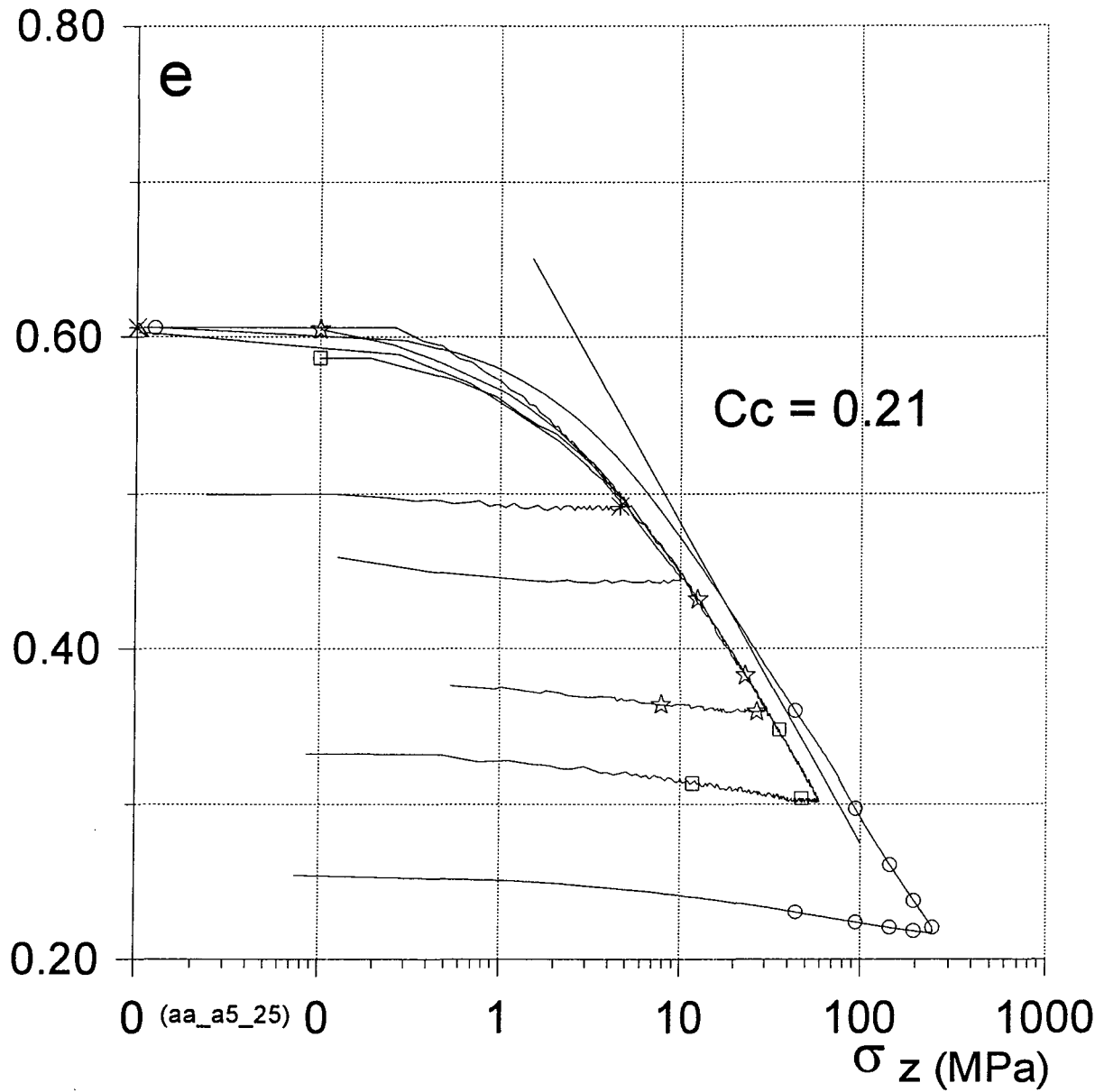


Fig. IV. 9

Essais oedométriques, granit concassé G1, $D_r=50\%$, 1 cycle,
 $\sigma_{zmax}=250\text{MPa}$, plan e- σ_z
 Différentes contraintes verticales

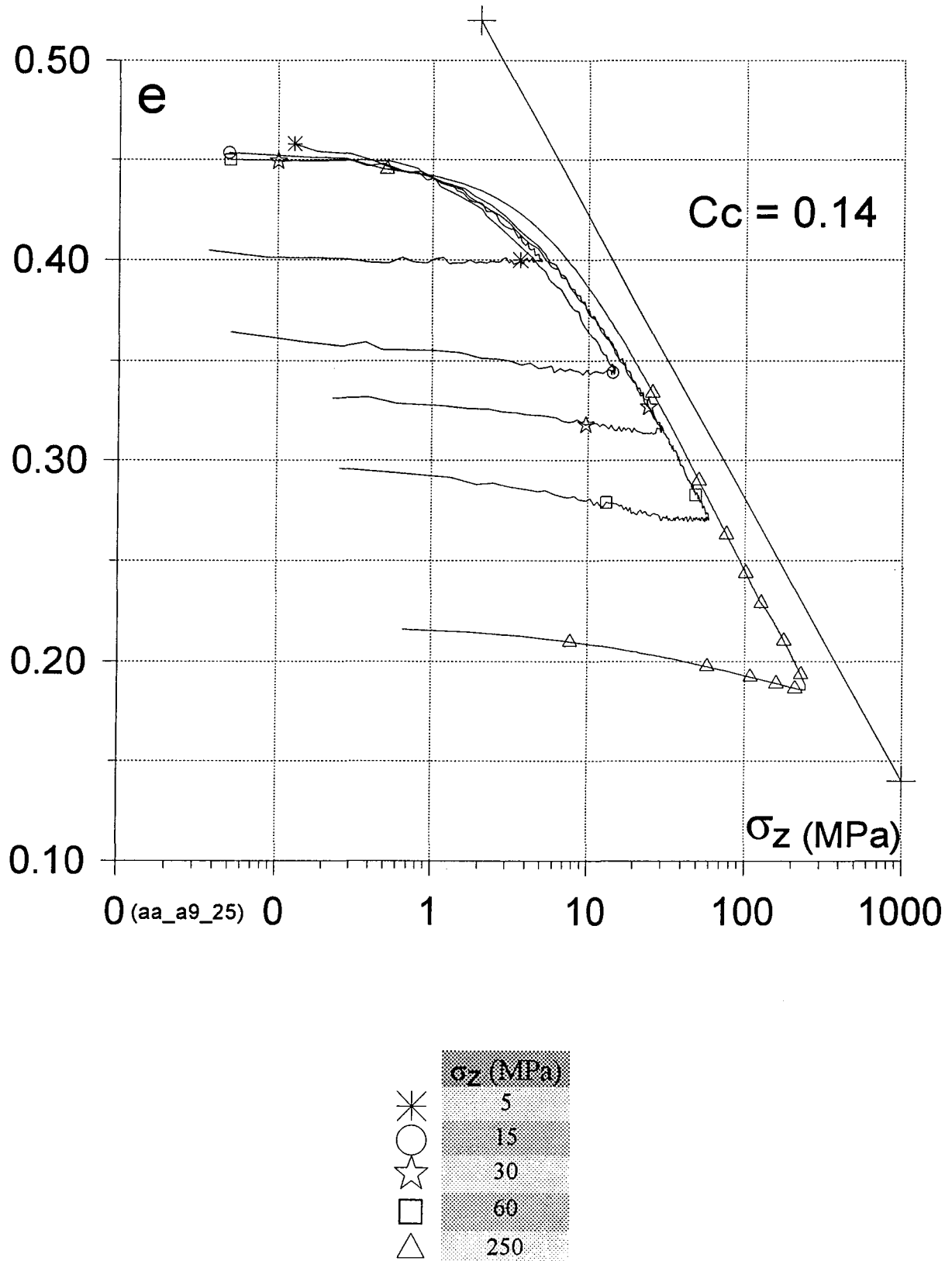


Fig. IV. 10 Essais oedométriques, granit concassé G1, $D_r=90\%$, 1 cycle, $\sigma_{zmax}=250\text{MPa}$, plan $e-\sigma_z$
Différentes contraintes verticales

IV.2.1.1.2 Essais oedométriques en 4 cycles

Les essais cycliques réalisés à 60 MPa (Fig. IV. 11 pour 50 %, Fig. IV. 12 pour 90 %) mettent en évidence un accroissement de la déformation avec les cycles tout à fait significatif (> 1 %).

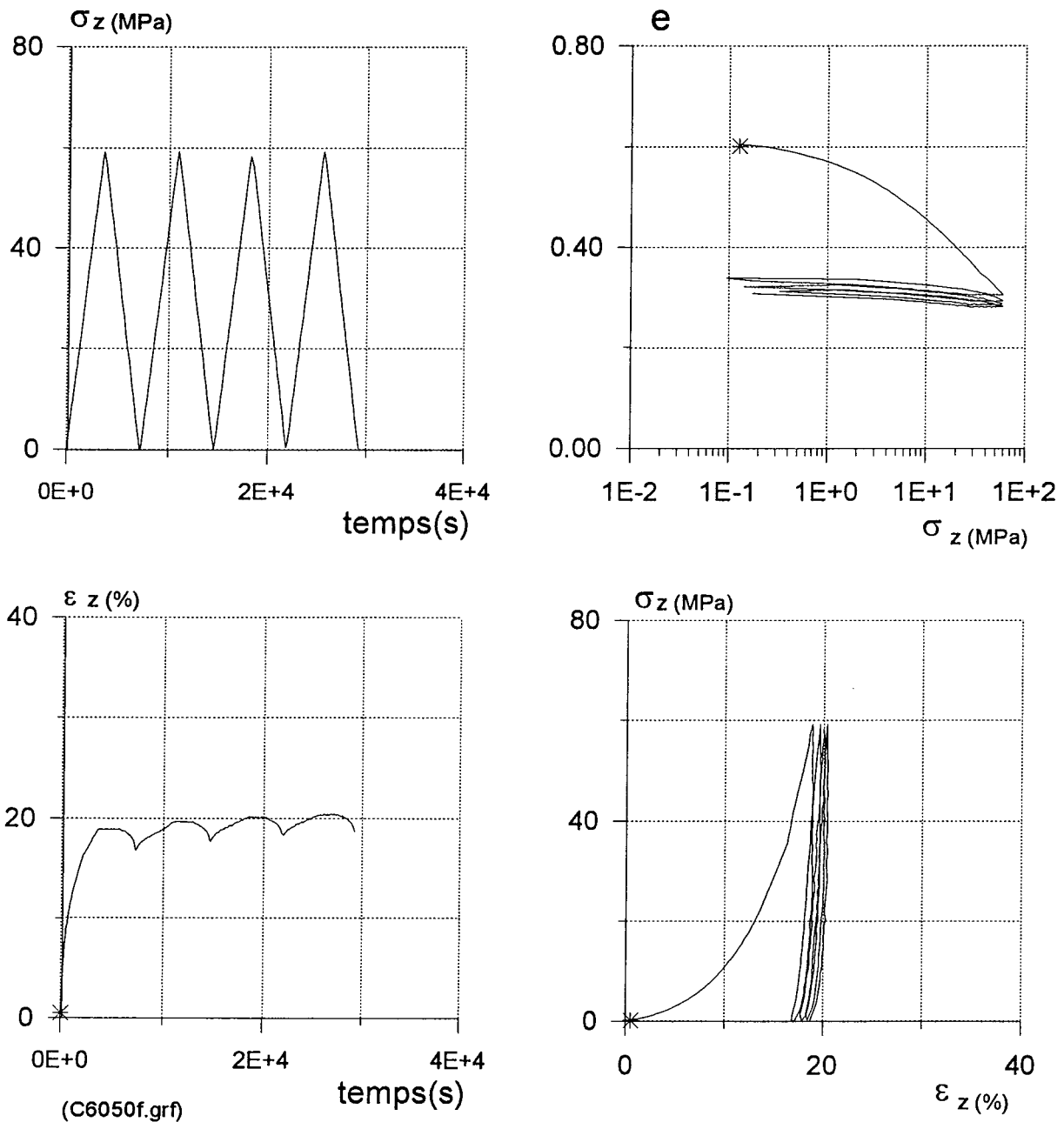


Fig. IV. 11 Essais oedométriques, granit concassé G1, $D_r=50\%$, $\sigma_z=60\text{MPa}$, 4 cycles de chargement et de déchargement

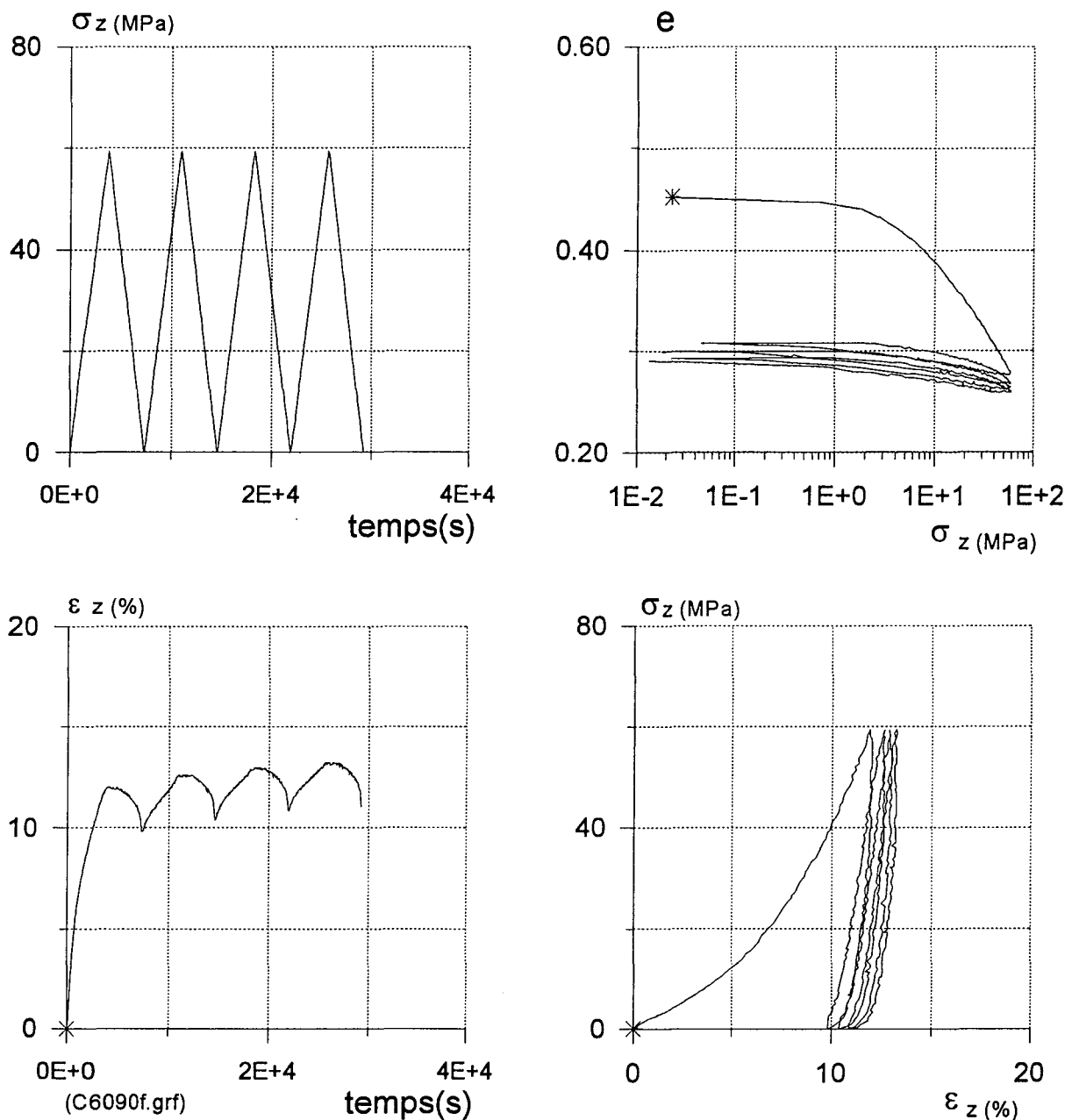


Fig. IV. 12 Essais oedométriques, granit concassé G1, $D_r=90\%$, $\sigma_z=60$ MPa, 4 cycles de chargement et de déchargement

Tableau. IV. 8 Déformation verticale en fonction de la densité relative initiale

D_r (%)	ϵ_z Déformation verticale 1 cycle	ϵ_z Déformation verticale 4 cycles
50	18.3	20.5
90	12.5	13.1

IV.2.1.2 Essais oedométriques sur le granit concassé ayant une courbe granulométrique serrée G2

La deuxième série d'essais a porté sur l'influence d'une courbe granulométrique initiale serrée: G2 le but est de comparer les résultats avec ceux de la campagne sur la courbe étalée. Les contraintes appliquées pour les essais sont 5, 10, 30, 60, 75 en un cycle (Fig. IV. 13 et Fig. IV. 14) et 250 MPa en un cycle (Fig. IV. 15), 60 MPa en 4 cycles (Fig. IV. 16), 75 MPa sur l'effet du temps mort entre charge et décharge (Fig. IV. 17), 75 MPa pour l'effet d'une vitesse 50 fois moins rapide (Fig. IV. 18). Pour une raison d'échelle l'essai à la contrainte verticale 250 MPa est présenté dans la Fig. IV. 15.

Les essais oedométriques en chargement et en déchargement à la densité $D_r=90\%$ sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Dans cette partie nous nous contenterons de présenter les essais oedométriques réalisés sur des figures détaillées. Les résultats de ces essais sont étudiés et interprétés en les comparant aux essais oedométriques sur G1 (voir plus loin).

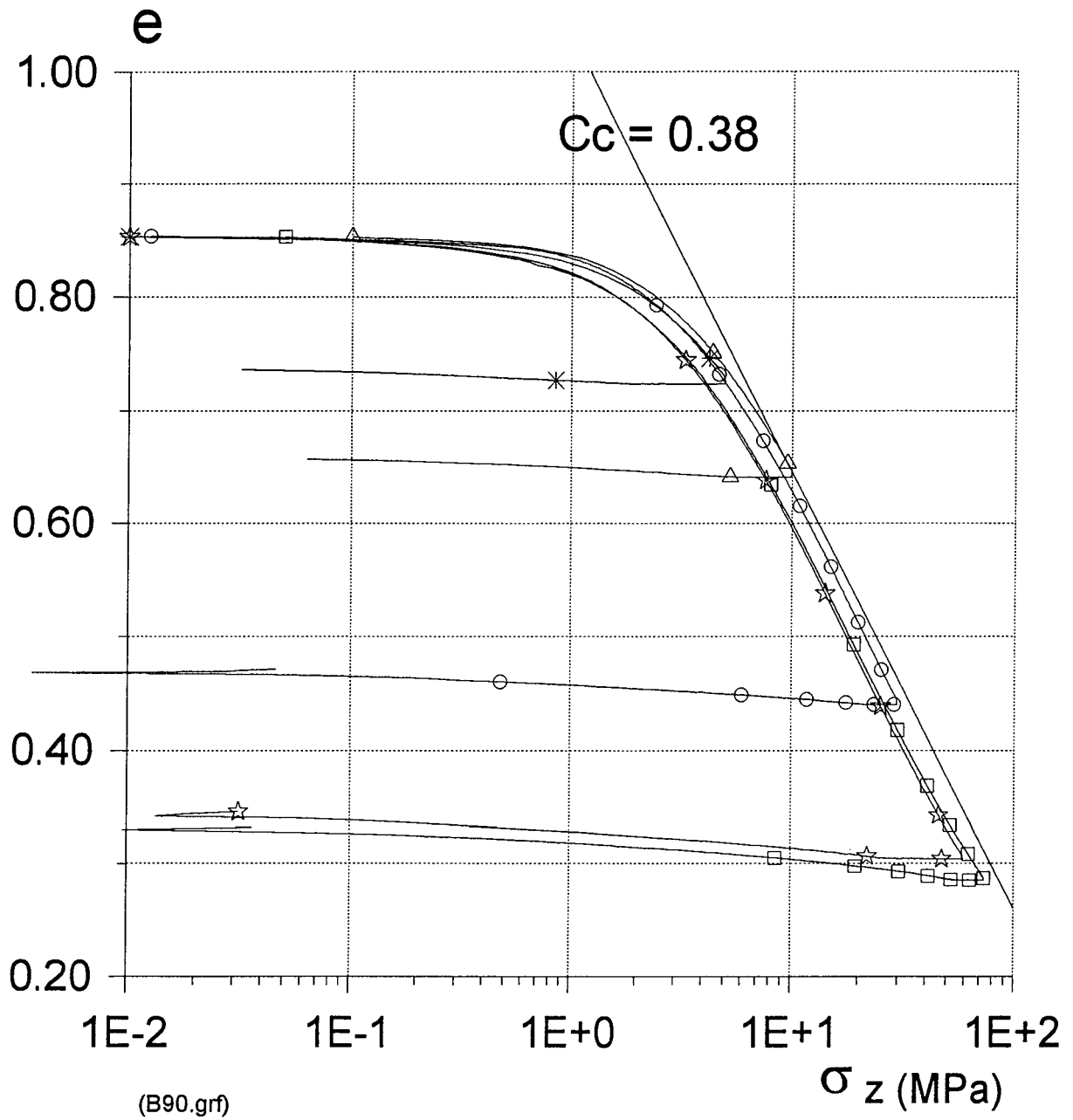
Tableau. IV. 9 Essais oedométriques G2

Dr (%)	σ_z (MPa)	Nb. de cycle	Vitesse de chargement
50	60,	1	1 MPa/min
90	5,10,30,60,75, 250	1	1 MPa/min
90	10	1	1MPa/ 50 min
90	75	1	1MPa/ 50 min
90	60	4	1 MPa/min

Les vitesses de chargement et de déchargement appliquées aux essais oedométriques sont les mêmes (1 MPa/ min) sauf pour certains qui ont été effectués aux vitesses suivantes dans l'objectif d'étudier l'influence de la vitesse de chargement:

Dr (%)	σ_z (MPa)	Nb. cycle	Vitesse de chargement et de déchargement	Temps mort après chargement
90	75	1	1MPa/1minute	12
90	75	1	1MPa/25minute	25

Généralement la vitesse de chargement et de déchargement n'influence pas la compressibilité des matériaux granulaires. Nous avons obtenu un résultat similaire.



σ_z (MPa)
5
10
30
60
75

Fig. IV. 13

Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r = 90\%$, 1 cycle plan $e-\sigma_z$
 Différentes contraintes verticales

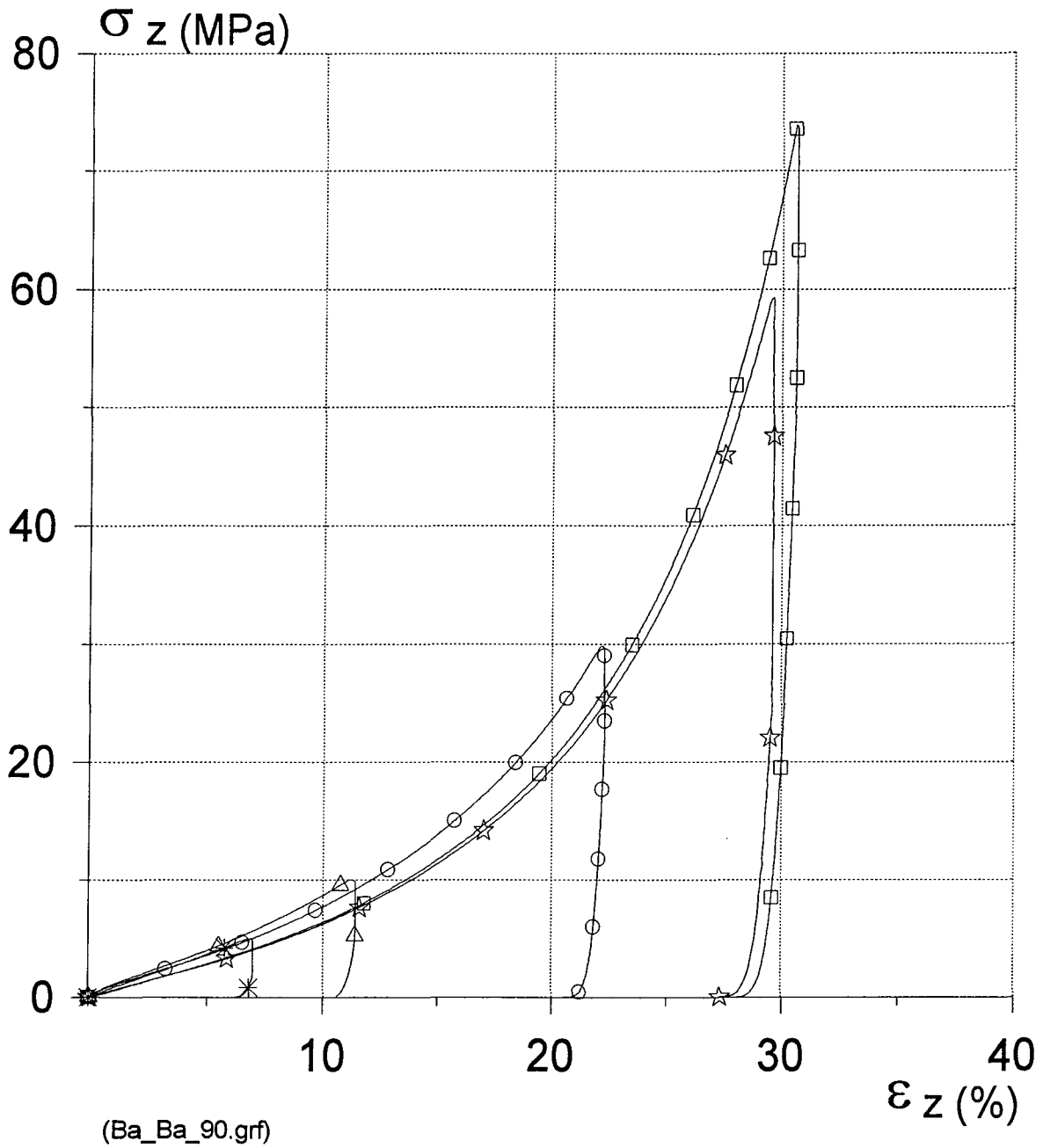


Fig. IV. 14 Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r=90\%$, 1 cycle plan $\sigma_z - \epsilon_z$
Différentes contraintes verticales

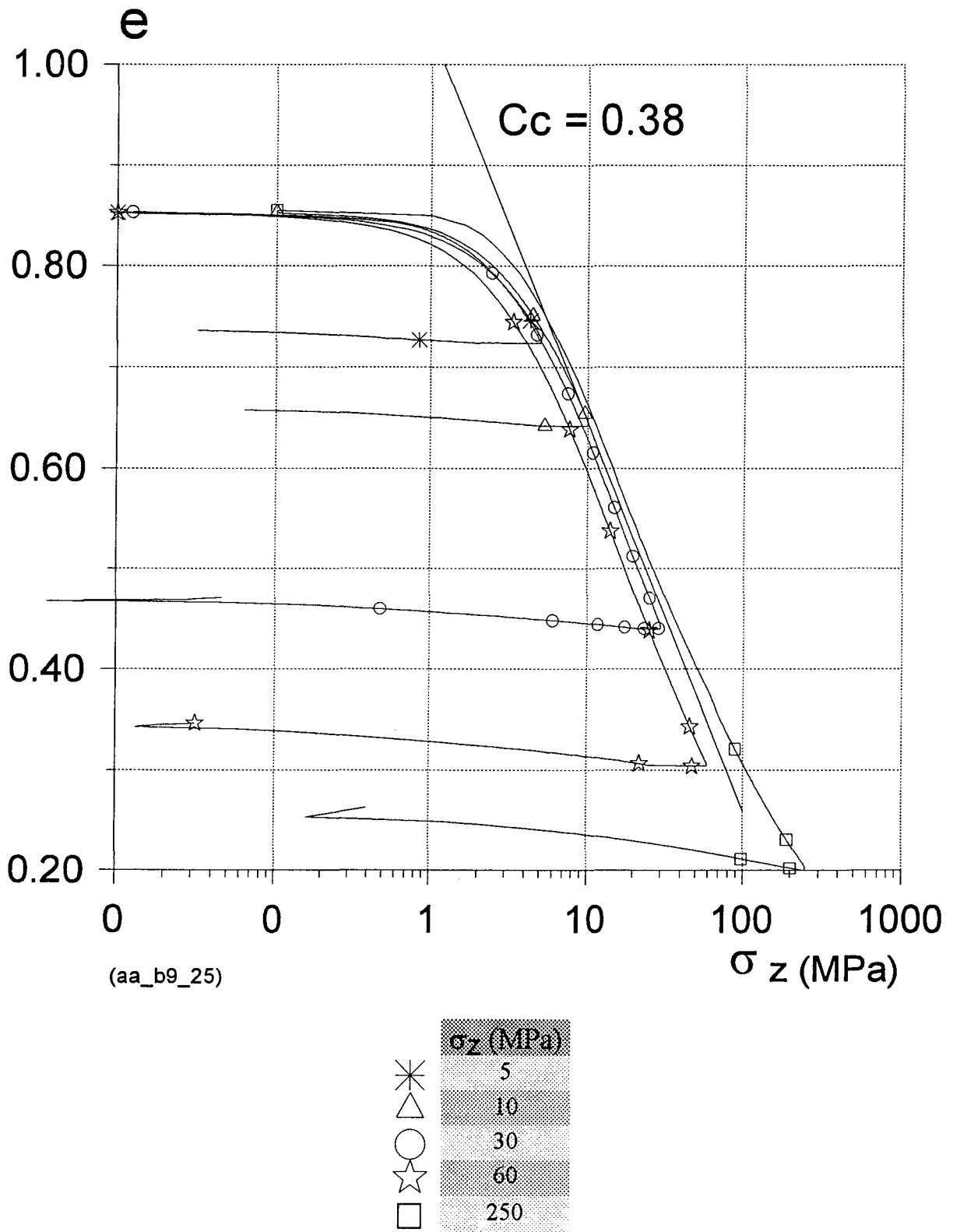


Fig. IV. 15 Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r=90\%$, 1 cycle, $\sigma_z=250\text{MPa}$, plan e- σ_z
Différentes contraintes verticales

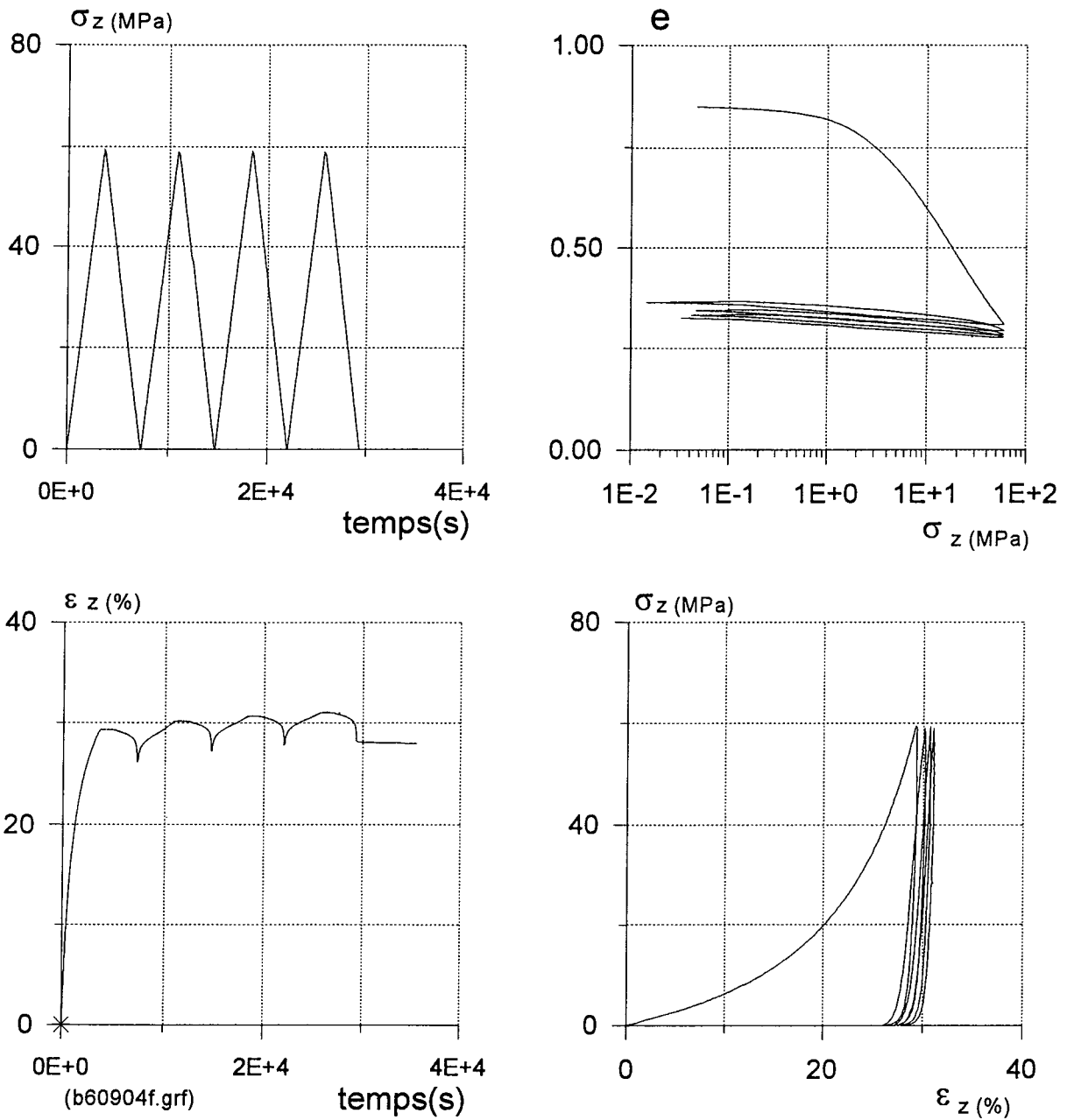


Fig. IV. 16 Essais oedométriques, granit concassé G2, $Dr=90\%$, 4 cycles
Effet de cycles

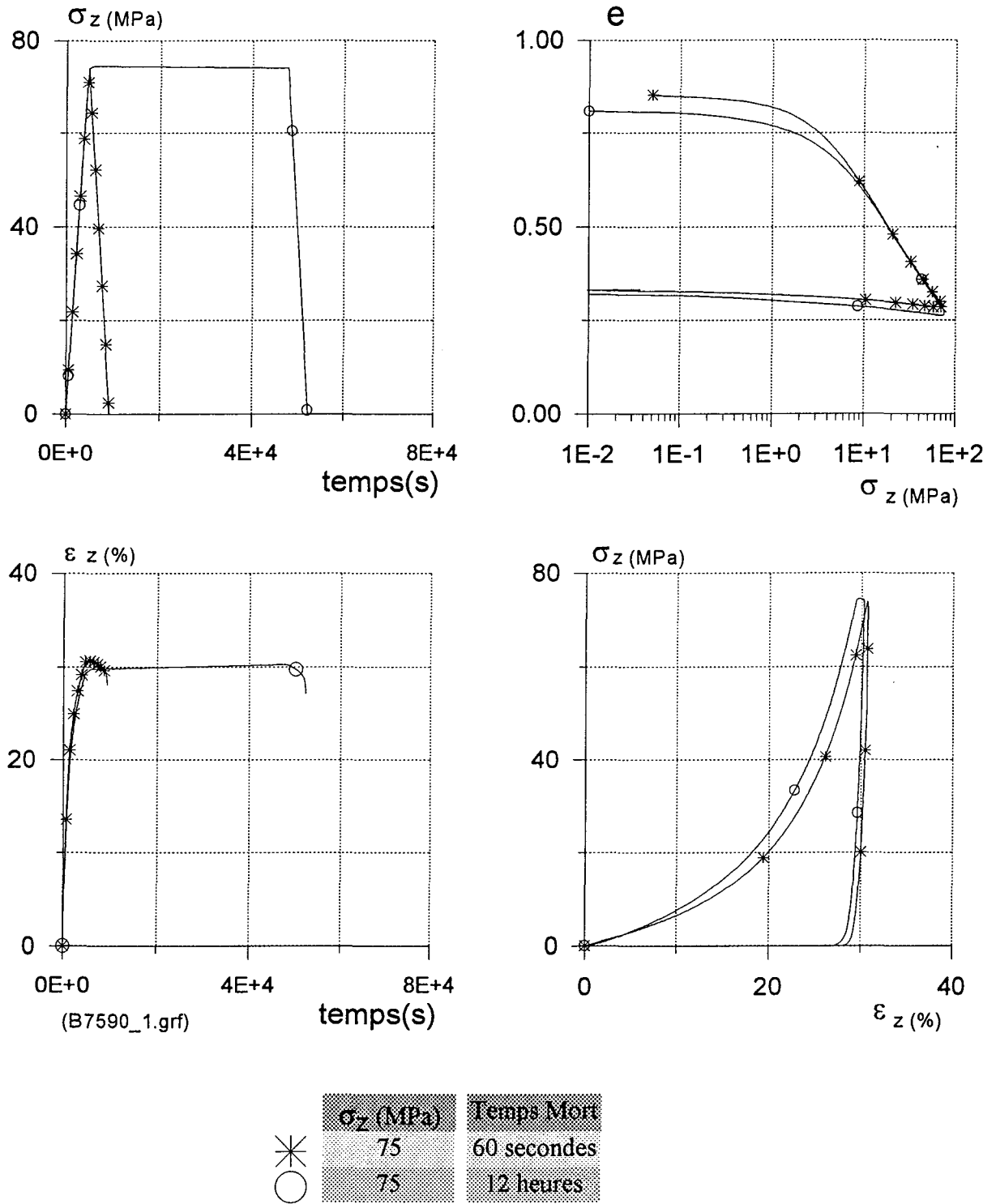


Fig. IV. 17 Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r=90\%$, 1 cycle
Effet du temps mort

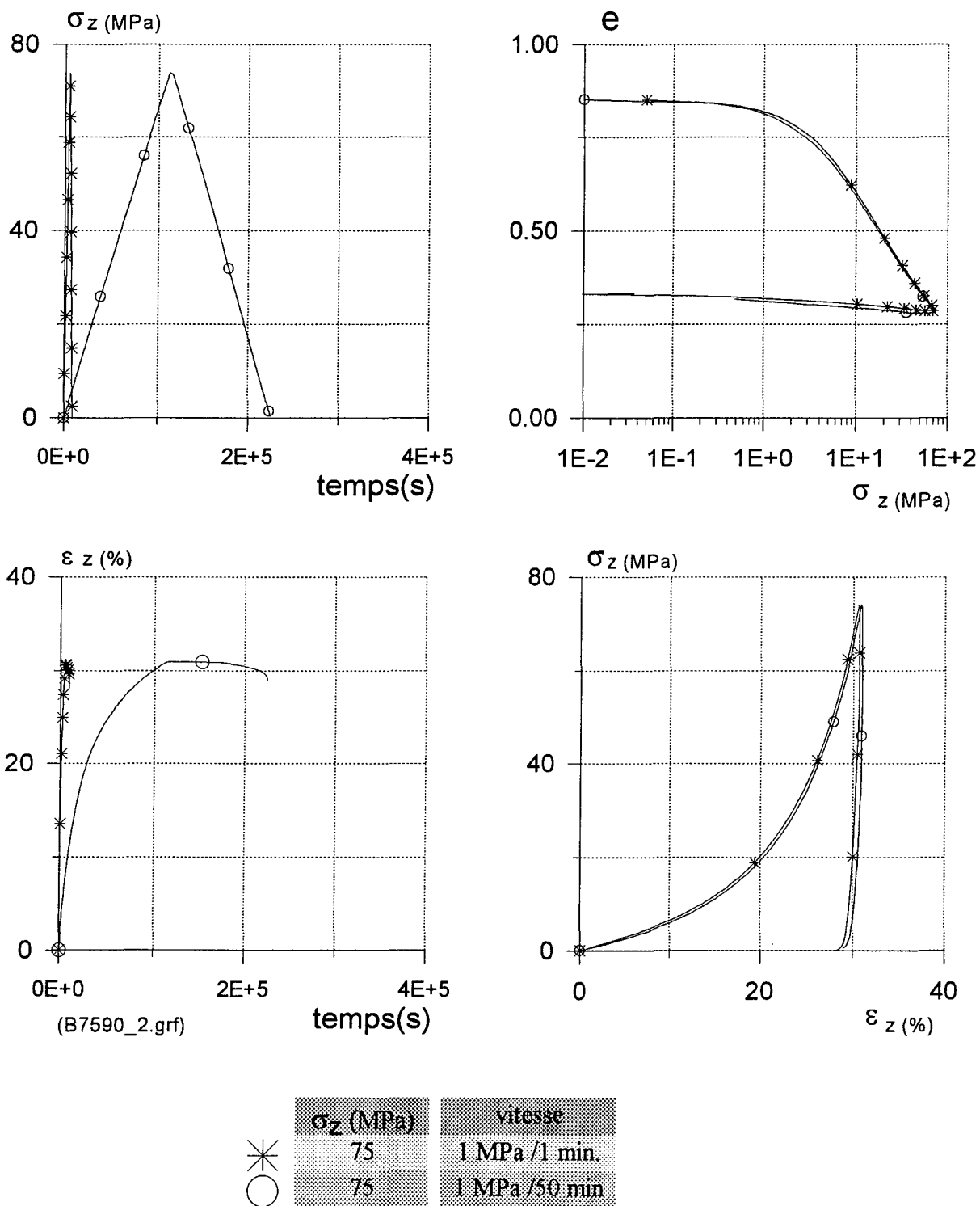


Fig. IV. 18 Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r=90\%$, 1 cycle
Effet de la vitesse de chargement

IV.2.2 ESSAIS OEDOMETRIQUES SUR LE GRANIT CONCASSE G1 ET G2 COMPARAISON

Les indices de compression pour les matériaux (argile et sable) figurent dans le Tableau. IV. 10 dont le but est de permettre une comparaison avec les indices de compression obtenues sur le granit concassé G1 et G2.

Tableau. IV. 10 Indice de compression

Indice de compression C_c				
Sable			0.01	$< C_c < 0.10$
Argile	raide	kaolinites	0.10	$< C_c < 0.25$
Argile	moyenne		0.25	$< C_c < 0.80$
Argile	molle	montmorillonites	0.80	$< C_c < 2.50$

(COSTET & SANGLERAT 1981)

La différence entre les indices des vides des matériaux G1 et G2 est très grande au début des essais: elle est égale à 0.4 pour une même densité relative $D_r=90\%$. Après un chargement et un déchargement à la contrainte verticale de 250 MPa, la différence est de 0.02, soit pratiquement le même indice des vides.

Tableau. IV. 11 Indice des vides en fonction de la contrainte verticale

σ_z (MPa)	e indice des vides	
	G1, $D_r=90\%$	G2, $D_r=90\%$
0	0.45	0.85
5	0.4	0.72
10	0.37	0.64
15	0.35	
30	0.32	0.44
60	0.27	0.30
250	0.18	0.20

(essais en un cycle)

On obtient donc une différence très significative des valeurs de C_c entre G1 et G2: C_c pour G2 est environ 2 fois plus grand que C_c pour G1 (Fig. IV. 20). La différence de déformation verticale pour G1 et G2 ($D_r=90\%$) est la suivante: celle de G2 est environ 2 fois celle de G1 pour $\sigma_z=250$ MPa. Nous expliquons ceci par un très fort écrasement des grains dans le cas de G2 (voir chapitre V).

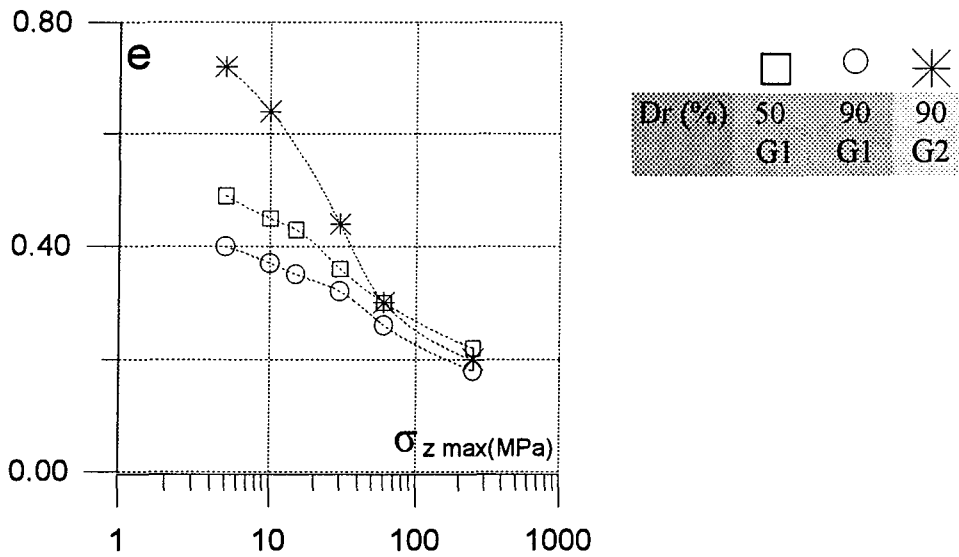


Fig. IV. 19 Comparaison de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale maximum sur le granit concassé G1 (Dr= 50 ou 90%) et G2 (Dr=90%)

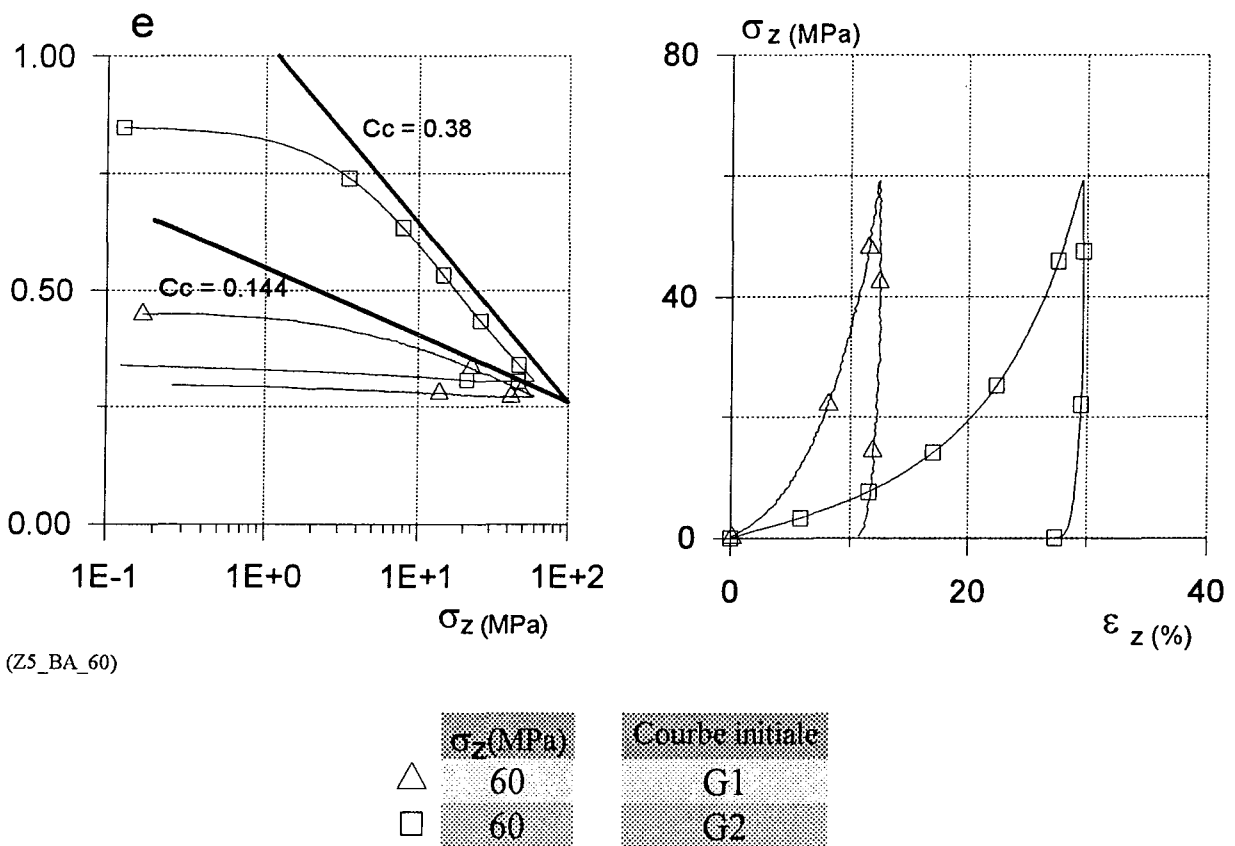


Fig. IV. 20 Essais oedométriques, granit concassé, 1 cycle, Dr = 90 % Effet de la courbe granulométrique initiale (G1 et G2)

L'indice de compression est calculé à partir des essais effectués. Les valeurs trouvées pour C_c correspondent à celles généralement mesurées pour des matériaux granulaires (sables). Dans le cas de G1 on voit l'influence de la densité relative initiale: C_c varie de 0.14 à 0.21(Fig. IV. 21). Au contraire, la valeur de C_c pour G2 n'est pas influencée par la densité relative initiale.

L'évolution de l'indice de compression est présentée dans la Fig. IV. 26. La courbe type G1 ne change pas de valeur d'indice de compression jusqu'à la contrainte verticale 250 MPa. En revanche la courbe type G2 change de valeur d'indice de compression de 0.38 jusqu'à 60 MPa. à 0.26 entre 60 MPa et 250. Les granulométries de G1 et G2 tendent à se rapprocher au fur et à mesure de l'accroissement de la contrainte verticale dû à une plus forte rupture des grains dans le cas de G2. Les comportements des matériaux G1 et G2 deviennent alors plus proches l'un de l'autre comme le montrent les valeurs de $C_c=0.2$ pour G1 et 0.26 pour G2. Les figures Fig. IV. 24 et Fig. IV. 25 mettent en évidence cette évolution de la courbe granulométrique qui n'apparaît pas influencée par la densité initiale

La seule différence entre G1 et G2 est la granulométrie initiale (même minéralogie, même forme de grains, même densité relative). Pour G2 l'indice des vides est élevé par rapport à celui de G1 initial ($Dr=50\%$ et 90%). La différence entre les deux indices des vides initiaux pour G1 et G2 est sensiblement la même (0.16-0.18).

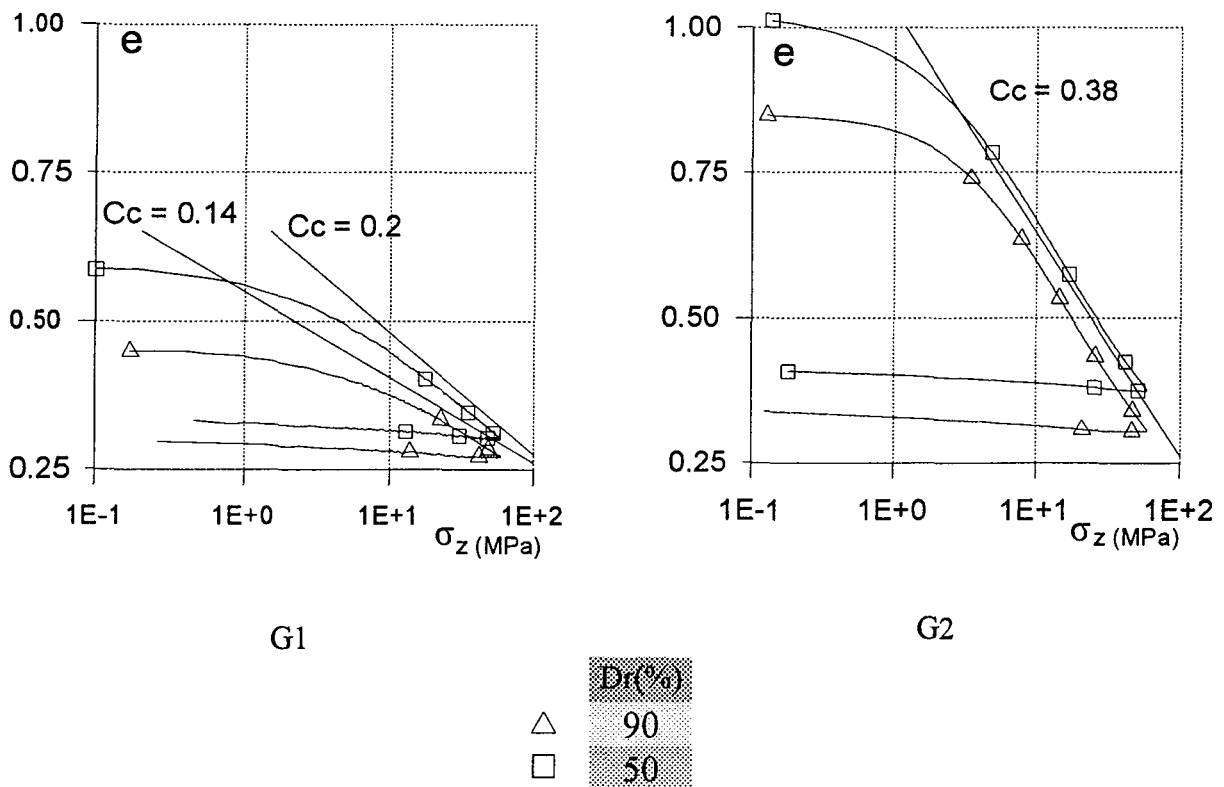


Fig. IV. 21 Essais oedométriques, granit concassé, 1 cycle, $\sigma_z = 60$ (MPa)
Effet de la Densité relative (G1 et G2)

Tableau. IV. 12 Déformation verticale en fonction de la contrainte verticale (essais en un cycle) pour les essais oedométriques sur le granit concassé G1 et G2

σ_z (MPa)	ϵ_z Déformation verticale	
	G1, Dr=90 %	G2, Dr=90 %
5	4.0	7.2
10	6.1	11.7
15	7.5	
30	8.9	22.3
60	12.5	29.5
250	18.0	35

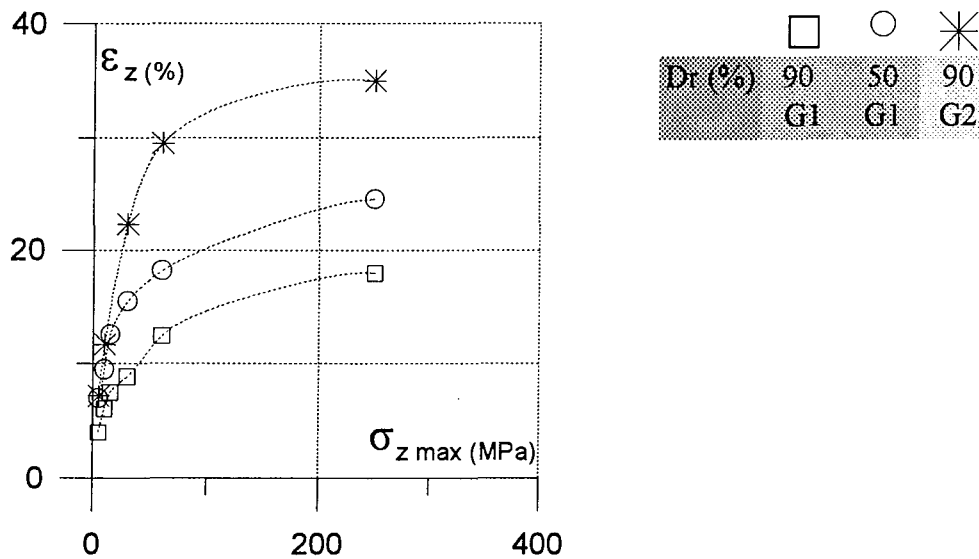


Fig. IV. 22 Comparaison de la déformation axiale à la contrainte verticale maximum sur le granit concassé G1 (Dr= 50 ou 90%) et G2 (Dr=90%)

Le module oedométrique $E' (= E_{oed})$ a pour expression :

$$E' = \frac{1}{m_v}$$

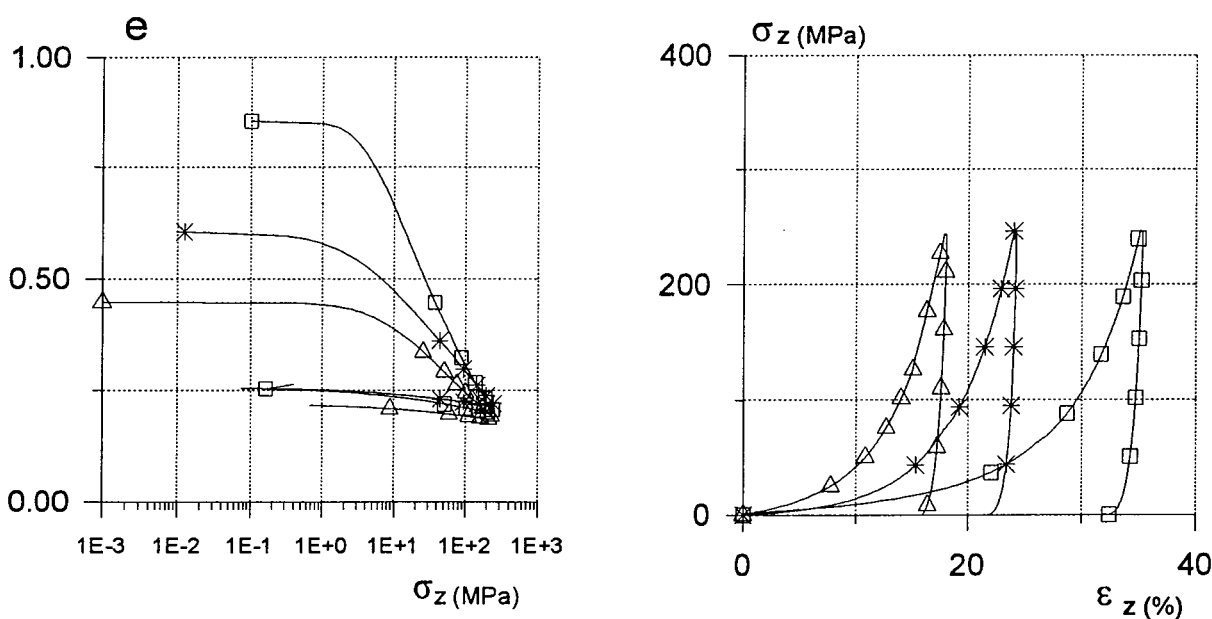
A la différence du module d'YOUNG de la théorie de l'élasticité linéaire, ce module E' n'est pas une constante, il varie à la fois avec la pression verticale et la variation de pression $\Delta\sigma_z$.

Dans la littérature anglaise, on utilise à la place du module oedométrique le coefficient de compressibilité volumétrique m_v .

$$m_v = \frac{-\Delta e}{(1+e_0) \cdot \Delta \sigma_z}$$

Tableau. IV. 13 Comparaison entre G1 et G2 sur Cc, E', m_v

	Dr(%)	e _{initial}	Cc	E'(MPa)	m _v (Pa ⁻¹)
G1	50	0.60	0.20	420	0.0024
G1	90	0.44	0.14	372	0.0027
G2	50	1.03	0.38	204	0.0049
G2	90	0.85	0.38	204	0.0049



(Z5_12_25)

	σ _z (MPa)	Dr (%)	Courbe initiale
△	250	90	G1
✱	250	50	G1
□	250	90	G2

Fig. IV. 23 Essais oedométriques, granit concassé G1 et G2, Dr=50 et 90%, 1 cycle
Effet de la courbe granulométrique initiale (G1 et G2)

Les essais oedométriques sous la contrainte verticale de 250 MPa sont réalisés dans le but de vérifier l'influence de la densité relative initiale (50% et 90%). L'analyse granulométrique sur cette influence de la densité relative initiale est dans la Fig. IV. 24 pour les essais oedométriques sur G1, dans la Fig. IV. 25 pour les essais oedométriques sur G2.

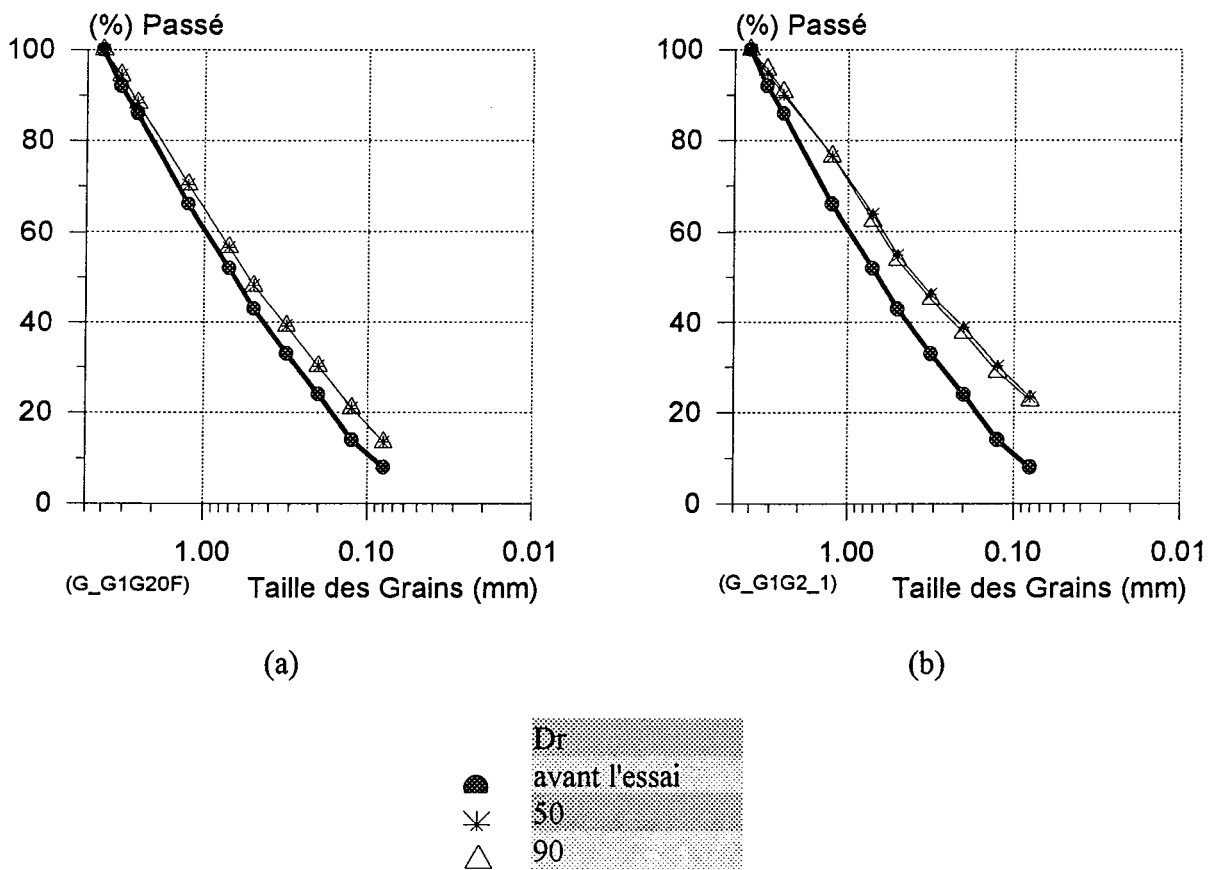


Fig. IV. 24 Essais oedométriques, G1, (a) $\sigma_z = 60$ MPa (b) $\sigma_z = 250$ MPa
Effet de la densité relative initiale

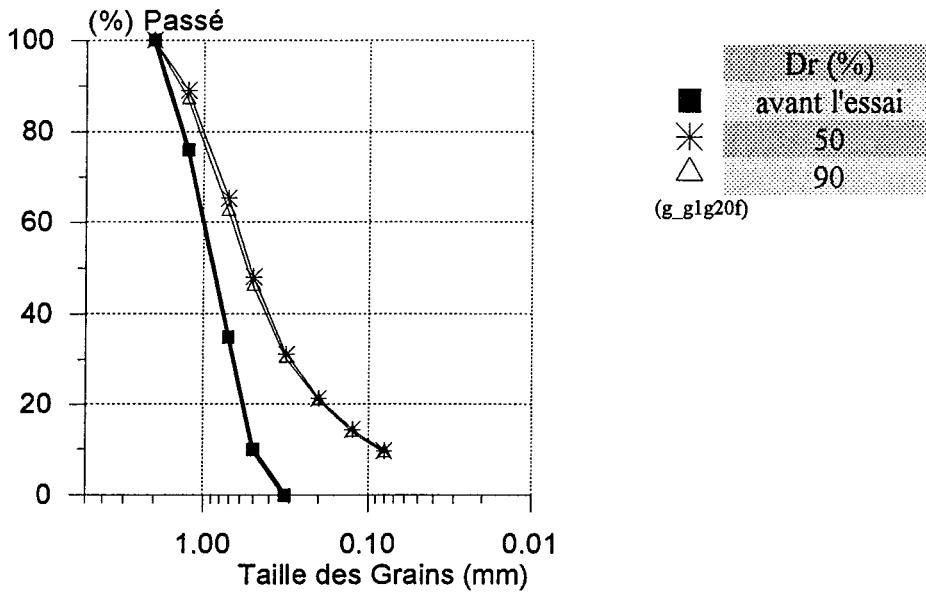
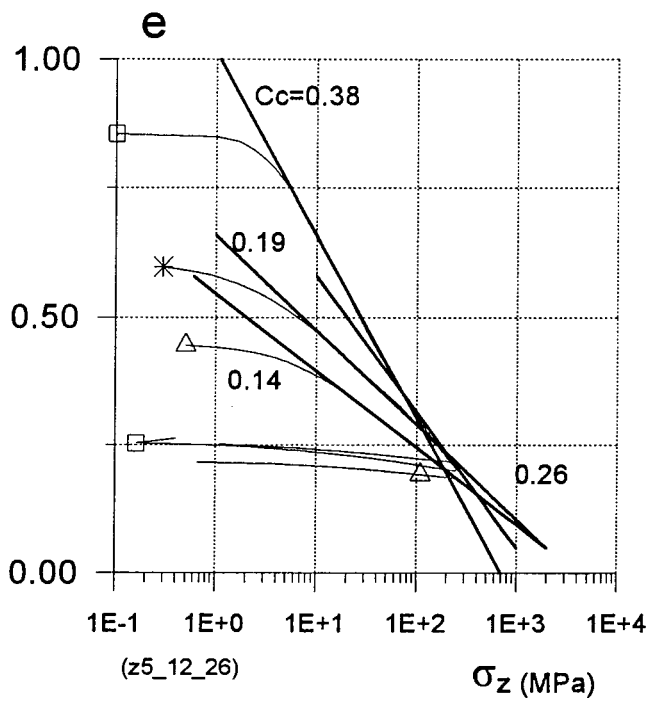
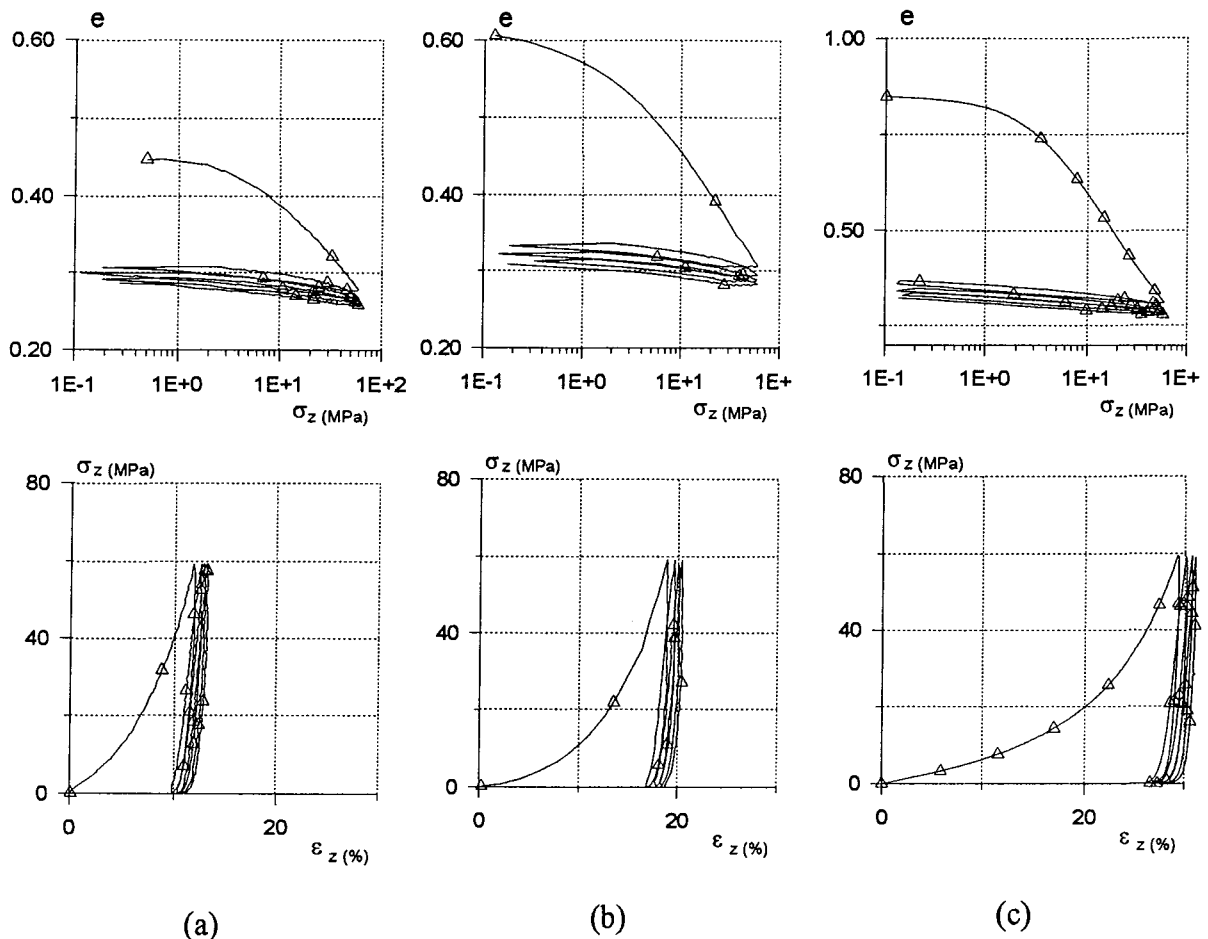


Fig. IV. 25 Essais oedométriques, granit concassé G2, 1 cycle, $\sigma_z = 60$ MPa
Effet de la densité relative initiale



	σ_z (MPa)	Dr	Courbe initiale	Cc
△	250	90	G1	0.19
*	250	50	G1	0.14
□	250	90	G2	0.38 et 0.26

Fig. IV. 26 Essais oedométriques, granit concassé, G1 et G2, Dr=50 et 90 %. 1 cycle, $\sigma_z = 250$ MPa, plan e- σ_z
Effet de la courbe granulométrique initiale (G1 et G2)



(Z5_c1_50,z5_c1_90)

	courbe type	Dr (%)
(a)	G1	90
(b)	G1	50
(c)	G2	90

Fig. IV. 27 Essais oedométriques, granit concassé G1 et G2, 4 cycles
Effet de la densité relative

Les essais cycliques réalisés à 60 MPa (Fig. IV. 27) mettent en évidence un accroissement de déformation avec les cycles tout à fait significatif (> 4 %) pour G2(90%) nettement plus élevé que pour G1 dans les même conditions.

IV.2.3 ESSAIS OEDOMETRIQUES SUR LE GRANIT CONCASSE DE TAILLE UNIFORME

L'objectif de ces essais est d'observer le degré d'écrasement des grains en comparant les courbes obtenues pour la granulométrie étalée à celles obtenues pour une granulométrie très serrée (taille uniforme, Fig. IV. 28).

On peut constater que la compressibilité de ces échantillons est très importante comparée à celles des matériaux à granulométrie plus étalée. On ne voit pas de comportement différent entre les tailles voisines de 3.15 et 2 mm (Fig. IV. 29) dans le plan indice des vides - contrainte verticale et $\sigma_z - \varepsilon_z$.

L'indice de compression C_c varie de 0.55 (jusqu'à la contrainte verticale 20 MPa) à 0.4 (à partir de 20 MPa) pour la taille des grains 3.15 et 2 mm. En ce qui concerne la taille 0.71 le changement de l'indice de compression n'est pas important. L'indice de compression pour la taille 0.71 est 0.46.

La grande différence de l'indice de compression entre le matériau granit de taille uniforme d'une part et G1 et G2 d'autre part est liée à un grand nombre de ruptures de grains au cours des essais oedométriques pour les tailles uniformes. Plus la taille est uniforme (moins il y a de contact par particule), plus l'écrasement des grains est provoqué par les contraintes concentrées aux points de contact entre les grains.

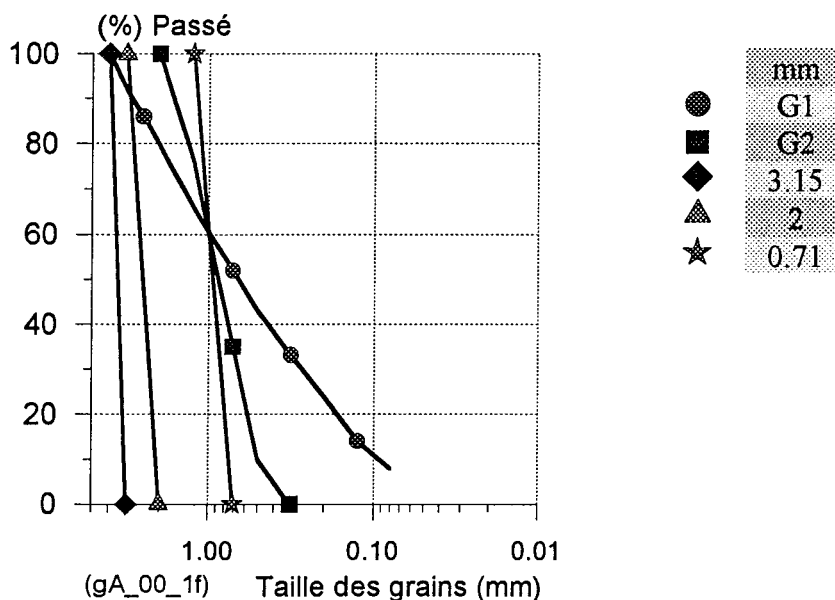


Fig. IV. 28 Différentes courbes granulométriques initiales pour les essais oedométriques, granit concassé G1, G2, tailles uniformes

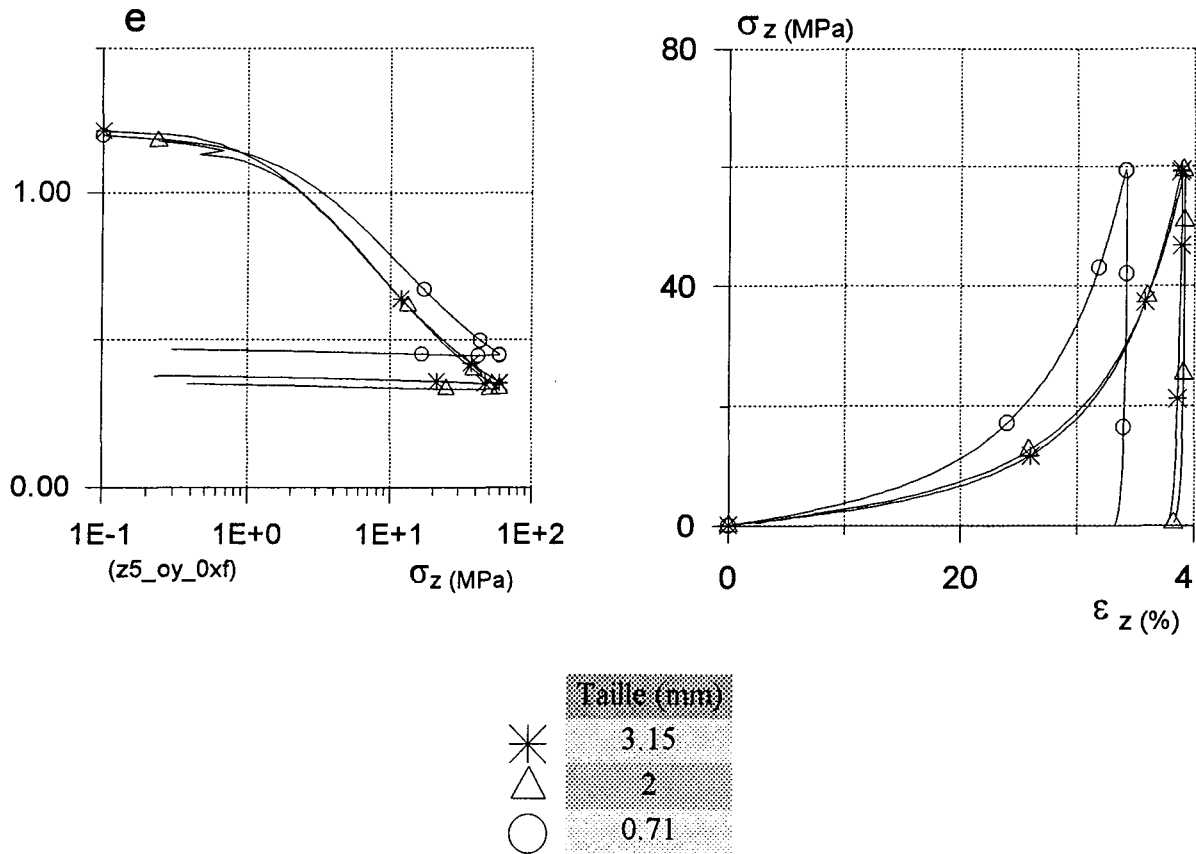


Fig. IV. 29 Essais oedométriques, granit concassé de taille uniforme, 1 cycle, $\sigma_z=60\text{MPa}$
Effet de la courbe granulométrique initiale

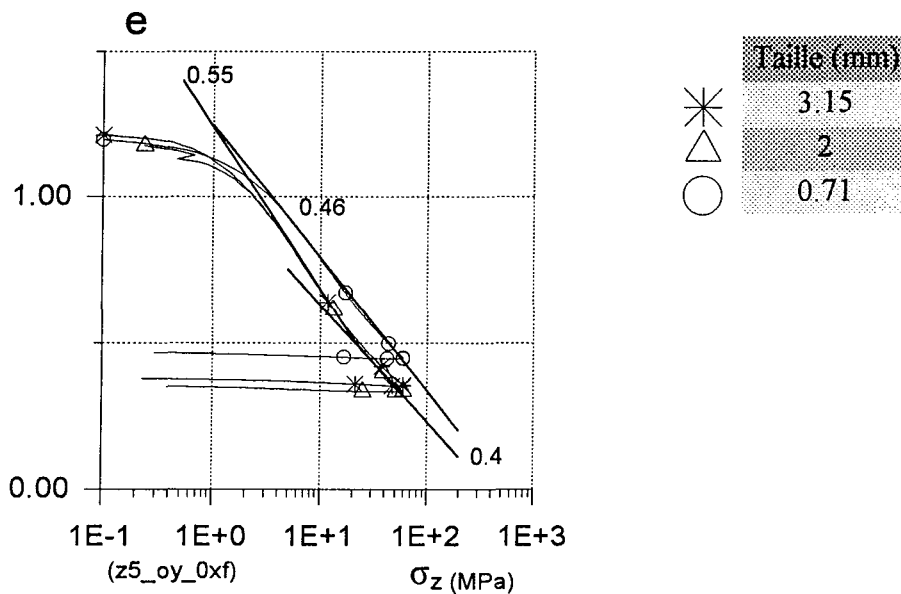


Fig. IV. 30 Essais oedométriques, granit concassé de taille uniforme, 1 cycle, $\sigma_z=60\text{MPa}$

IV.2.4 CALCUL DE LA CONTRAINTE MOYENNE P A PARTIR DES ESSAIS OEDOMETRIQUES REALISES

Afin de comparer les résultats oedométriques et triaxiaux dans le même plan de e -log p (Fig. IV. 32), nous avons obtenu la valeur de p à partir de la formule de Jacky: $K=1-\sin\phi$, nous avons retenu les valeurs de ϕ après avoir analysé les essais triaxiaux. Pour le matériau de granulométrie étalée G1, la valeur M de pour la densité relative de 50 % est $M = 1.35$ (soit $\phi=33.4^\circ$) et pour $Dr= 90 \%$ $M= 1.40$ 35 (soit $\phi=34.6^\circ$). Les valeurs calculées sont $K=0.45$ (50%) et 0.43 (90%).

Sur la Fig. IV. 31 nous avons reporté les essais oedométriques sur G1 et G2 dans le plan e -log p ainsi que les relation de plasticité parfaite proposées par BIAREZ et HICHER en fonction des valeurs de e_{max} , e_{min} et d_{60} / d_{10} . On constate pour G1 que l'essai oedométrique tend vers une valeur de $Cc=0.2$, alors que pour G1, cette pente est bien plus prononcée mais tend vers une valeur proche de celle obtenue pour G3³ ($d_{60} / d_{10} =20$) en accord avec la granulométrie finale trouvée pour G2 après $\sigma_z=250$ MPa. Ce graphique permet une explication des comportements observés en fonction de l'évolution granulométrique de G1 (peu importante) et de G2 très importante).

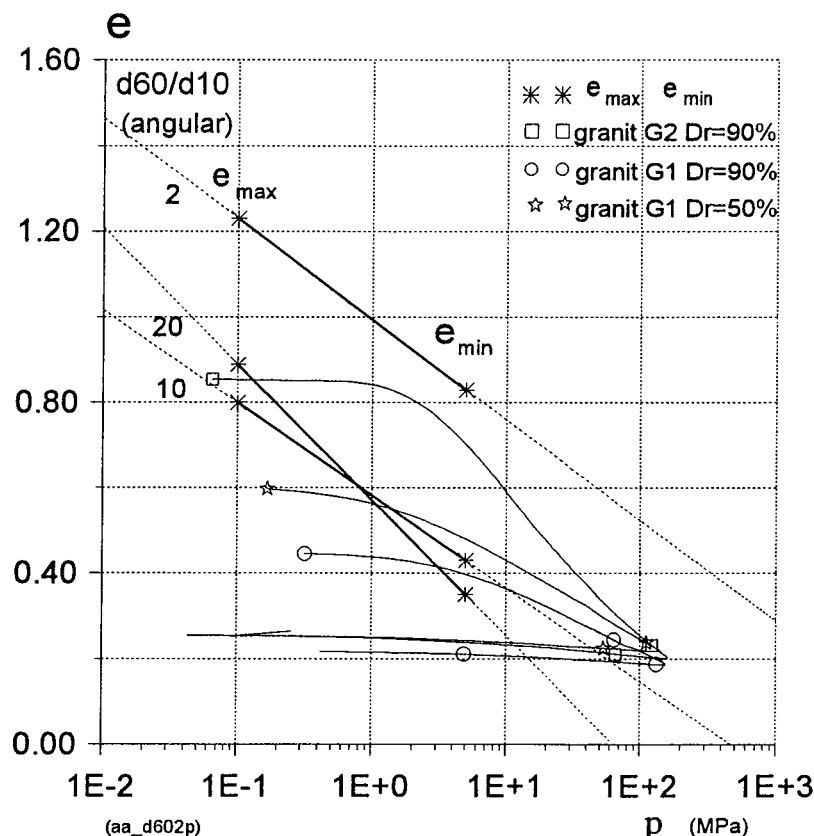


Fig. IV. 31 Essais oedométriques à la contrainte verticale 250 MPa sur le granit concassé G1 Dr=50 ou 90% et G2 Dr=90%

³G3; la courbe granulométrique initiale à partir de l'essai triaxial effectué sous la contrainte de consolidation de 15 Mpa et à la déformation axiale de 30% pour le granit concassé G1 (Dr=90%)

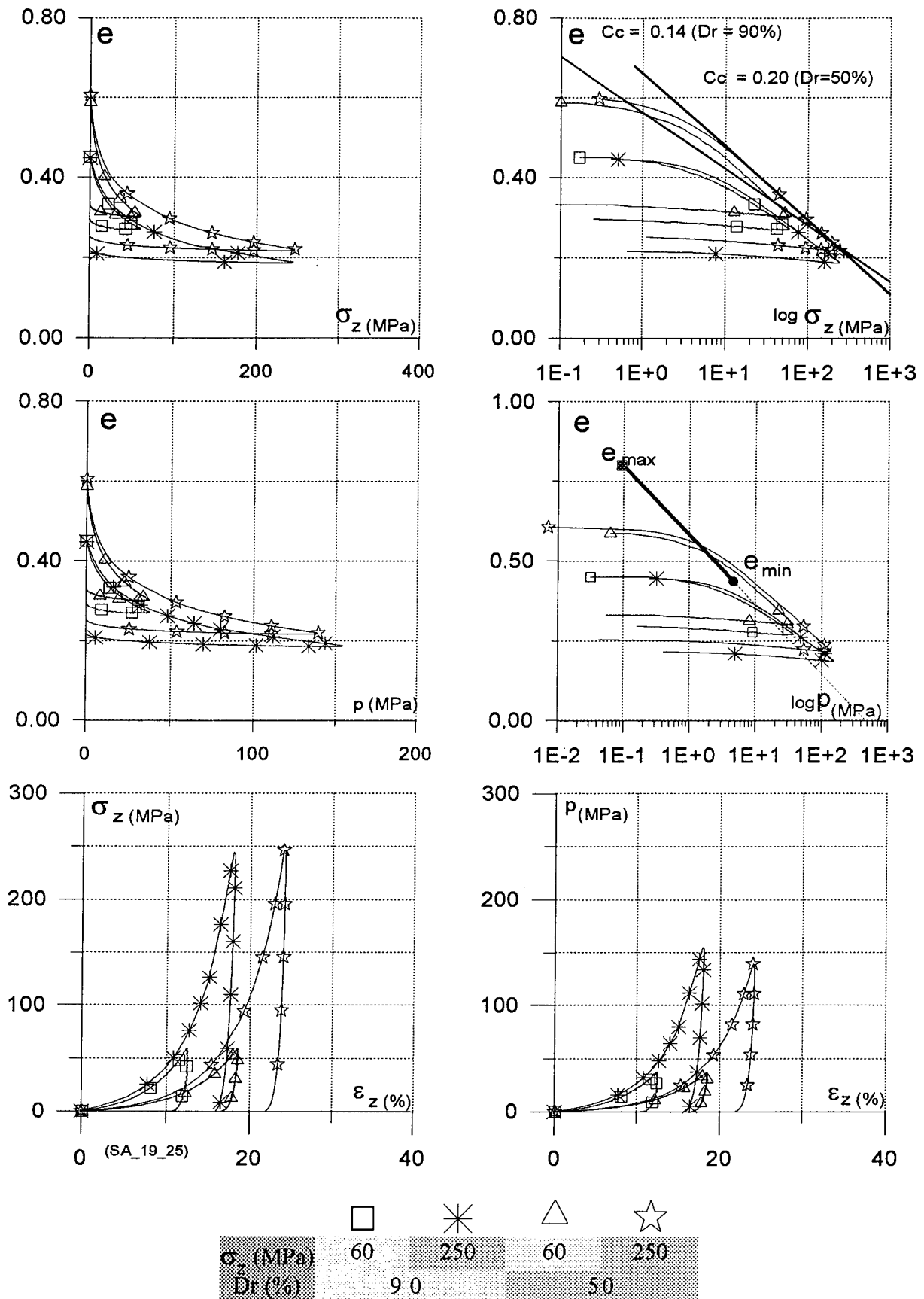


Fig. IV. 32 Essais oedométriques, granit concassé G1, $Dr=90\%$, $\sigma_z=60$ et 250 MPa, 1 cycle de chargement et de déchargement, plan $e-\sigma_z$, $e-\log \sigma_z$, $e-p$, $e-\log p$, $\sigma_z-\epsilon_z$, $p-\epsilon_z$

IV.2.5 ESSAIS OEDOMETRIQUES SUR LES BILLES DE VERRE, DE PLOMB ET GRAINS DE CAFE ET RIZ

La caractéristique ductile des grains est mise en évidence sur la Fig. IV. 35 à partir d'essais sur des billes de plomb. Les billes de plomb sont des matériaux ductiles qui résistent jusqu'à la contrainte verticale 15 MPa puis commencent simultanément à se déformer et à remplir l'espace poreux.

Sur la Fig. IV. 33 nous pouvons observer les essais oedométriques sur un matériau constitué de grains fragiles, les billes de verre. On voit clairement l'évolution des points d'écrasement en fonction du diamètre des billes. L'effet de la taille des billes s'explique par la surface de contact réelle entre les billes. Nous avons calculé la surface réelle pour un essai oedométrique. La contrainte verticale est de 60 MPa pour la surface totale de l'échantillon, mais elle peut atteindre environ 1000 MPa pour le contact réel entre les billes et la plaque. Plus le diamètre est grand, plus le point de rupture arrive tôt en contrainte verticale. Nous avons pu calculer approximativement cette valeur à partir des enfoncements des plaques en haut et en bas de l'échantillon aux points de contact avec les billes. La résistance des plaques n'était pas suffisante pour les billes de verre. Après cette expérience les plaques ont été remplacées par d'autres plus résistantes.

La comparaison des résultats obtenus sur les billes de plomb et de verre met bien en évidence l'effet du comportement des grains. Sur les billes de plomb, l'évolution est continue, avec une valeur importante de $C_c=0.69$, correspondant à la déformabilité des billes. En revanche, pour les billes de verre, il existe un brusque coude correspondant à une compressibilité très élevée au moment de la rupture, puis une évolution moins rapide ($C_c=0.22$), correspondant à la réorganisation du matériau due au changement de granulométrie. Sur le même graphique est présenté un résultat sur des grains de café, dont la faible résistance conduit à des ruptures se produisant très tôt dans le chargement, et conduisant à un écrasement très fort des grains tout au long du chargement. (La porosité interne des grains n'a pas été prise en compte, et conduit à un indice des vides négatif).

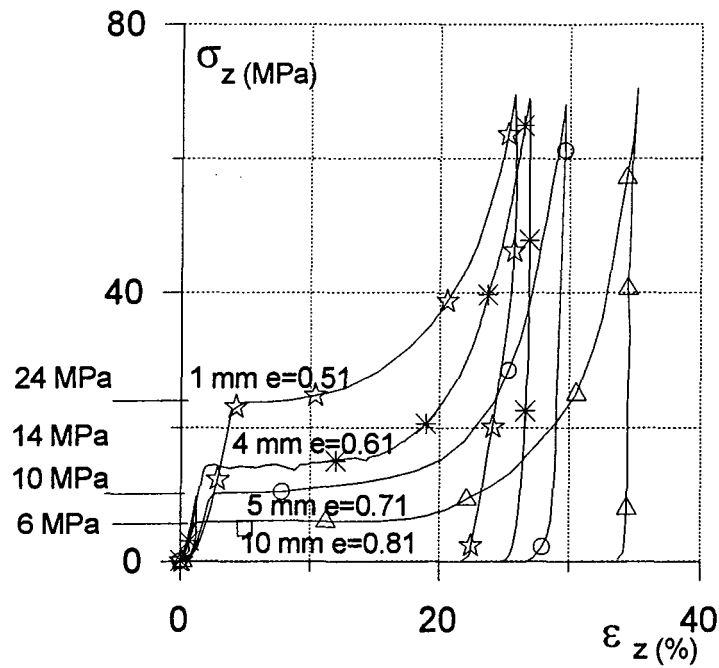


Fig. IV. 33 Essais oedométriques, billes de verre, 1 cycle, plan σ_z - ϵ_z . Différents diamètres de billes

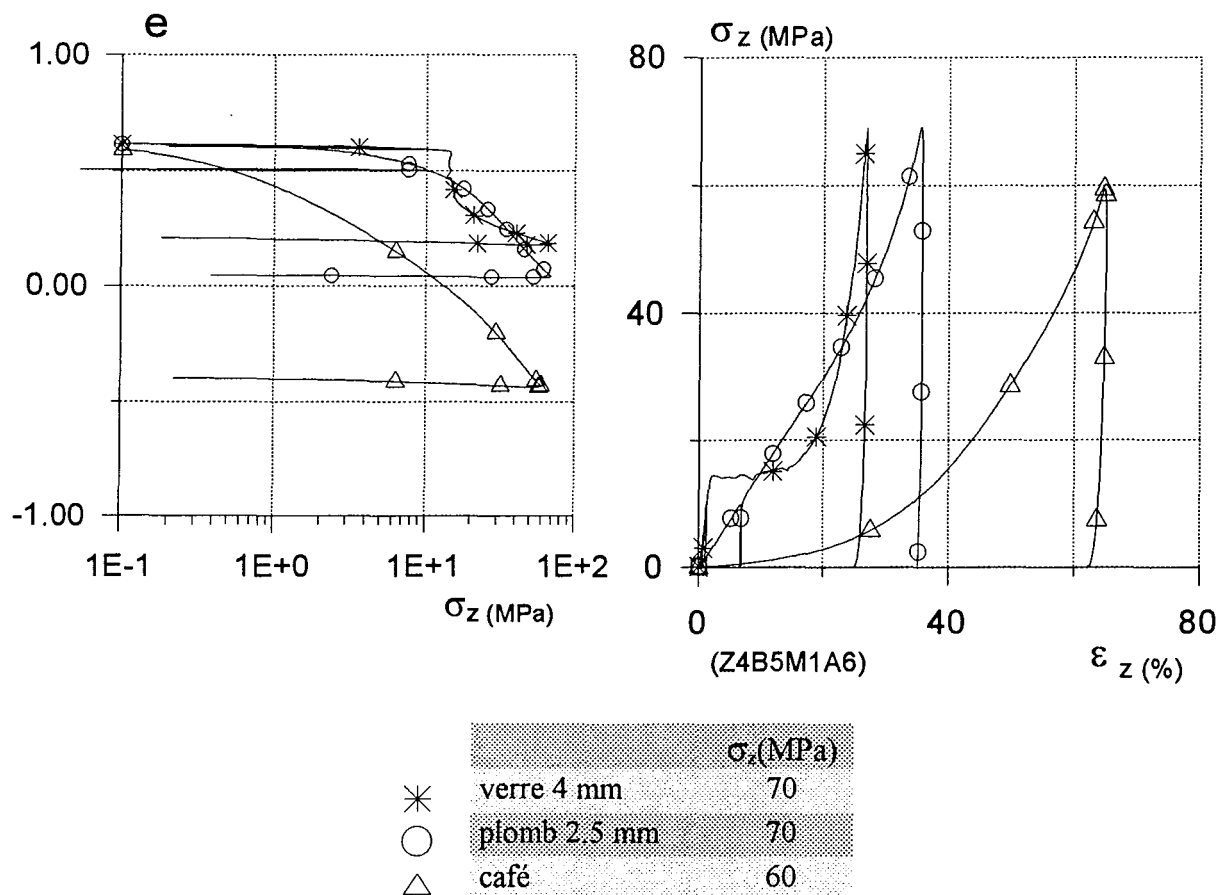


Fig. IV. 34 Essais oedométriques, billes de verre et de plomb, grains de café 1MPa/1min.

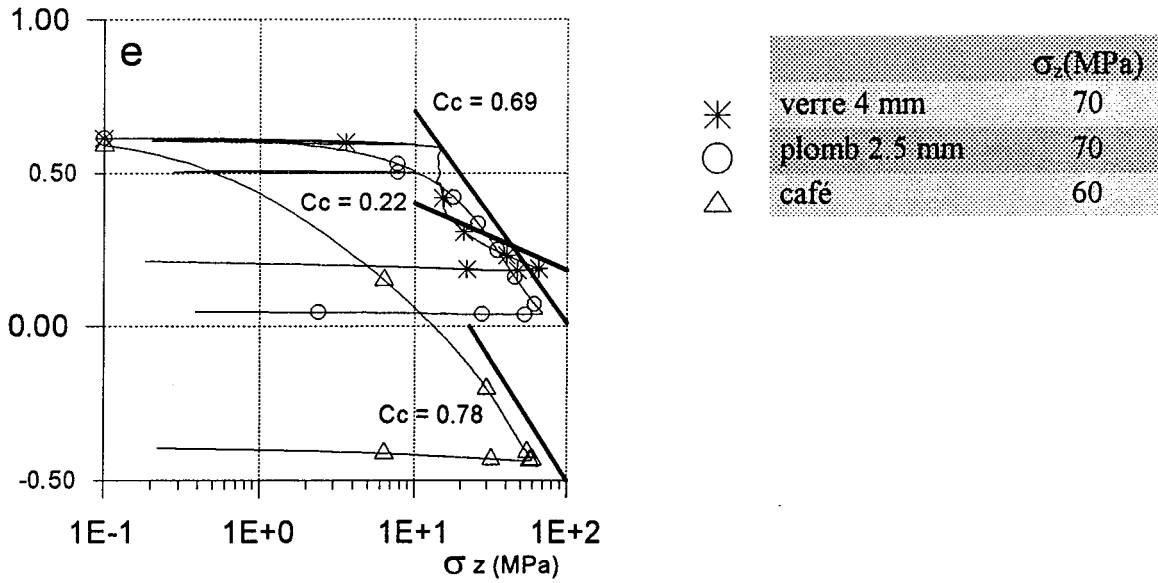


Fig. IV. 35 Essais oedométriques, billes de verre et de plomb, grains de café 1MPa/1min.

Pour observer l'influence de la forme des grains sur le même matériau, nous avons réalisé des essais oedométriques sur le riz long et court (Fig. IV. 36). On peut considérer que la différence de comportement en terme de compressibilité est présente. L'indice de compression donne les valeurs 0.35 (long) et 0.4 (court).

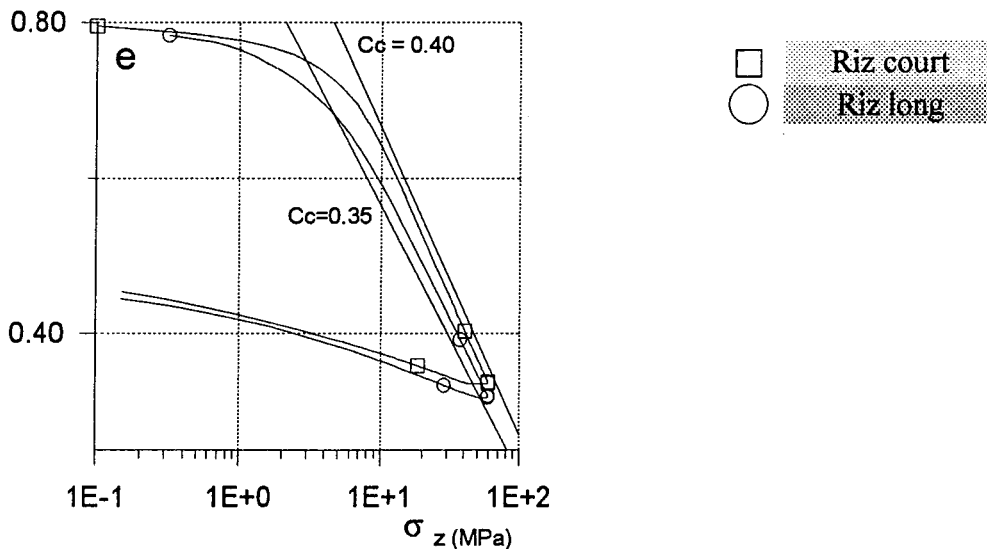
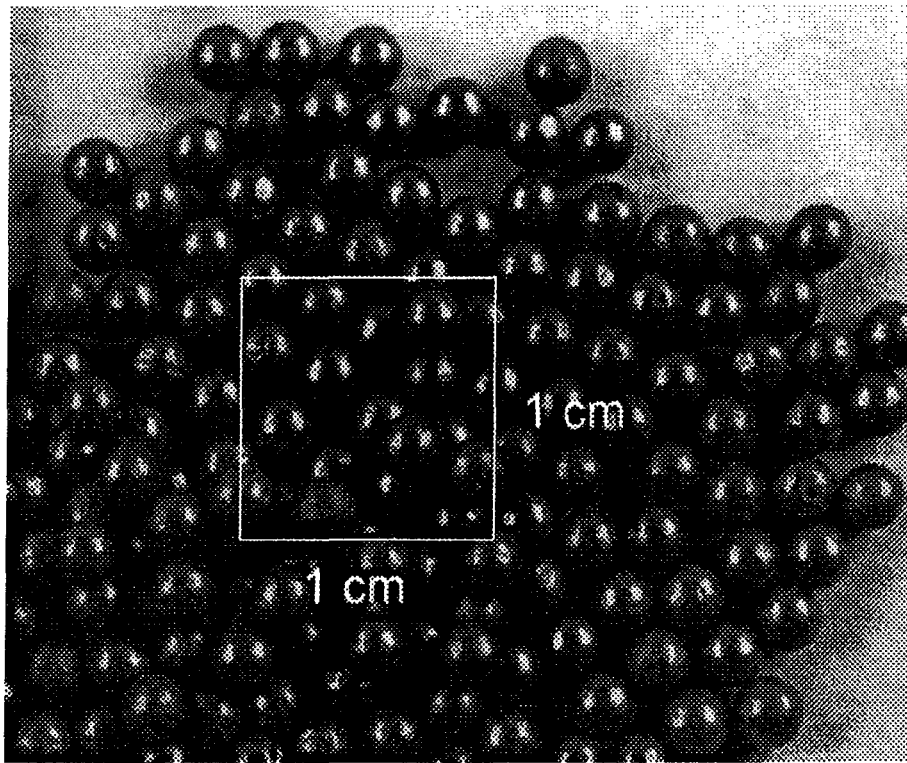
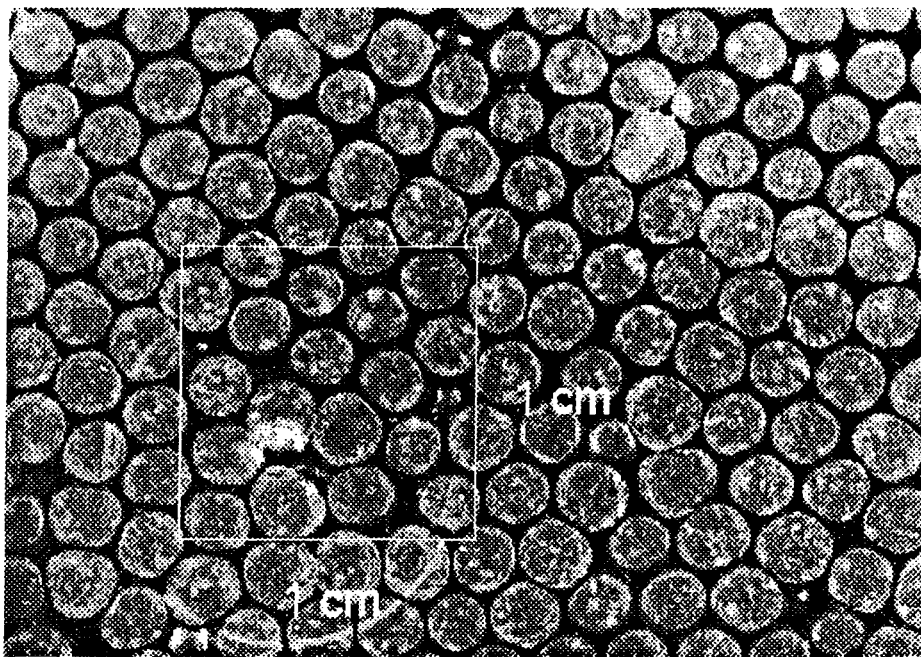


Fig. IV. 36 Essais oedométriques, riz long et court $\sigma_z = 60$ MPa, $V_z = 1$ MPa/1min Effet de la forme des grains



(P10B.bmp)

Photo. IV. 1 Billes de plomb 2.5 mm avant l'essai oedomètre



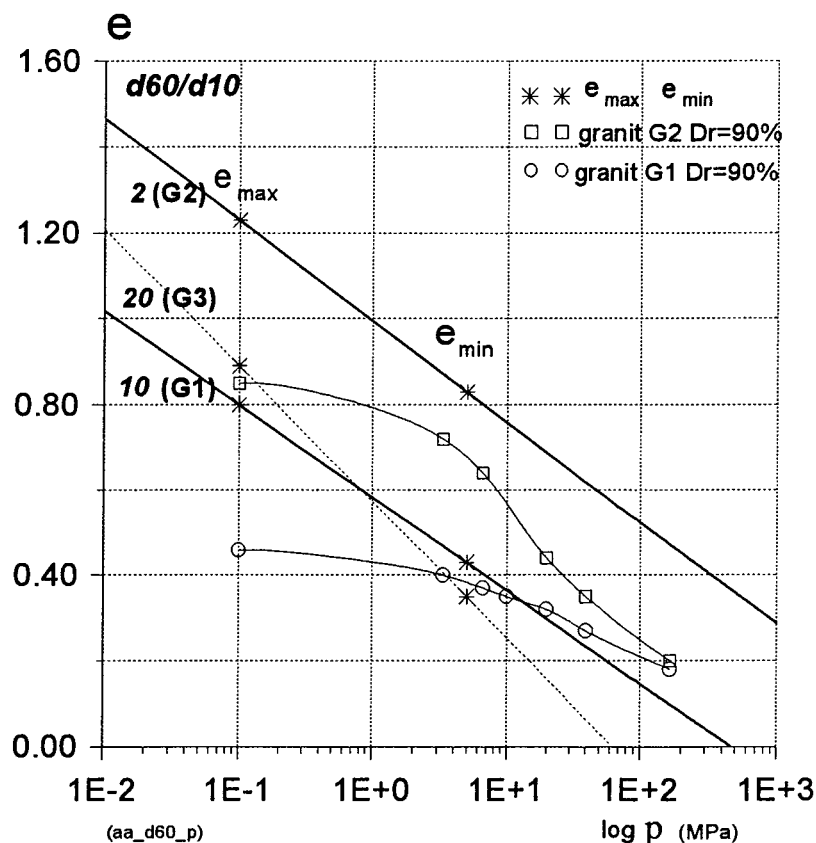
(P10a-x.bmp)

Photo. IV. 2 Billes de plomb 2.5 mm après l'essai oedométrique

IV.3 CONCLUSION

Nous avons réalisés les essais oedométriques sur le granit concassé et sur différents matériaux granulaires: billes de verre et plomb, grains du riz et café. Au cours de ce travail, l'accent a été spécialement mis sur l'influence de i) la granulométrie initiale serrée (G2) ou étalée (G1) et de ii) la densité relative initiale forte ($D_r=90\%$) ou faible (50%) sur le comportement des matériaux granulaires lié à l'écrasement des grains sous fortes contraintes. Ensuite nous avons illustré l'effet sur le comportement du matériau granulaire des caractères fragile et ductile des grains ainsi que de l'influence de la forme des grains.

L'influence de la granulométrie initiale sur le degré d'écrasement des grains est très importante : plus la granulométrie est serrée, plus il y a écrasement. La conséquence de cet écrasement se manifeste de façon très marquée sur la valeur de la compressibilité. On obtient ainsi une valeur de C_c deux fois plus grande pour G2 par rapport à G1. Ce phénomène est bien mis en valeur en ajoutant des essais réalisés sur des échantillons de taille uniforme (même matériau, granit concassé). L'indice de compression varie de 0.55 (3.15 mm, taille uniforme) à 0.38 (G2 serrée) et à 0.14 (G1 étalée).



Nous avons reporté sur le schéma précédent les résultats obtenus sur G1 et G2 dans un diagramme e - $\log p$, où nous avons également placé les relations de plasticité parfaite obtenues par corrélation (Biarez-Hicher), en fonction de d_{60}/d_{10} . Nous voyons que pour G1, nous

obtenons un schéma assez classique, avec une courbe oedométrique qui coupe la courbe de plasticité parfaite, puis tend vers un comportement linéaire au-delà (même si les pentes des deux relations sont différentes). En revanche, le chemin oedométrique de G2 ne vient pas rencontrer la droite de plasticité parfaite, mais au contraire présente avant de l'atteindre une pente élevée qui s'adoucit progressivement et tend vers la relation obtenue pour G1. Sur cette figure, après avoir appliqué la contrainte moyenne de 40 ($\sigma_z=60$ MPa) ou 167 MPa ($\sigma_z=250$ MPa) sur la courbe granulométrique initiale serrée ou étalée, les valeurs de l'indice des vides s'approchent: la différence de l'indice des vides entre les deux courbes types serrée (G2) et étalée (G1) n'est pas significative (0.02). Le matériau avant ou après l'essai n'a plus la même courbe granulométrique: les caractéristiques de ce matériau au début ou à la fin d'essai sont changées par la contrainte appliquée. L'écrasement important des grains pour G2 par rapport à G1 fait tendre les deux matériaux vers des courbes granulométriques semblables, et donc vers un comportement également semblable.

L'effet de la nature des grains (fragile et ductile) a pu être illustré par des essais sur des billes de verre et de plomb. De même, l'effet de la forme a été illustré par des essais sur des grains de riz.

CHAPITRE V.

ANALYSE GRANULOMETRIQUE, ETUDE SUR L'ECRASEMENT DES GRAINS

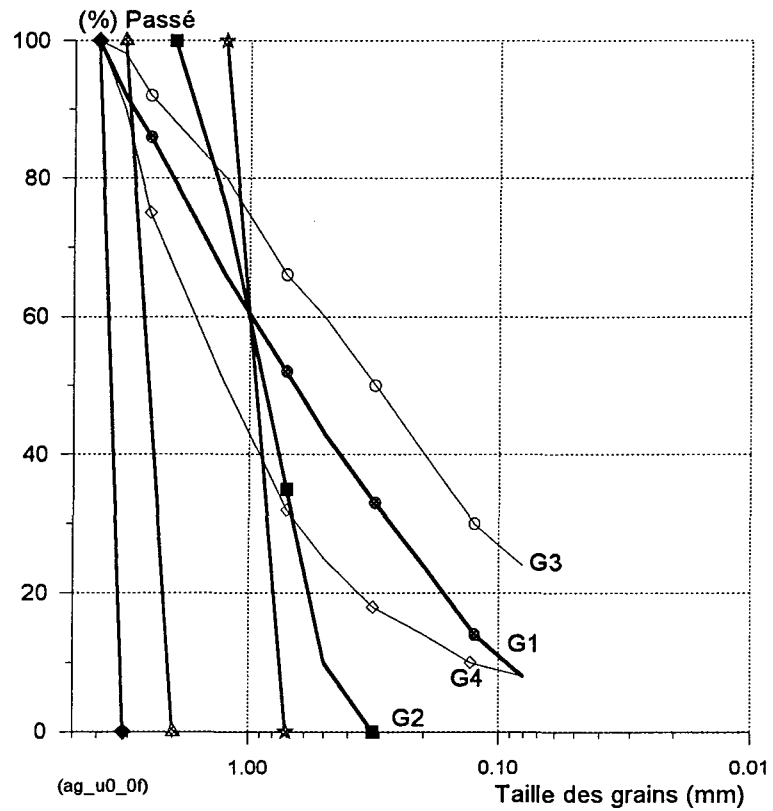


Fig. V. 1 Différentes courbes granulométriques initiales pour les essais

V. INTRODUCTION

Nous avons présenté dans les chapitres précédents les résultats des essais oedométriques et des essais isotropes et triaxiaux sur différents matériaux: granit concassé, billes de verre et plomb, grains de café et de riz. Après chaque essai effectué, l'analyse granulométrique est réalisée systématiquement. Les résultats sont présentés selon les types d'essais et selon les types de matériaux. Ensuite nous avons comparé les différents essais. Les degrés de la rupture; Bt, Br, KIM, d_{60}/d_{10} , k, B10, d_{15f}/d_{15i} sont étudiés en fonction de la contrainte axiale à l'essai oedométrique et la contrainte de consolidation à l'essai isotrope et triaxial. L'énergie des essais est calculée et analysée en fonction des degrés de rupture.

V.1 ECRASEMENT DES GRAINS

Une caractéristique fondamentale des matériaux granulaires sous faibles contraintes de consolidation ($\sigma_3 \leq 1$ MPa) est la dilatance au cours du cisaillement. Les particules d'un sol dense soumis à une contrainte verticale vont "glisser" les unes sur les autres dans un mouvement global de cisaillement. De la sorte, leur arrangement initial est modifié. Si la contrainte de consolidation n'est pas trop élevée, le nouvel arrangement des particules sera moins compact que la configuration originelle. On observera ainsi une augmentation du volume total du sol. En revanche, pour des contraintes de consolidation élevées, la réponse du ne sera plus une augmentation de volume mais une diminution de volume et la rupture des grains.

La quantité de grains écrasés sous forte contrainte dépend en général des éléments suivants;

- 1 . Distribution des tailles des grains: Granulométrie (étalée ou *serrée*)
- 2 . Forme des grains(arrondis ou *anguleux*)
- 3 . Résistance des grains, minéralogie (*faible* ou forte)
- 4 . Indice des vides; densité relative (faible ou *forte*)
- 5 . Présence ou absence d'eau (*présence* ou absence))
- 6 . Etat de contrainte de consolidation (faible ou *forte*)
- 7 . Contrainte déviatoire (faible ou *forte*)
- 8 . Vitesse de déformation (*faible* ou élevée)

Nous avons noté en gras les éléments favorables à la rupture des grains. D'autre part parmi ces 8 éléments répertoriés nous pouvons dire à la lecture de la bibliographie (chapitre II) que les éléments 3, 6 et 7 sont prépondérants, puis viennent les éléments 1 et 2 afin les éléments 4, 5 et 8 n'apportent que des modifications légères aux résultats.

Le coefficient d'uniformité, $C_u = D_{60}(1 \text{ mm})/D_{10}(0.1 \text{ mm})$ de la courbe originale type 1(G1) est égal à 10 et celui de la courbe originale type 2(G2) est égal à 2. La plus grande taille de grain est inférieure à 4 mm, la plus petite taille mesurée est 0.08 mm dans le cas de G1. La taille des grains de G2 est entre 2 mm et 0.315 mm. Pour mesurer les tailles plus petites que 0.08 mm, il faut utiliser la sédimentométrie.

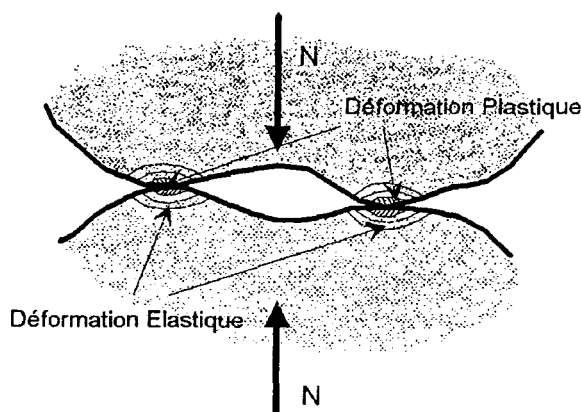


Fig. V. 2 Déformation plastique sur le matériau anguleux

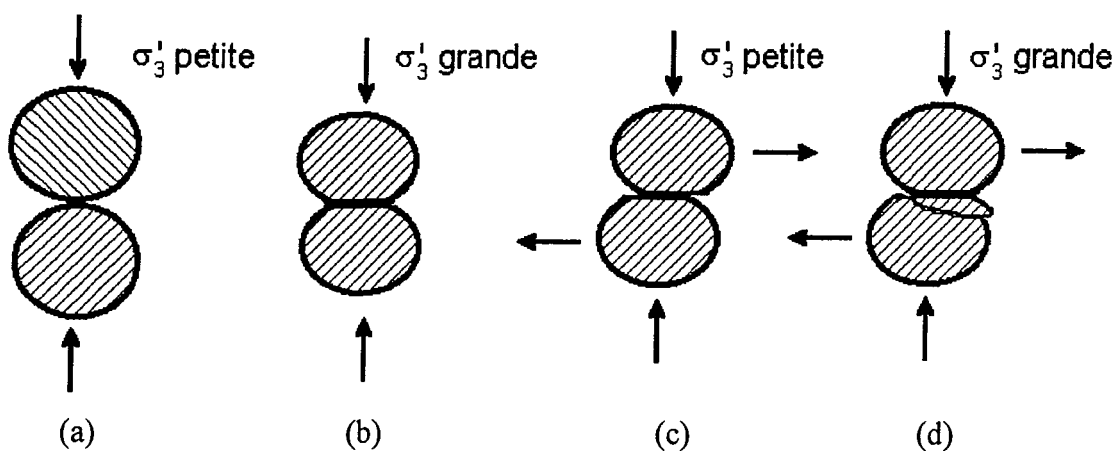


Fig. V. 3 Déformation plastique sur le matériau arrondi

Les grains de granit concassé qui sont à la base de notre étude sont anguleux à très anguleux. La rupture des grains concerne deux phénomènes: une rupture des aspérités et des arêtes vives et une rupture des gains eux-mêmes par naissance et propagation de fissuration interne.

L'écrasement dû aux couches dures et molles concernent le matériau altéré. Nous pouvons considérer notre matériau de granit concassé comme un matériau sans altération chimique, donc sans présence de couche molle.

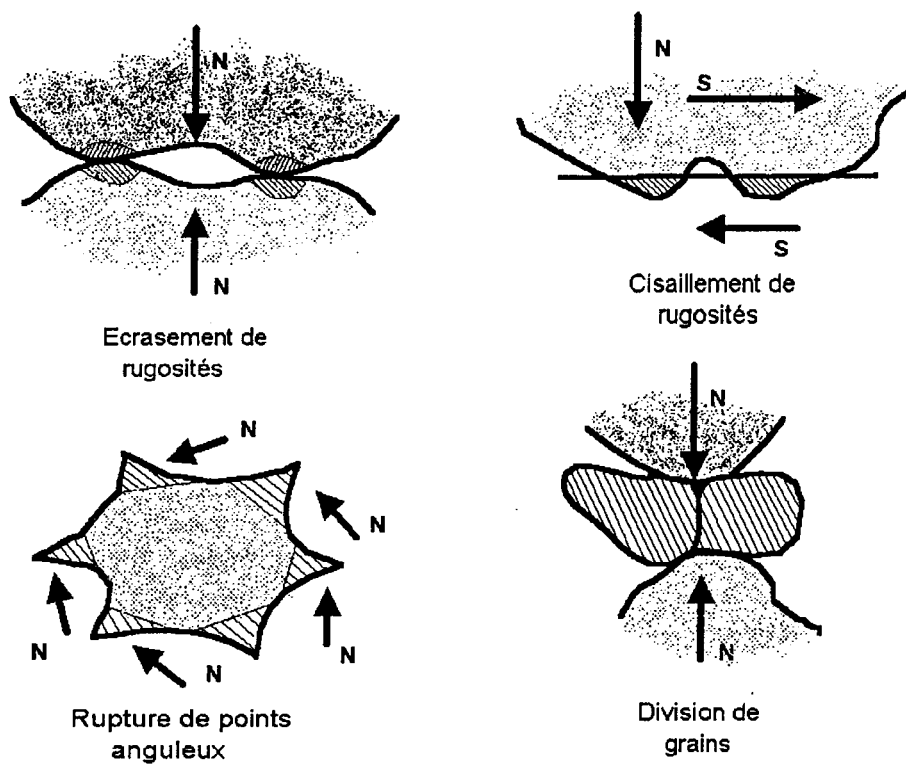


Fig. V. 4 Différents types d'écrasement des grains selon l'angularité, l'aspérité et l'anisotropie

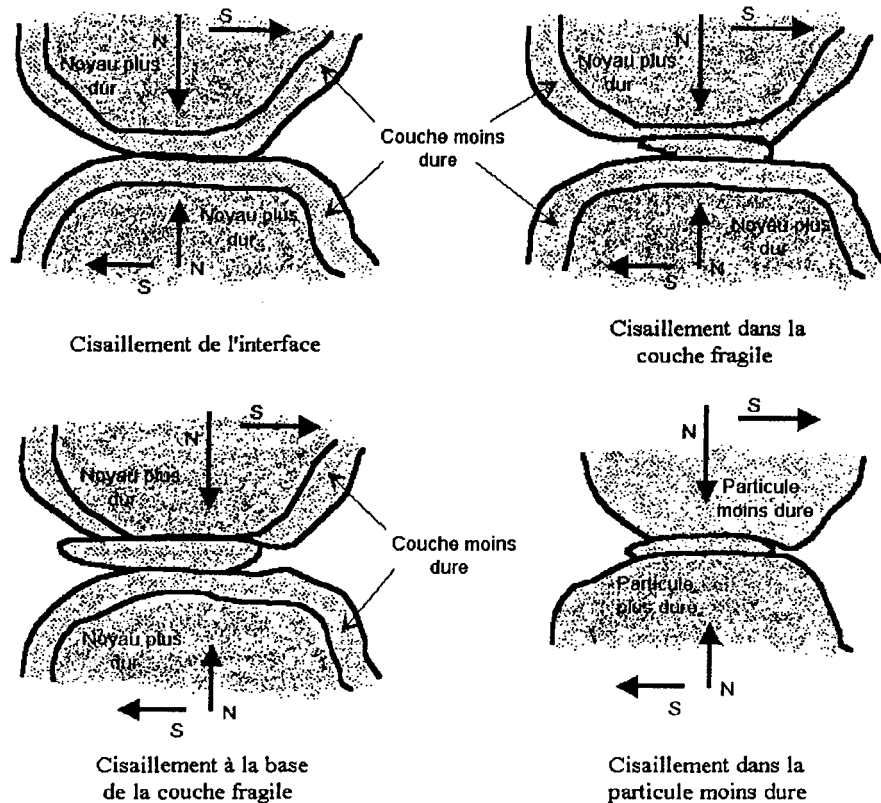


Fig. V. 5 Différents types d'écrasement des grains selon les couches dures ou molles

V.1.1 RELATION ENTRE L'INDICE DES VIDES, LE COEFFICIENT D'UNIFORMITE ET LA FORME DES GRAINS

Biarez et Hicher ont proposé des corrélations permettant de relier les valeurs de e_{\max} et e_{\min} caractéristiques granulométriques: étalement granulométrique représenté par d_{60} / d_{10} et forme des grains. Les figures (Fig.V. 6 et Fig.V.7) présentent ces corrélations. Nous y avons placé les valeurs obtenues pour nos matériaux G1, G2 et G3. Nous voyons que les valeurs mesurées pour e_{\max} et e_{\min} sont accord avec les graphes proposés par Biarez et Hicher, et représentatives des grains anguleux à très anguleux ce qui est en accord avec l'observation. Nous avons également utilisé les corrélations proposées par les mêmes auteurs afin de situer la relation de plasticité parfaite dans le plan e - $\log \sigma_3$. Elle passe par $\sigma_3=70$ kPa pour $e= e_{\max}$ et $\sigma_3=3$ MPa pour $e= e_{\min}$. Sur la Fig.V.8 nous avons reporté les valeurs obtenues pour G1, G2 et G3 en même temps que les diagrammes proposés pour des grains subanguleux. Nous obtenons donc un décalage lié à la fine des grains. Pour G1 et G3, les deux courbes se coupent ce qui apparaît en contradictoire avec la nature des corrélations. Nous expliquons ce phénomène par la présence d'un pourcentage de fins importants dans le cas de G3: 23 % < 80 μ m (pour G1: 8 % < 80 μ m).

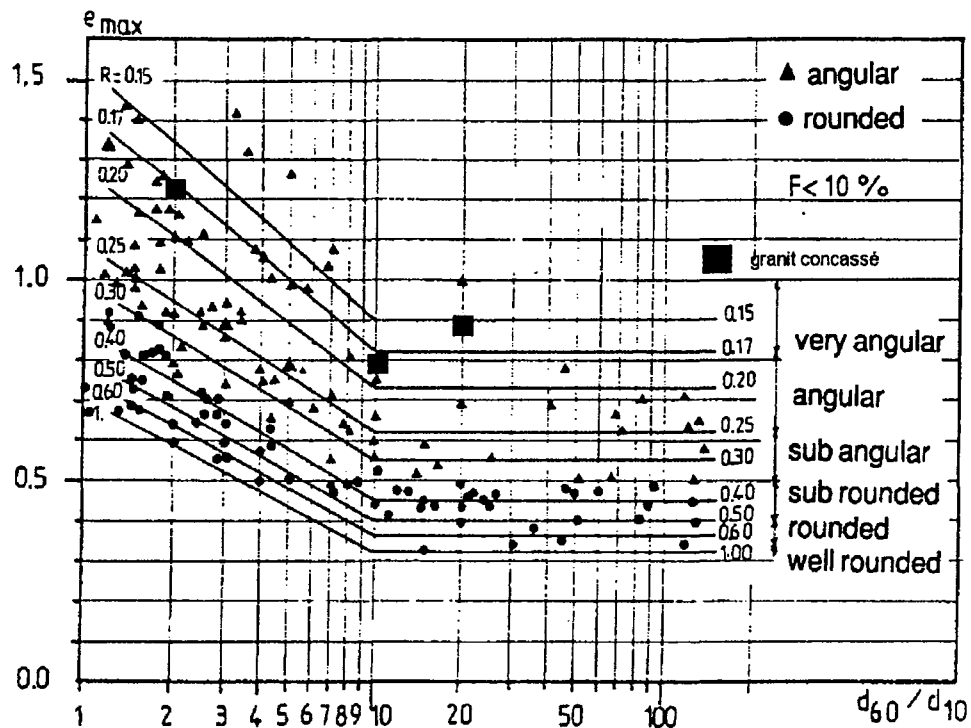


Fig. V. 6 Indice des vides maximum en fonction de C_u et de la forme des grains (Biarez & Hicher, 1994)

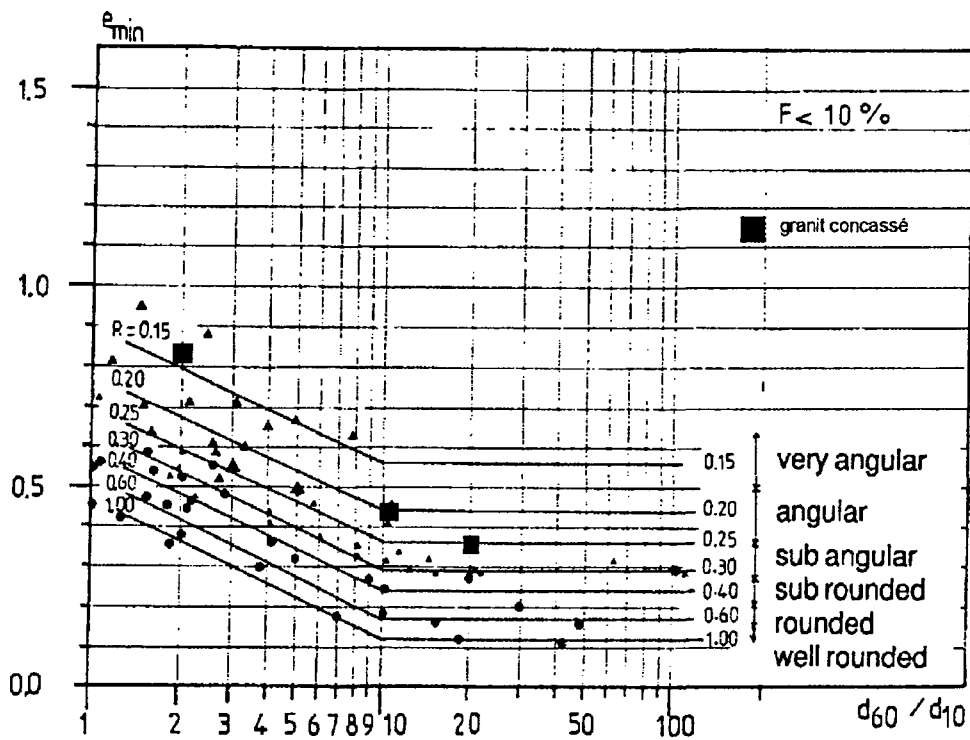


Fig. V. 7 Indice des vides minimum en fonction de C_u et de la forme des grains (Biarez & Hicher, 1994)

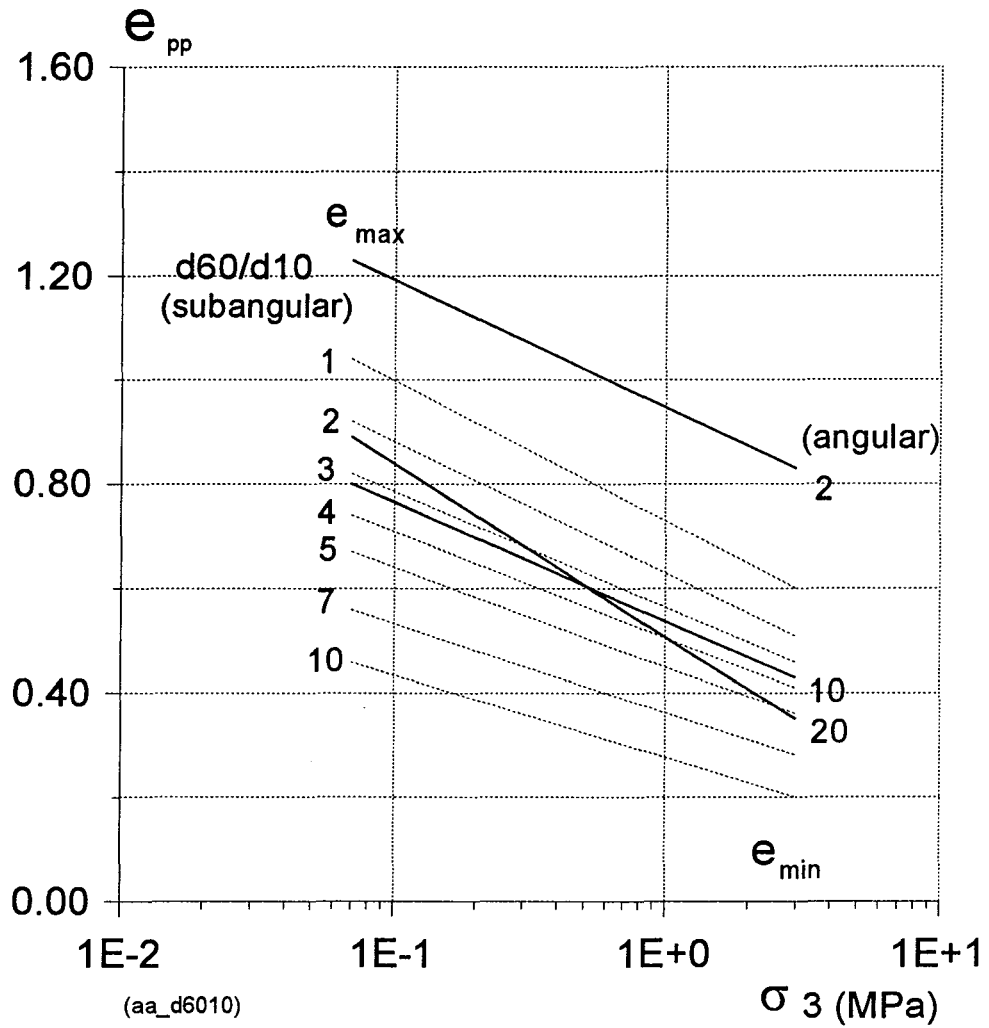


Fig. V. 8 Indice des vides minimum et maximum en fonction de Cu et de la forme des grains

V.1.2 TAMISAGE

Le simple tamisage a besoin d'une procédure assez complexe explicitée dans le diagramme suivant. Avant chaque tamisage tous les tamis sont nettoyés et pesés (la précision du poids 0.01g). Nous avons vérifié les poids de tous les tamis à chaque tamisage.

Avant l'analyse granulométrique, certains matériaux doivent être lavés avec de l'eau en utilisant des produits dégraissants. Ceci doit être fait dans le cas la cellule ATLAS qui fonctionne en présence d'huile, et dans le cas d'essais avec échantillon sec.

Pour faire sécher les échantillons, dans le cas du granit on utilise le four. Dans le cas du café ou du riz, on ne peut pas utiliser le four car on risque de dénaturer les échantillons en les faisant cuire. Donc, on laisse sécher à température ambiante jusqu'à évaporation quasi complète de l'eau contenue dans l'échantillon (temps assez long), et ensuite seulement on passe les échantillons au four.

La préparation d'un échantillon est importante car la précisions de la dernière étape de tamisage dépend entièrement de la première étape de préparation c'est-à-dire la pesé de chaque poids distribué selon la courbe granulométrique initiale. Les 10 tamis sont utilisés pour la courbe granulométrique initiale étalée G1, les 8 tamis pour la courbe serrée G2.

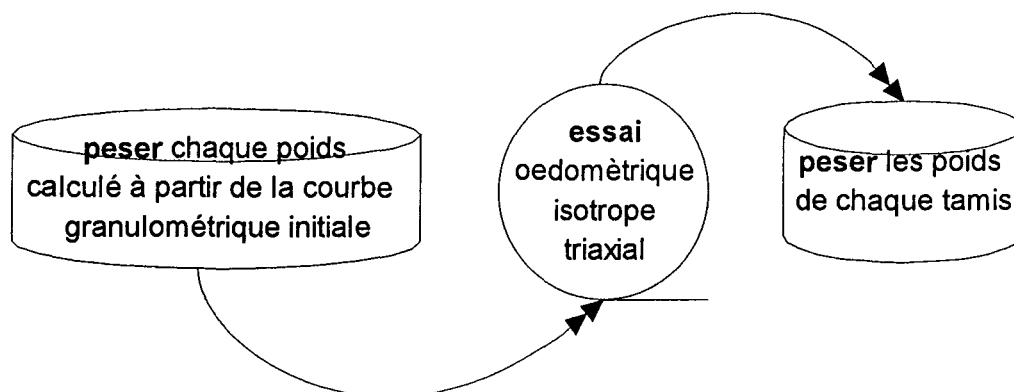


Schéma. V. 1 Importance de peser le matériau

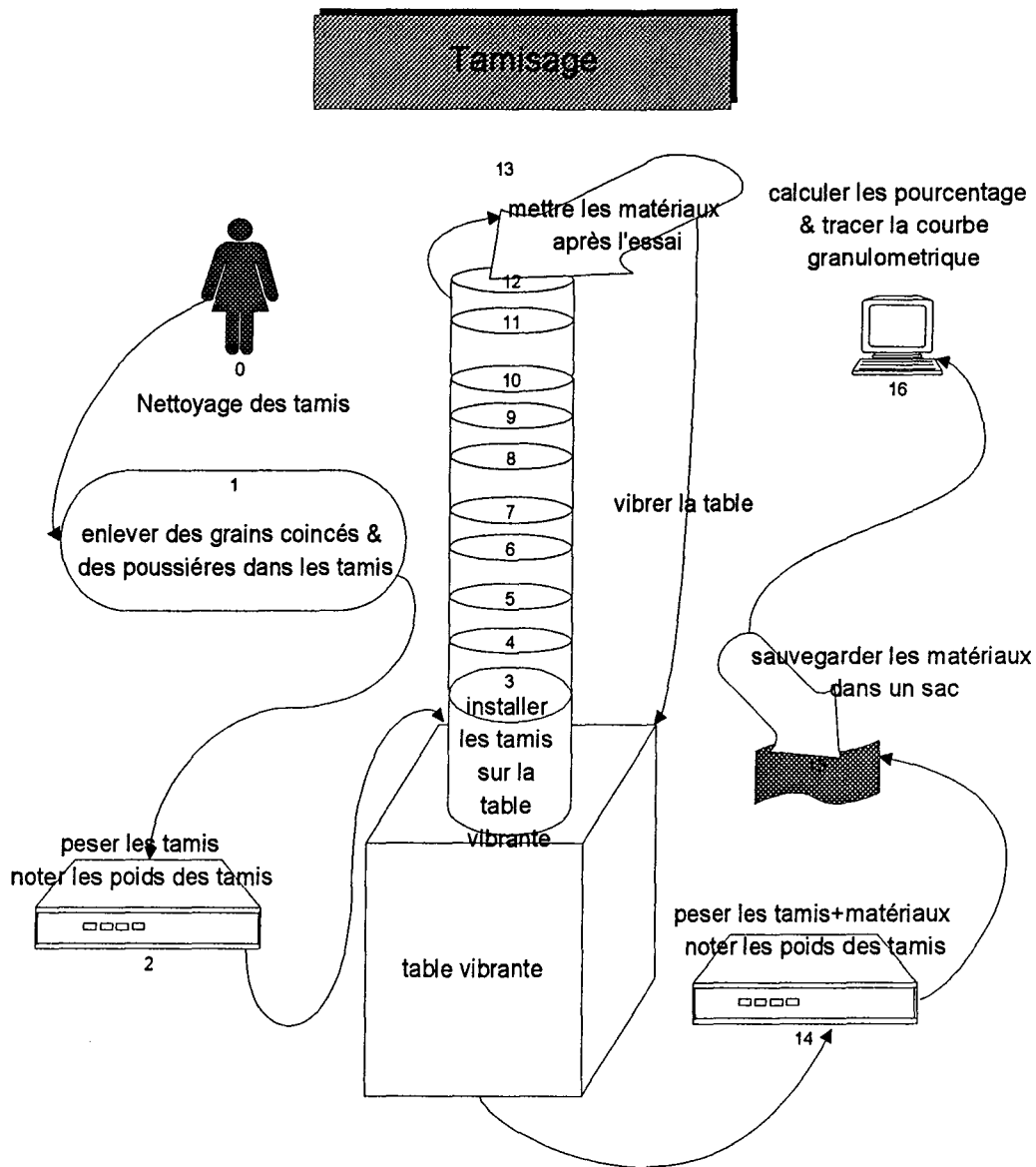


Schéma. V. 2 Procédure de tamissage

V.2 ANALYSE GRANULOMETRIQUE SUR LES ESSAIS REALISES

V.2.1 ANALYSE GRANULOMETRIQUE SUR LES ESSAIS OEDOMETRIQUES

Les résultats des essais oedométriques effectués en fonction de la contrainte axiale 5, 10, 15, 30, 60, 75, 250 MPa sont étudiés pour l'analyse granulométrique. La première campagne sur la courbe granulométrique étalée G1 a porté sur l'influence de la densité relative initiale ($D_r=50$ et 90 %). La deuxième série des essais a mis l'accent sur l'influence de la courbe granulométrie initiale serrée G2 par rapport à la courbe type étalée G1.

V.2.1.1 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques sur le granit concassé G1

Les essais à faible densité présentent ($D_r=50\%$) une certaine évolution de la granulométrie selon la contrainte verticale σ_z . Mais l'intervalle entre deux essais est difficile à distinguer (Fig. V. 9 (a)) jusqu'à $\sigma_z = 60$ MPa. Les courbes à forte densité ($D_r=90\%$) sont mieux individualisées (Fig. V. 9 (b)). L'influence des densités différentes sur les essais pour la contrainte verticale 60 MPa n'est pas visible. L'écrasement des grains à l'essai oedométrique sous la contrainte verticale 250 MPa (Fig. V. 9) est par contre nettement plus grand.

L'influence de la densité initiale ($D_r=50, 70$ et 90%) ne se manifeste pas pour les essais oedométriques ($\sigma_z = 60$ MPa) sur le matériau (Fig. V. 11). Le granit concassé G1 à la contrainte verticale 60 MPa à deux densités relatives 50 et 90 % est présenté sur la Fig. V. 10 (a). Pour vérifier ce phénomène, on a augmenté la contrainte axiale jusqu'à 250 MPa. Les essais oedométriques ($D_r=50$ et 90% , $\sigma_z = 250$ MPa) confirment le résultat sur la Fig. V. 10 (b).

L'influence du nombre de cycles (4 chargements et déchargements à $\sigma_z = 60$ MPa) n'est pas visible à la densité 90 % (Fig. V. 12 (a)). Elle apparaît par un très léger décalage de la courbe granulométrique pour $D_r=50\%$ (Fig. V. 12(b)),

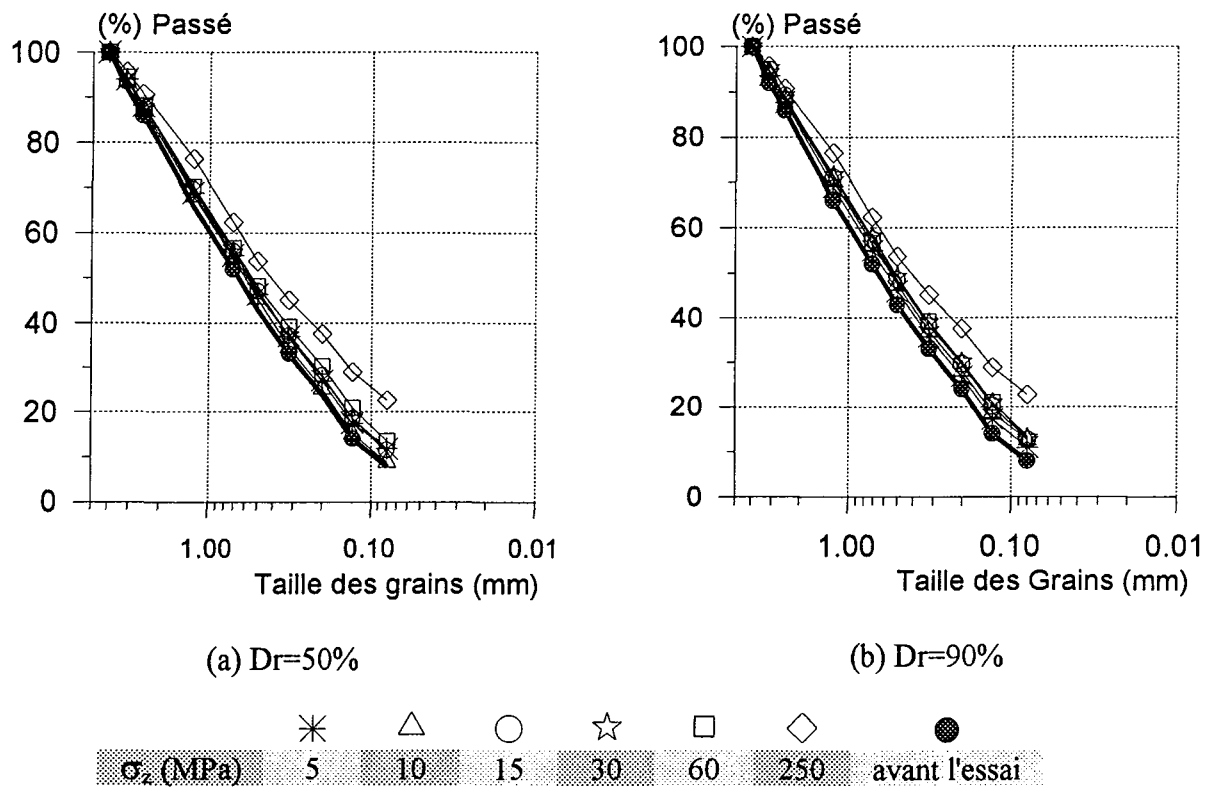


Fig. V. 9 Essais oedométriques, G1 différente densité relative, $\sigma_{z\max} = 250$ MPa
Effet de la contrainte verticale

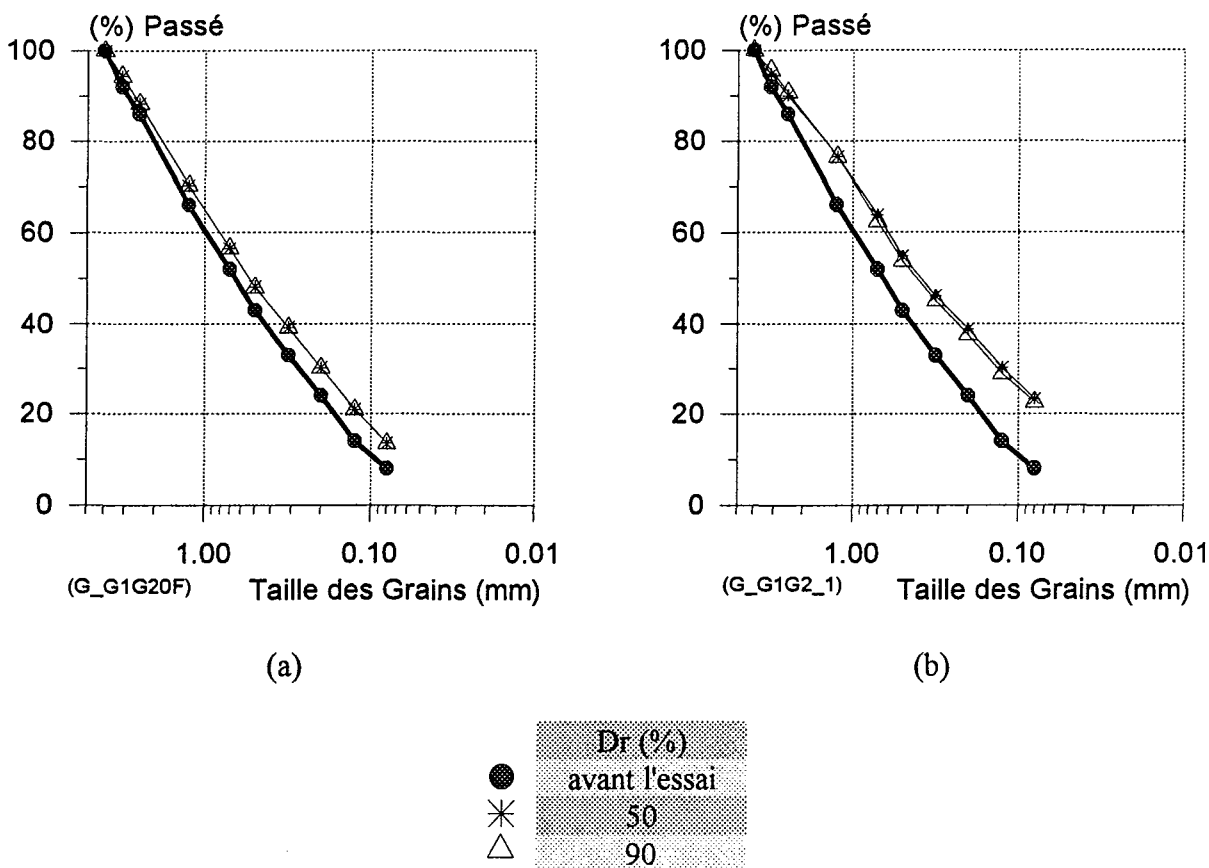


Fig. V. 10 Essais oedométriques, granit concassé G1, (a) $\sigma_z = 60$ MPa (b) $\sigma_z = 250$ MPa
Effet de la densité relative initiale

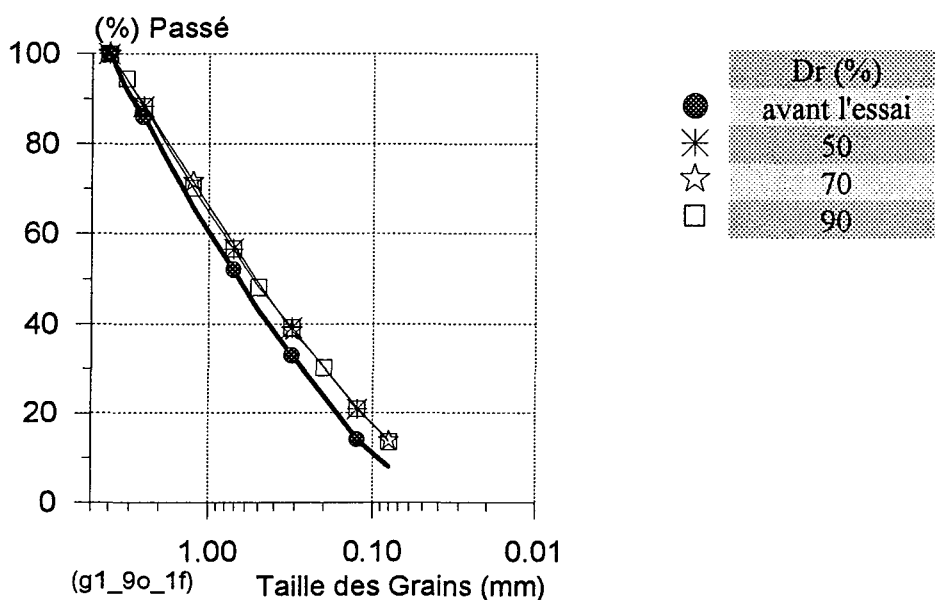


Fig. V. 11 Essais oedométriques, granit concassé G1, $Dr=50, 70$ et 90% , $\sigma_z = 60$
Effet de la densité relative

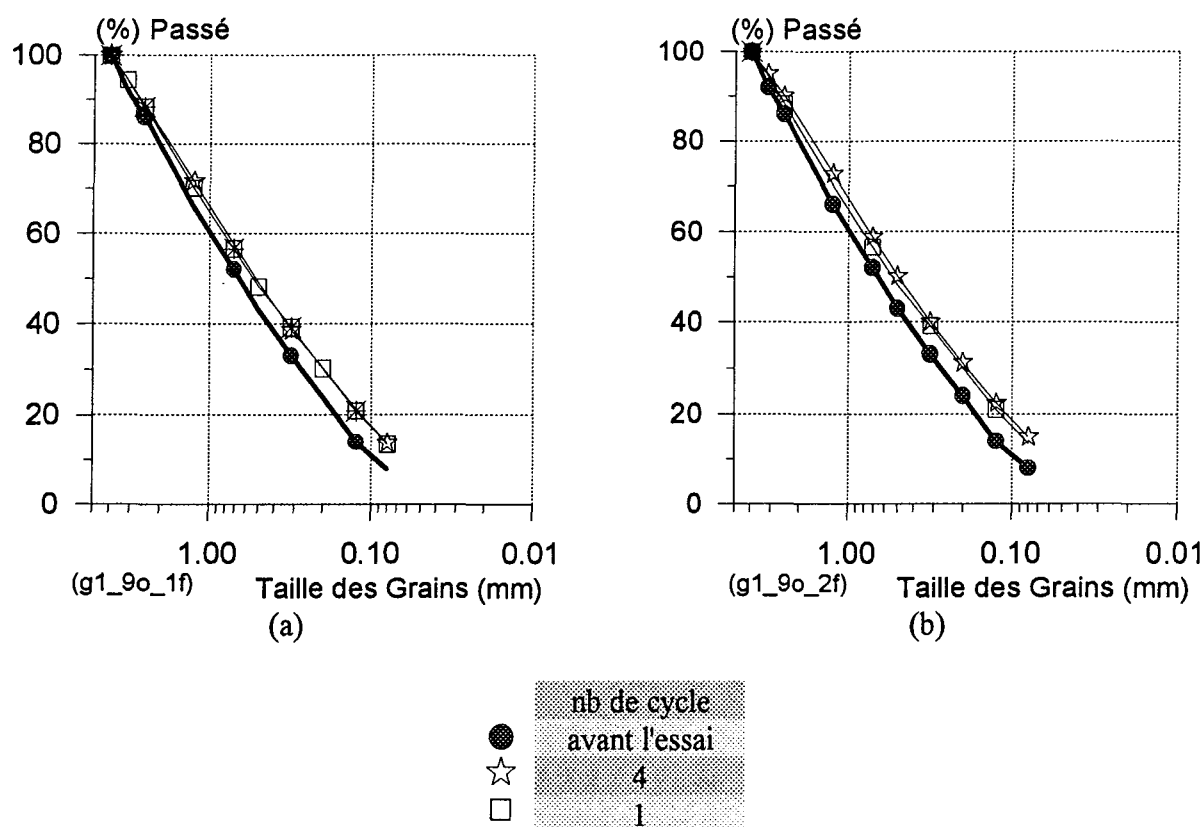


Fig. V. 12 Essais oedométriques, granit concassé G1, (a) $D_r=90\%$ (b) $D_r=50\%$, $\sigma_z = 60$ MPa
Effet du nombre de cycles

V.2.1.2 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques sur le granit concassé G2

L'évolution de la courbe granulométrie G2 sur la série des essais oedométriques apparaît clairement en fonction de la contrainte axiale de 5 à 250 MPa. Pour les essais à $\sigma_z = 5$ et 10 MPa et 60 et 75 MPa (Fig. V. 13) l'écart entre les courbes n'est pas très important.

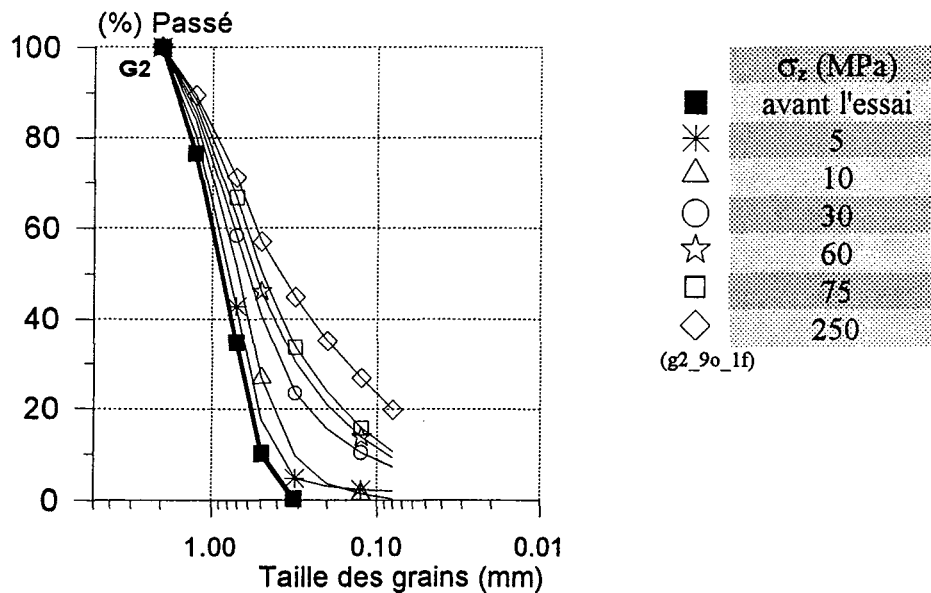


Fig. V. 13 Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r=90\%$, $\sigma_z \text{ max} = 250$ MPa
Effet de la contrainte verticale

Par contre l'influence de la densité initiale ($D_r=50$ et 90%) ne se manifeste pas comme le montrant les essais oedométriques à $\sigma_z = 60$ MPa sur le matériau G2 (Fig. V. 14).

L'effet des 4 cycles par rapport à un seul cycle de chargement ne se manifeste pas de manière significative (Fig. V. 15), même si on peut noter un léger décalage de la courbe après les cycles.

Les effets de la vitesse de chargement et déchargement (plus élevée ou moins élevée par rapport à la vitesse standard =1 MPa/min) n'apparaissent pas sur le matériau G2. La vitesse 5 fois plus élevée (5 MPa/min) n'a pas influencé l'écrasement des grains (Fig. V. 17). Les différents temps morts (1 heure et 12 heures) entre le chargement et le déchargement ne donnent pas non plus d'effet sur l'écrasement des grains sur le matériau G2. (Fig. V. 16). On a appliqué les différentes vitesses; 1MPa/1min et 1MPa /50min pour la contrainte axiale 10 MPa: le résultat (Fig. V. 18) ne donne aucune différence pour ces deux essais.

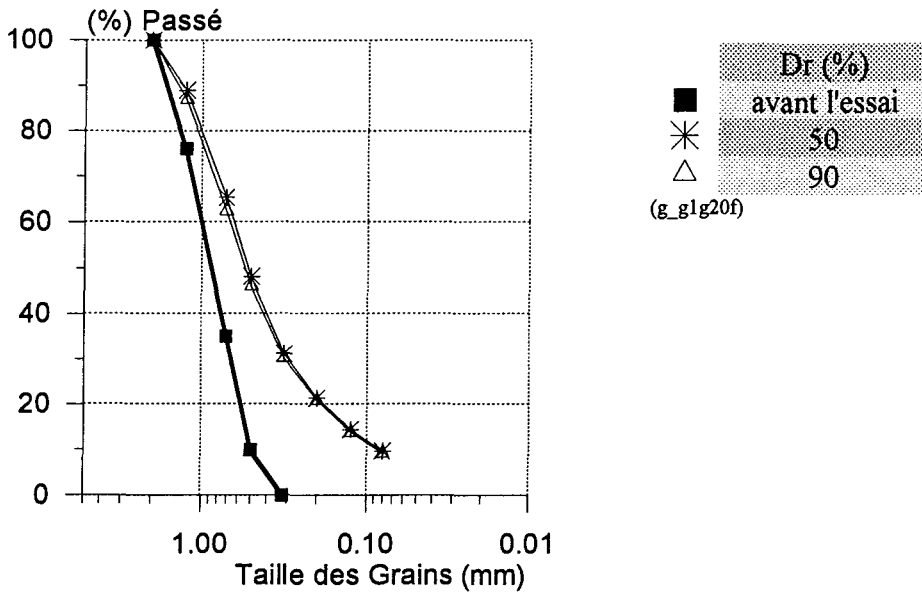


Fig. V. 14 Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r=90\%$, 1 cycle, $\sigma_z = 60$ MPa
Effet de la densité relative initiale

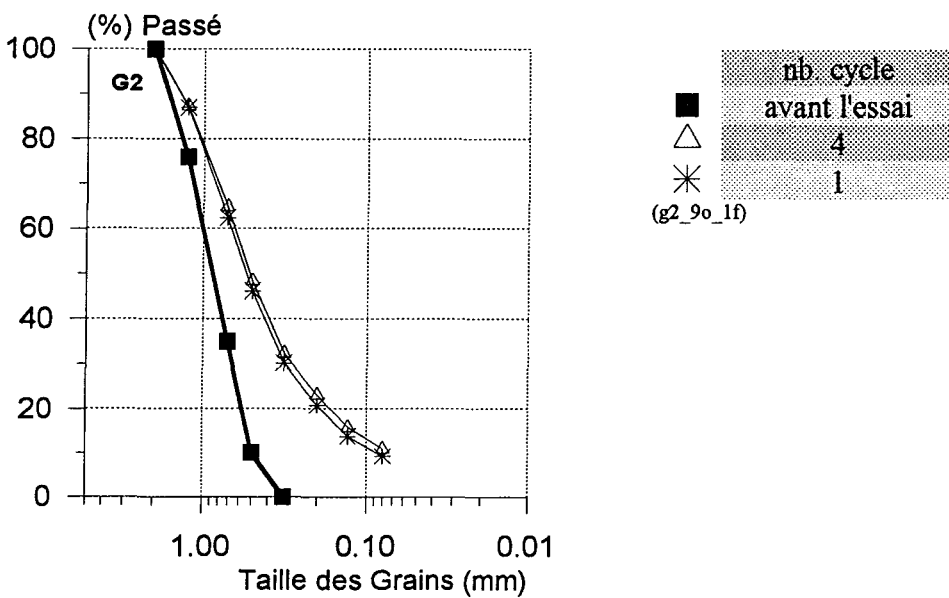


Fig. V. 15 Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r=90\%$, $\sigma_z= 60$ MPa
Effet des cycles

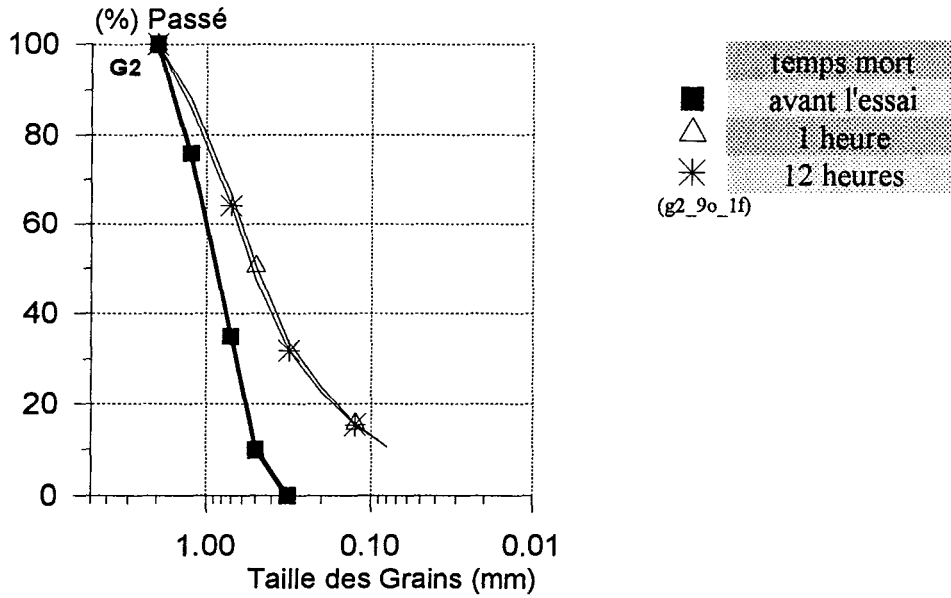


Fig. V. 16 Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r=90\%$, $\sigma_z=60$ MPa
Effet du temps mort entre 1 heure et 12 heures

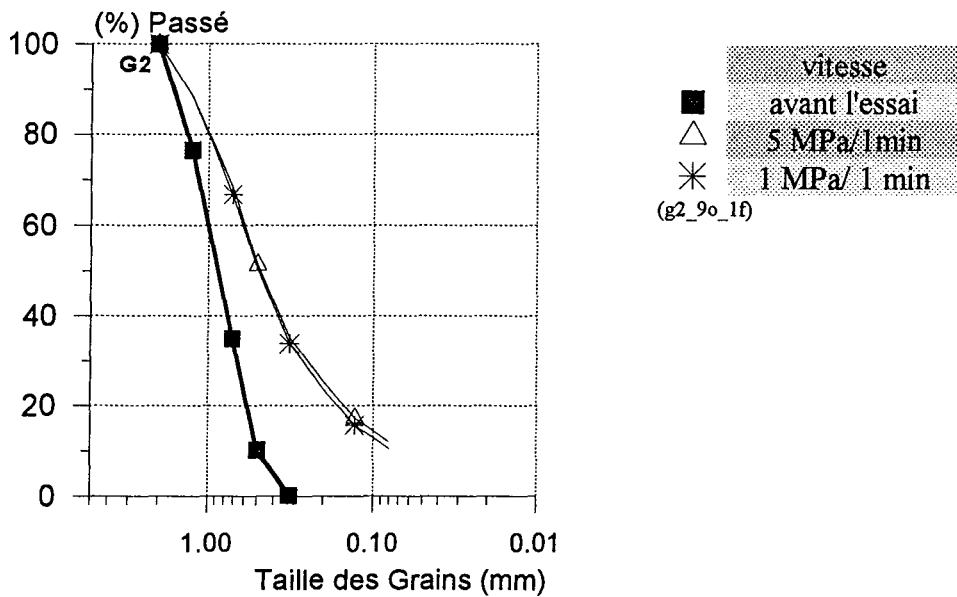


Fig. V. 17 Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r=90\%$, $\sigma_z=75$ MPa
Effet de la vitesse de chargement

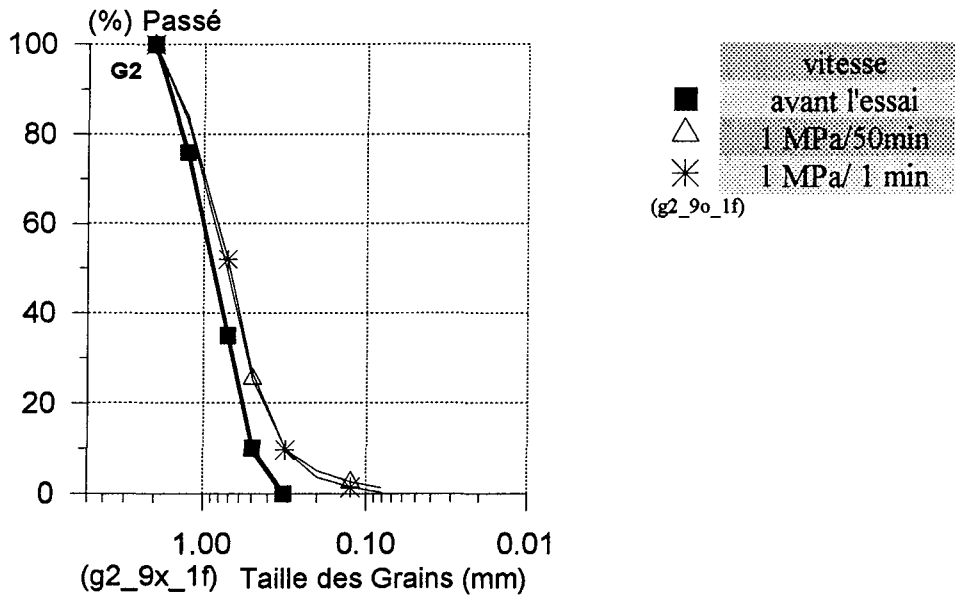


Fig. V. 18 Essais oedométriques, granit concassé G2, $D_r=90\%$, $\sigma_z = 10$ MPa
Effet de la vitesse de chargement

V.2.1.3 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques sur le granit concassé, granulométrie de tailles uniformes (3.15, 2, 0.71 mm)

Dans la littérature les auteurs montrent que plus la courbe granulométrie est serrée plus il y a rupture des grains. Ce phénomène apparaît clairement sur quelques essais avec les échantillons composés d'une taille uniforme (3.15, 2, 0.71 mm). La figure ci-dessous présente ces résultats pour $\sigma_z = 60$ MPa. Les tailles voisines, 3.15 et 2 mm donnent presque le même degré de rupture. Les différences entre les différentes courbes granulométriques sont bien claires.

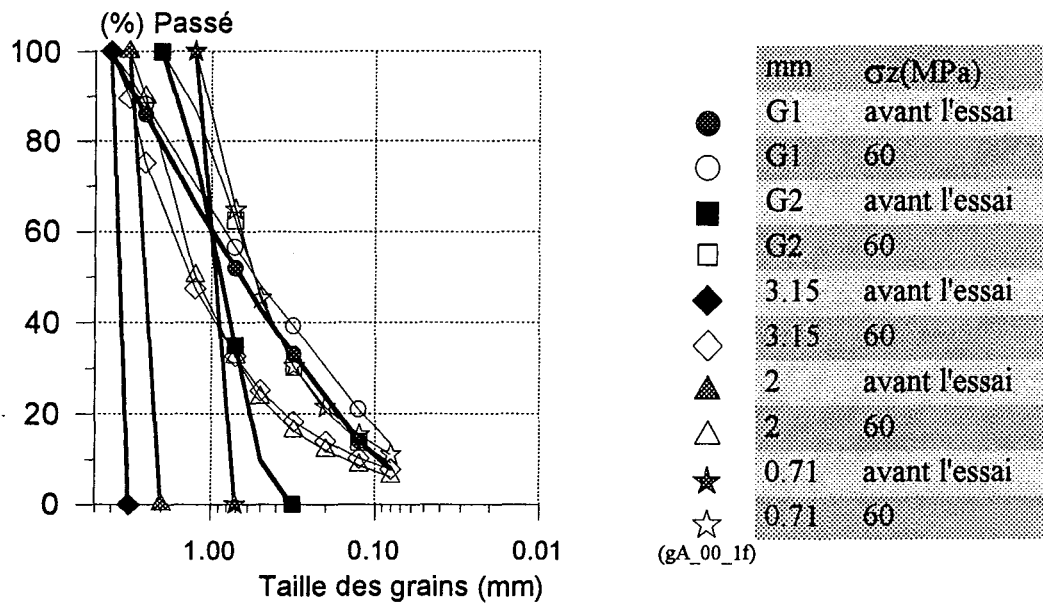


Fig. V. 19 Essais oedométriques, différentes courbes granulométriques initiales

V.2.1.4 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques sur les billes de verre de 4 mm

L'essai oedométrique sur les billes de verre de diamètre 4 mm soumis à une contrainte verticale $\sigma_z = 70$ MPa présente une évolution granulométrique telle qu'indiquée sur la Fig. V. 20. Ce résultat est comparé avec celui de l'essai oedométrique sur le granit concassé, de taille uniforme 3.15 mm. La forme des billes est sphérique, celle des grains de granit est très anguleuse. Le degré de la rupture ne montre pas de différence très significative entre ces deux courbes. Par contre les courbes oedométrique (voir chapitre IV) ont montré que la rupture a été plus progressive dans le cas des grains anguleux.

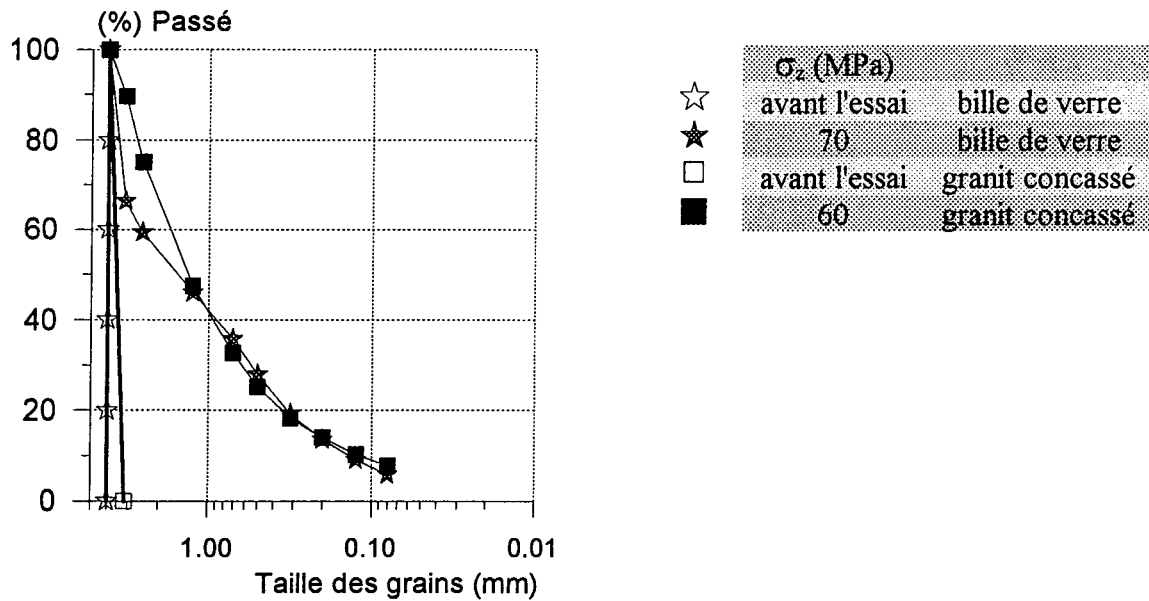


Fig. V. 20

Essais oedométrique, billes de verre 4 mm et granit concassé de taille uniforme de 2.5 mm

V.2.1.5 Analyse granulométrique sur les essais oedométriques sur le riz court et long

Les essais oedométriques sur le riz court et long ont montré une légère différence de compressibilité (chapitre IV; $C_c=0.4$: long et 0.35 : court). Mais au niveau de la granulométrie on ne voit pas grande différence entre les deux courbes. En comparant le riz court avec le granit concassé G2 (essai oedométrique à la contrainte verticale de 60 MPa), on peut penser que les grains de riz se sont fragmentés en éléments plus petits, alors que les mécanismes de rupture des grains de granit concernent à la fois des ruptures de grains et des ruptures d'arêtes (d'où une production importante de fins), considérer le riz comme un matériau un peu plus ductile (bien que dans un état sec à 100%) et le granit comme un matériau plus fragile.

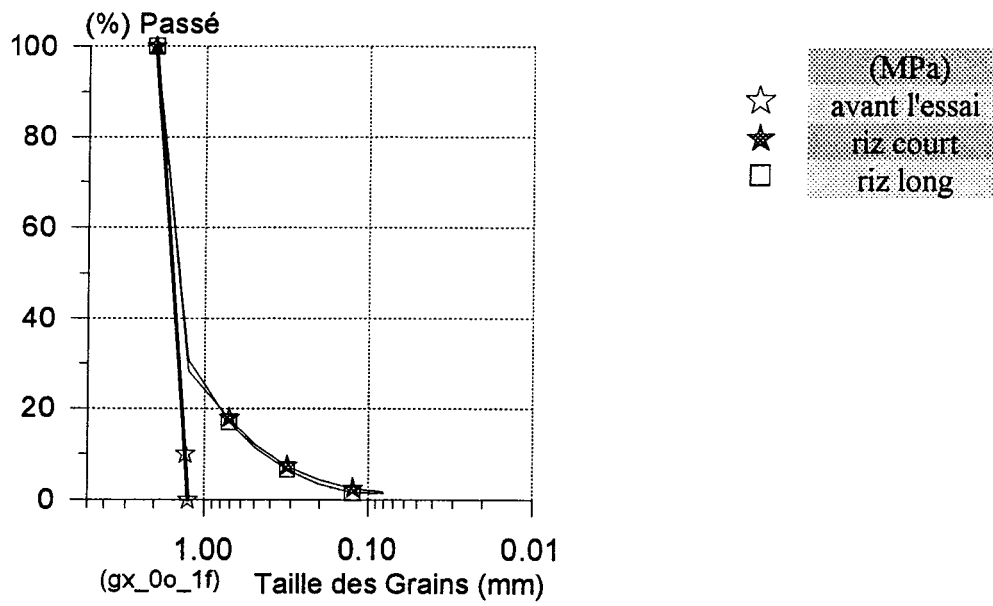


Fig. V. 21 Essais oedométrique, riz court et long, $\sigma_z=60$ MPa

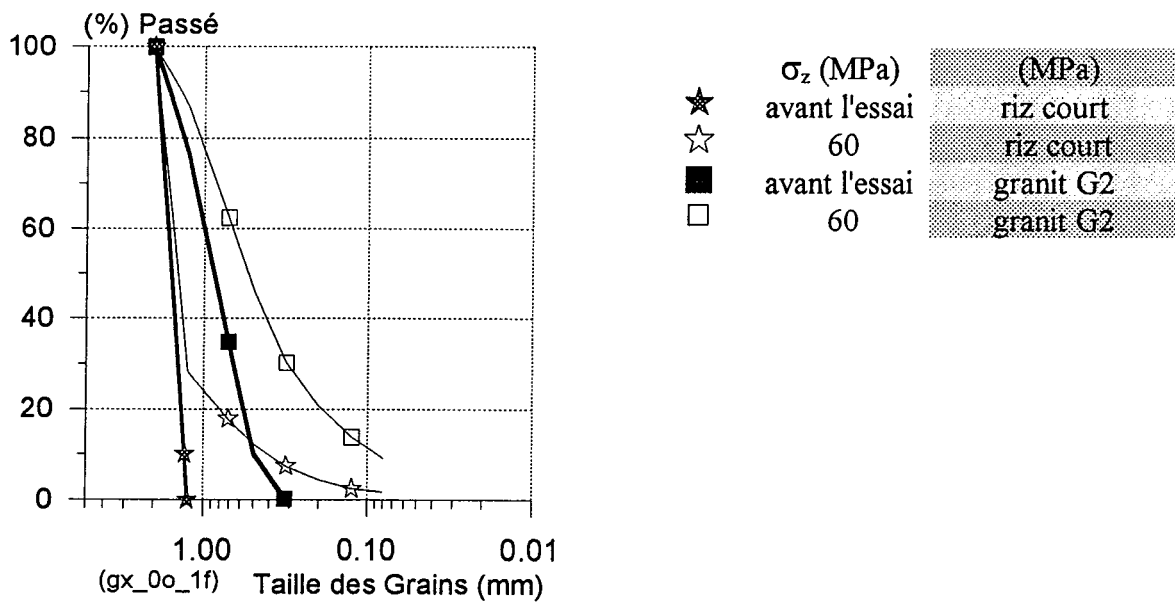


Fig. V. 22 Essais oedométrique, riz court et granit concassé G2, $D_r=90\%$, $\sigma_z=60$ MPa

V.2.2 ANALYSE GRANULOMETRIQUE SUR LES ESSAIS ISOTROPES

V.2.2.1 Analyse granulométrique sur les essais isotropes sur le granit concassé G1

Les ruptures des particules au cours des essais isotropes (jusqu'à $\sigma_3 = 60$ MPa) sont en nombre limité. L'essai à $\sigma_3=15$ MPa a montré un peu de décalage entre la courbe originelle et celle après l'essai pour les deux densités(50% et 90%). Mais les contraintes de consolidation inférieures à 15 MPa ne donnent pas d'évolution significative.

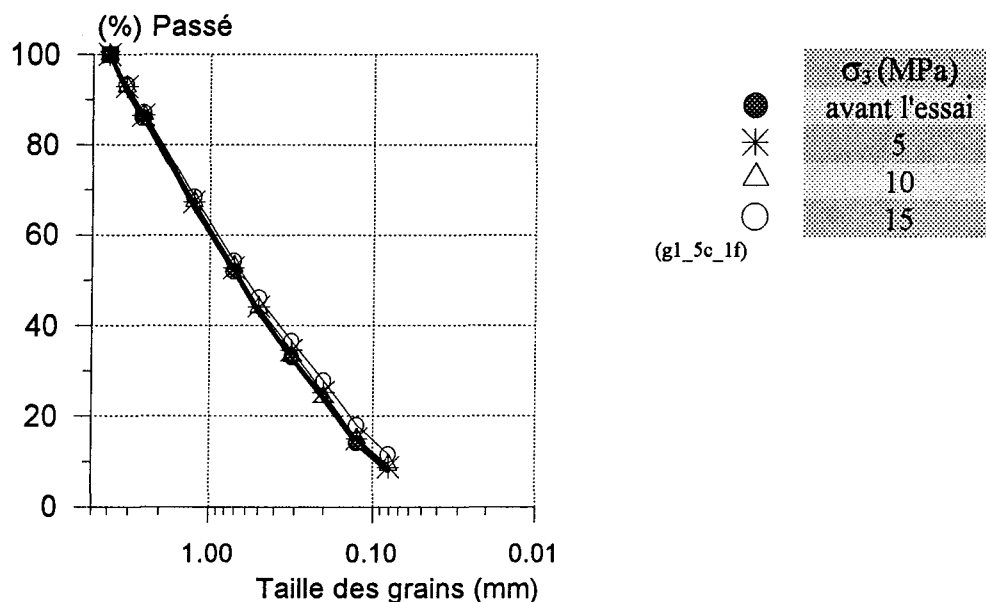


Fig. V. 23 Essais isotropes, granit concassé G1, $D_r=50\%$

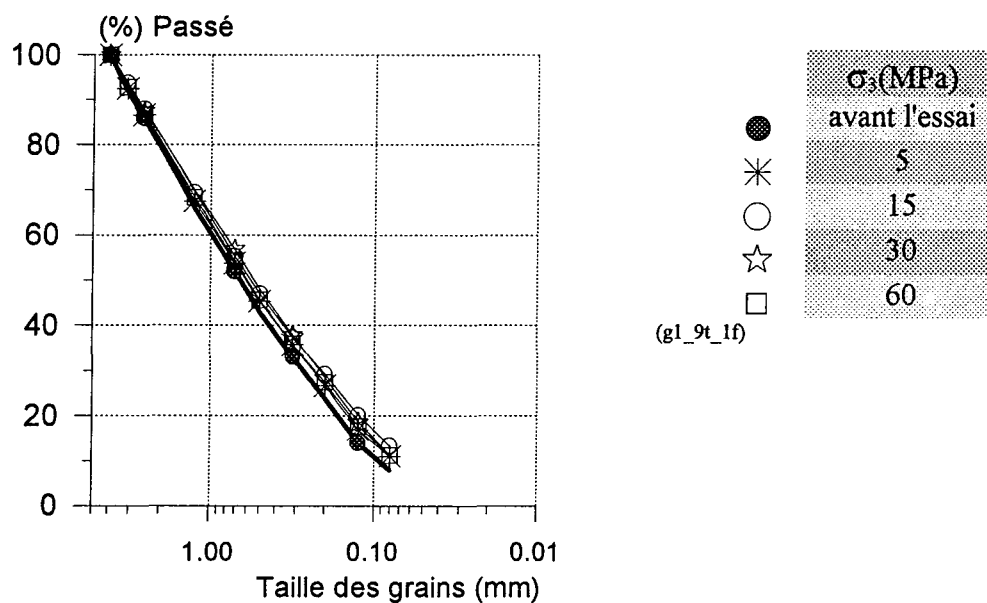


Fig. V. 24 Essais isotropes, granit concassé G1, $D_r = 90\%$

V.2.2.2 Analyse granulométrique sur les essais isotropes sur le granit concassé G2

Les ruptures des grains pour les essais isotropes sont visibles en fonction de la contrainte de consolidation. Les essais à $\sigma_3=30$ et 60 MPa n'a pas montré de différence entre les courbes après essai. On peut donc voir également sur ces essais les différences fortes entre G1 et G2. Une courbe granulométrique serrée favorise la rupture des grains sur chemin isotrope également.

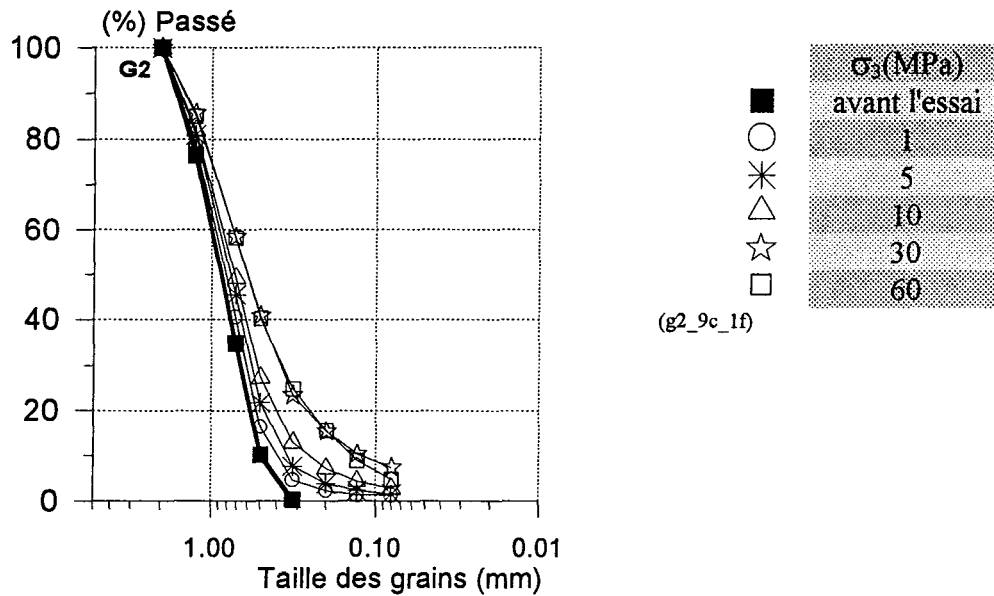


Fig. V. 25 Essais isotropes, granit concassé G2, $D_r=90\%$

V.2.3 ANALYSE GRANULOMETRIQUE SUR LES ESSAIS TRIAXIAUX

V.2.3.1 Analyse granulométrique sur les essais triaxiaux sur le granit concassé G1

Essais triaxiaux sous faibles contraintes

D'après les graphes (Fig. V. 26) on observe que le pourcentage de grains de granit concassé écrasé en fin d'essai triaxial ($\varepsilon_z=30\%$) augmente avec la contrainte de consolidation σ_3 . Nous avons pu constater que pour G1, l'écrasement de grains est moins important: on voit que la variation du pourcentage écrasé lorsque $\sigma_3=100$ kPa est à peine de 1 %. La dépendance de σ_3

semble assez raisonnable, car la contrainte subie par le matériau est plus forte. Pour G1 on peut penser que les petits grains se redistribuent dans les interstices existant entre les grands, ce qui permet la déformation avec un indice d'écrasement de grains faible.

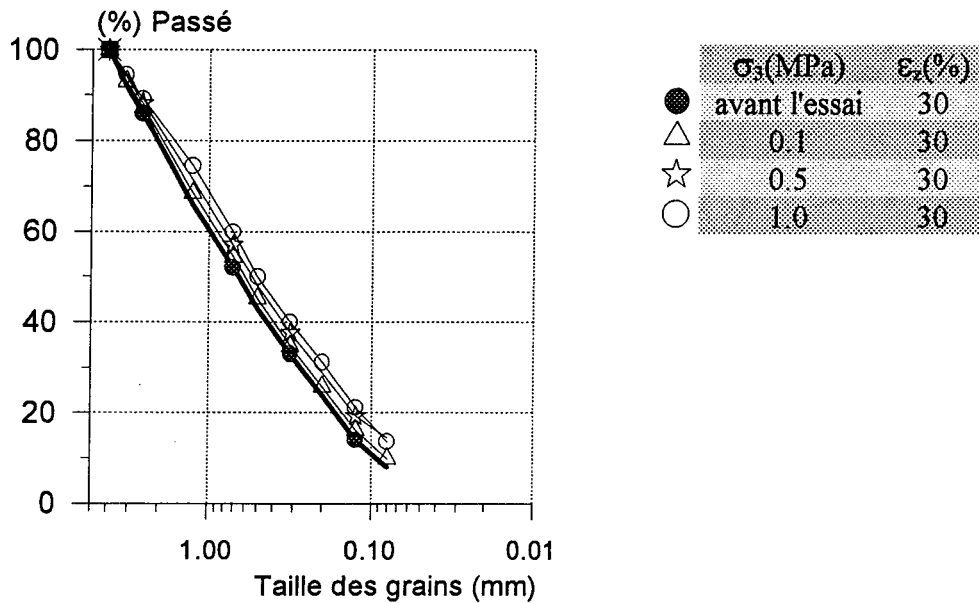


Fig. V. 26 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $D_r=90\%$

Essais triaxiaux sous fortes contraintes

Les analyses granulométriques réalisées après les essais triaxiaux sous fortes contraintes mettent en évidence des évolutions plus nettes que celles obtenues après chargements oedométriques et isotropes.

L'influence de la contrainte de consolidation apparaît du même ordre de grandeur que celle obtenue lors des essais isotropes.

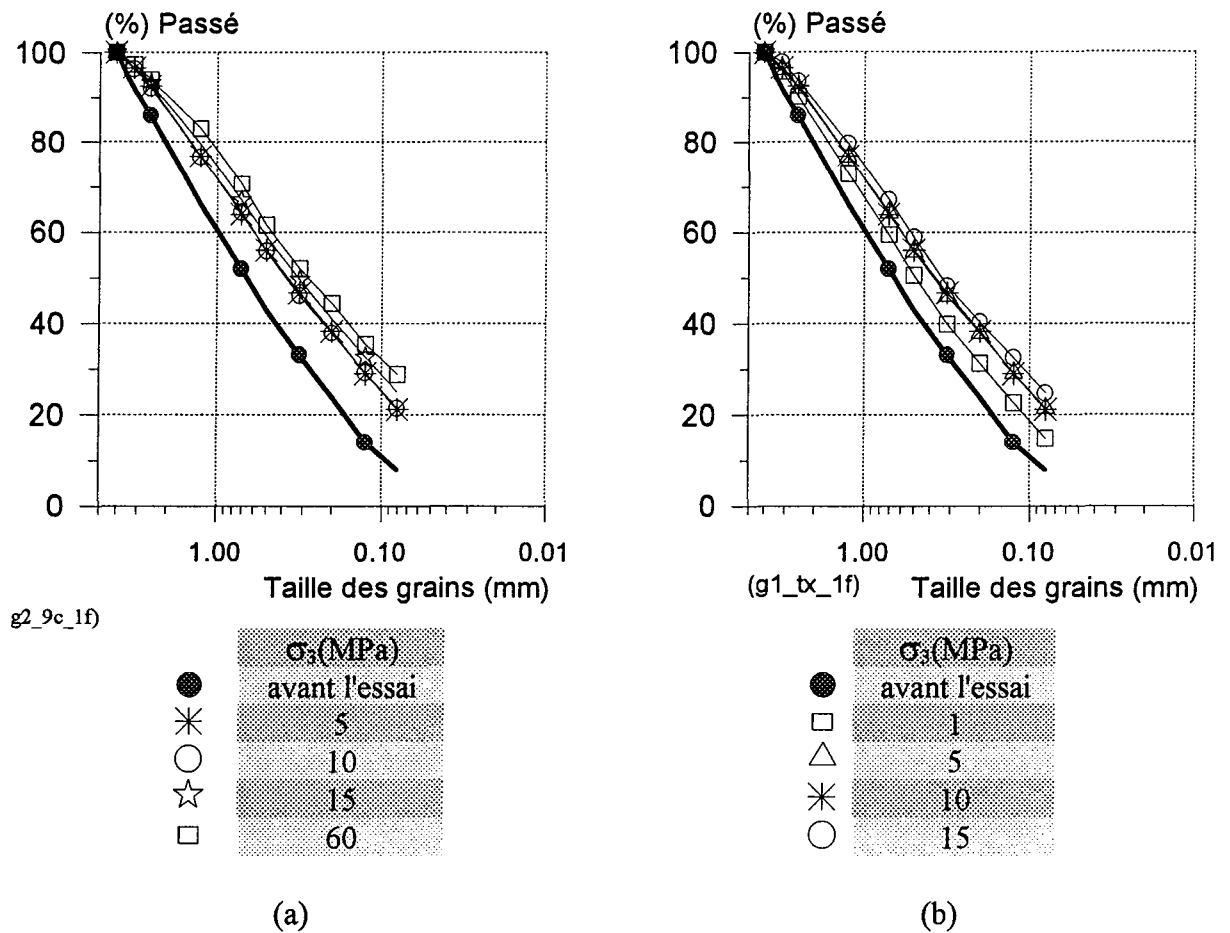


Fig. V. 27 Essais Triaxiaux, granit concassé G1, $\epsilon_z=30\%$ (a) $D_r=90\%$ (b) $D_r=50\%$

L'influence de la déformation axiale apparaît clairement et pour une contrainte de consolidation donnée, on observe bien sur les courbes (G1) sur la Fig. V. 28 (a) pour $D_r=90$ et sur la Fig. V. 28 (b) pour $D_r=50\%$ une évolution progressive de la granulométrie avec la déformation axiale atteinte lors du cisaillement. Ceci met en évidence l'influence à la fois des contraintes appliquées sur les grains et des déplacements relatifs de ceux-ci.

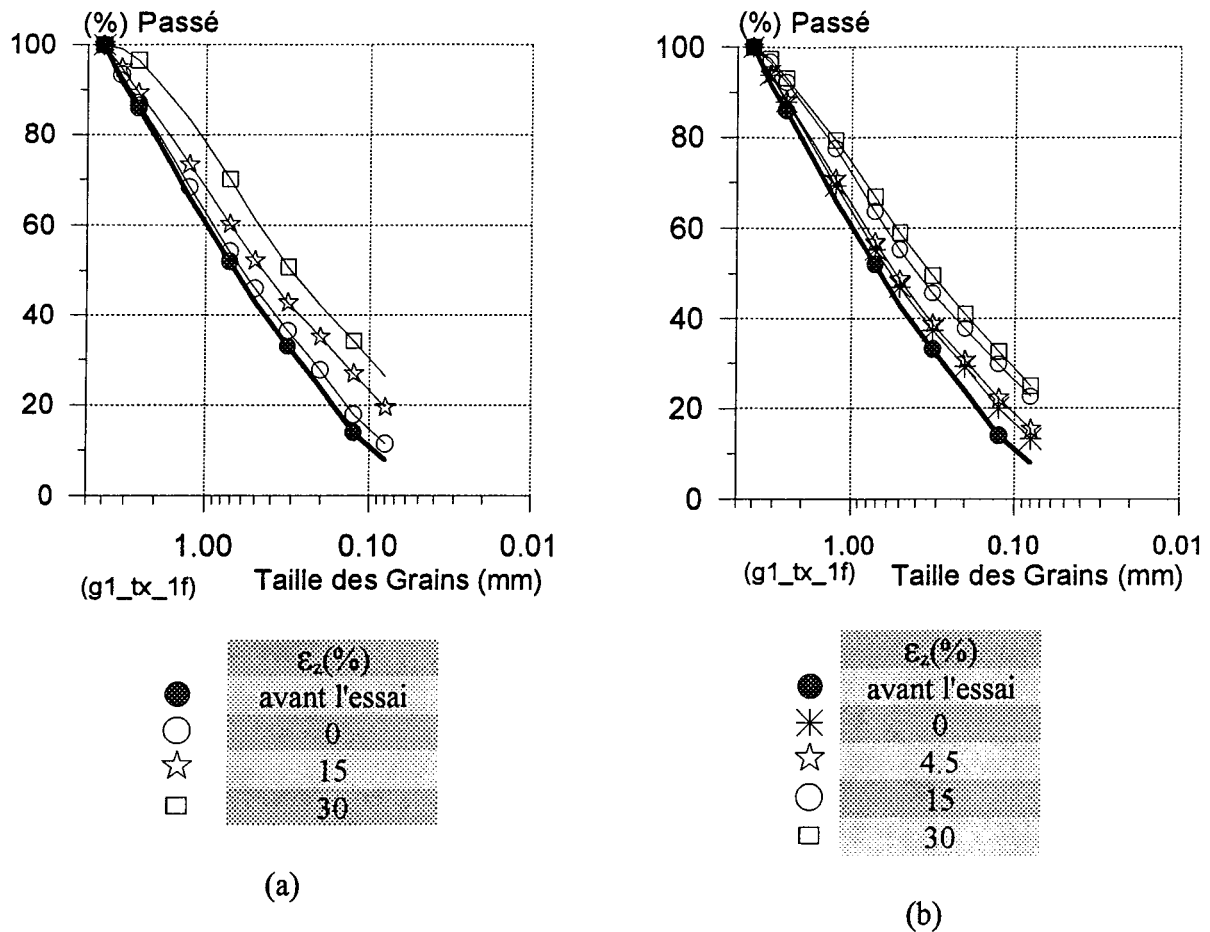


Fig. V. 28 Essais Triaxiaux, granit concassé G1, (a) $D_r=50\%$ (b) $D_r=90\%$
Effet de la déformation axiale

L'influence de la présence de l'eau pour G1 est étudiée à l'essai triaxial ($\sigma_3=15$ MPa, $\epsilon_z = 30$ %). Le résultat est donné sur la Fig. V. 29. Dans le cas de G2 les essais isotropes sont réalisés en état sec ou saturé à la contrainte de consolidation de 30 MPa (Fig. V. 30). Dans les deux cas nous n'observons pas d'influence de l'eau.

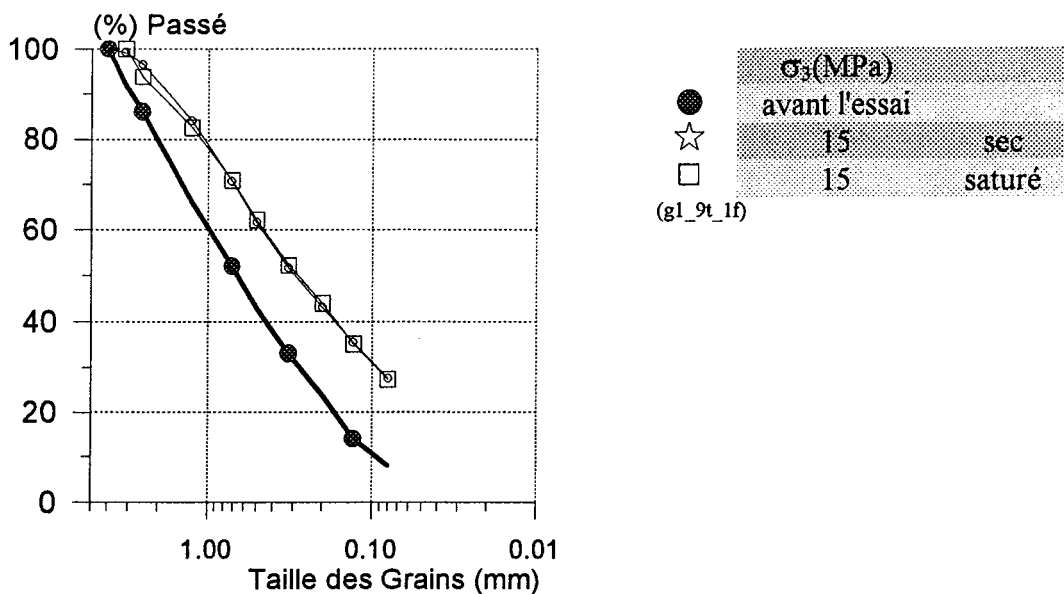


Fig. V. 29 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $D_r=90\%$, $\sigma_3=15$ MPa
Effet de l'eau

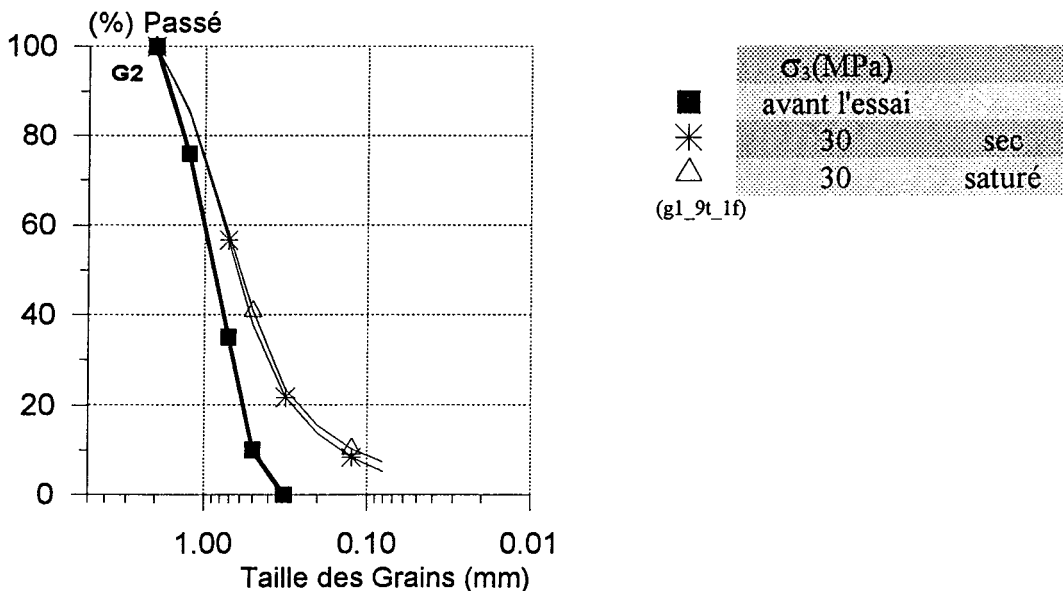


Fig. V. 30 Essais isotropes, granit concassé G2, $D_r=90\%$, $\sigma_3=30$ MPa
Effet de l'eau

L'effet de la densité relative n'apparaît pas significatif. Les essais triaxiaux à la contrainte de consolidation de 5 MPa (Fig. V. 31), de 10 MPa (Fig. V. 32) et de 15 MPa (Fig. V. 33) ne donnent pas de différence en fonction de la densité relative initiale.

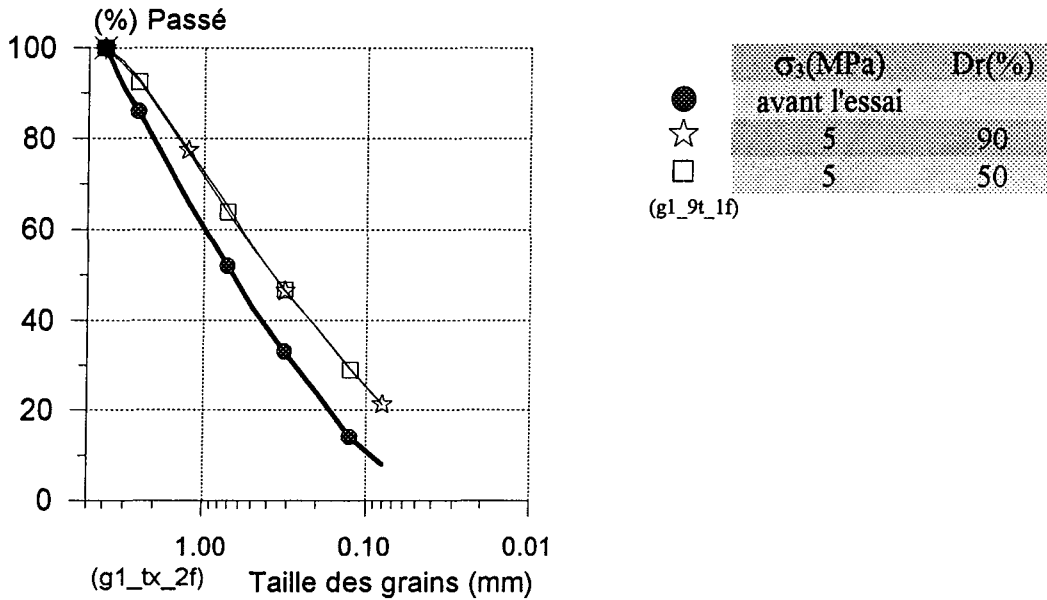


Fig. V. 31 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $\sigma_3 = 5$ MPa
Effet de la densité initiale

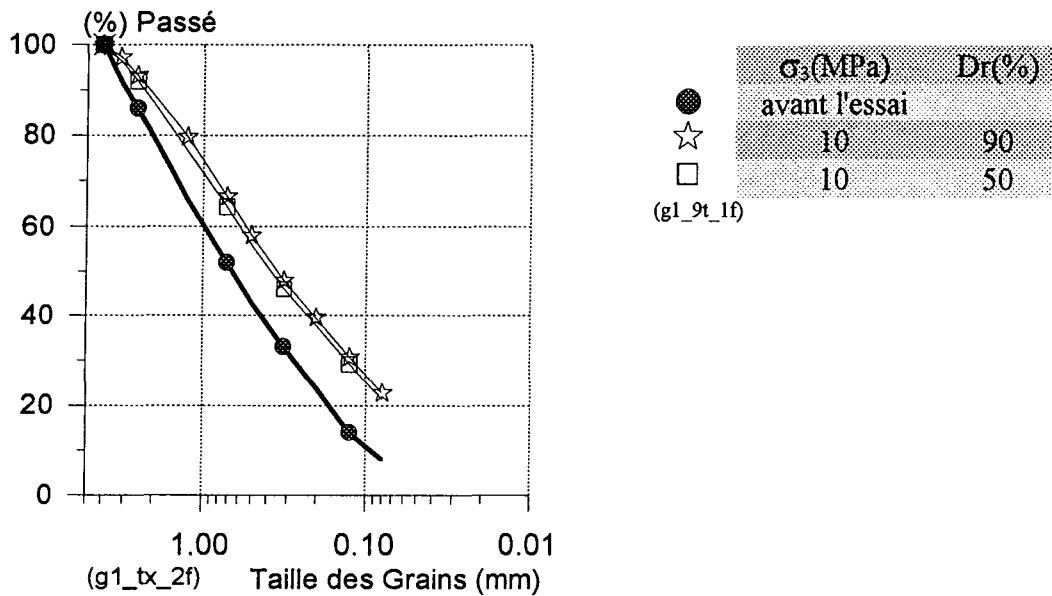


Fig. V. 32 Essais triaxiaux, granit concassé G1, Dr=90%, $\sigma_3 = 10$ MPa
Effet de la densité initiale

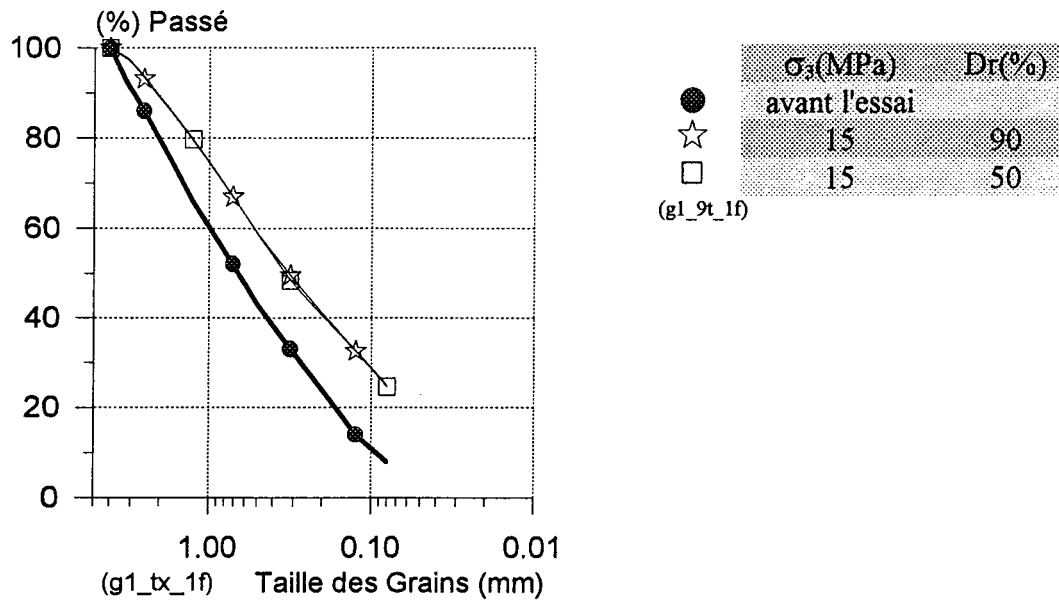


Fig. V. 33 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $\sigma_3=15$ MPa
Effet de la densité initiale

Pour vérifier le changement de l'indice des vides maximum et minimum après l'essai triaxial, nous avons choisi la courbe granulométrique après un essai triaxial à la contrainte de consolidation de 15 MPa et la déformation axiale 30%.

courbe type	e_{max}	e_{min}	d_{60}	d_{10}	d_{60}/d_{10}
G1	0.80	0.43	1	0.1	10
G3	0.89	0.35	0.5	0.026	19.4

L'indice d_{10} est souvent inférieur au tamis de plus petite taille (limite de taille 0.08 mm). Pour calculer d_{10} inférieur à 0.08 mm, nous avons extrapolé la taille de d_{10} en prolongeant la pente des deux dernières tailles 0.08 mm et 0.125 mm.

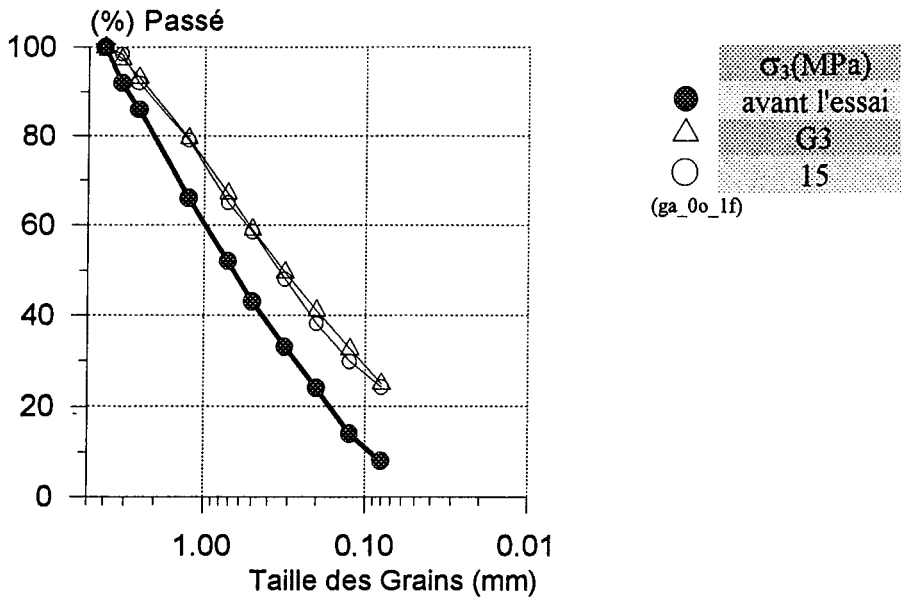


Fig. V. 34 Courbe granulométrique pour G3 en comparaison avec celle résultant de l'essai triaxial $\sigma_3=15$ MPa sur G1

La Fig. V. 35 et la Fig. V. 36 montrent la rupture des grains après avoir suivi les mêmes conditions d'essais. Les deux essais à la contrainte de consolidation de 1 MPa (Fig. V. 35) et 30 MPa (Fig. V. 36) présentent des résultats répétitifs pour les essais sous la même condition de contrainte.

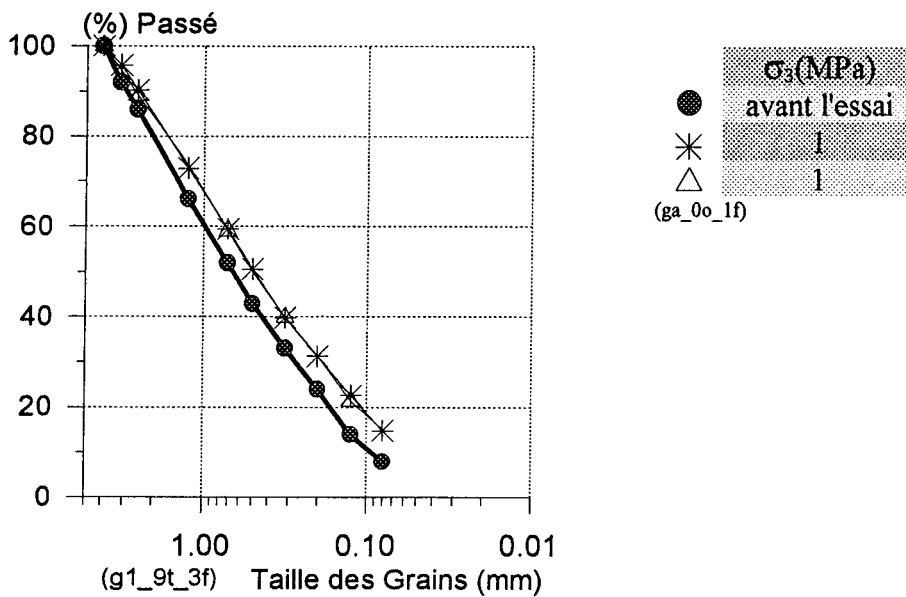


Fig. V. 35 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $\sigma_3=1$ MPa, essais avec la même contrainte de consolidation

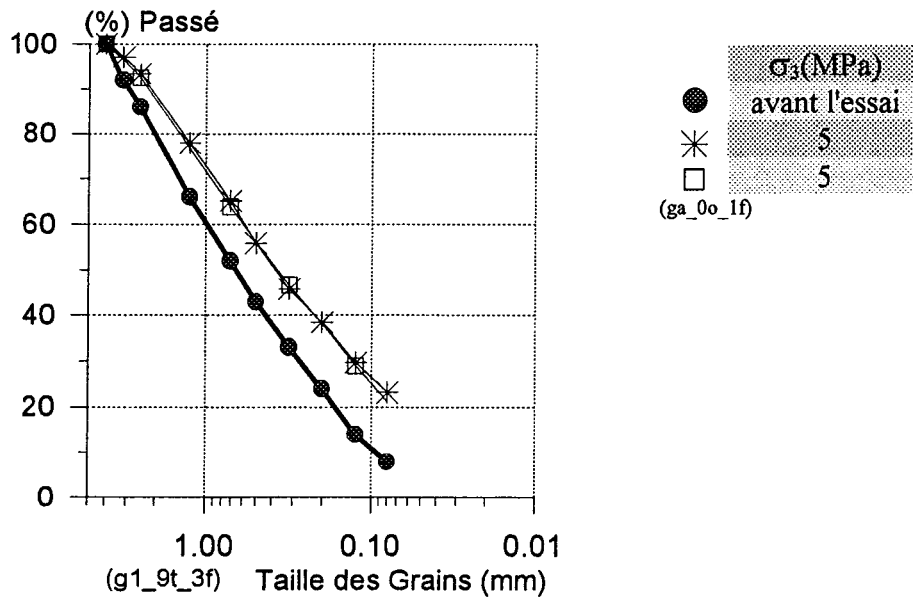


Fig. V. 36 Essais triaxiaux, granit concassé G1, $\sigma_3=5$ MPa, $D_r=50\%$, essais avec la même contrainte de consolidation

V.2.3.2 Analyse granulométrique sur les essais triaxiaux sur le granit concassé G2

Essais triaxiaux sous faibles contraintes

D'après les graphes (Fig. V. 37) on observe que le pourcentage de grains de granit concassé écrasé augmente avec la contrainte de consolidation σ_3 . Nous avons pu constater que pour G2 le pourcentage passant le tamis 0.315 mm était 0 % pour la courbe initiale avant l'essai, 5 % pour $\sigma_3 = 100$ kPa et 18 % pour $\sigma_3 = 1$ MPa. Sur la Fig. V. 37 l'essai à la contrainte effective de consolidation de 1 MPa montre que la quantité des grains écrasés est plus importante que celle existant dans l'essai à 0.5 MPa. Cette différence peut s'expliquer à la fois par des contraintes plus fortes et des déformations finales plus importantes. Pour l'essai à 1 MPa la déformation axiale imposée était de 50% et pour celui à 0.5 MPa, 30%. La décision concernant la déformation axiale maximum a une raison expérimentale: à partir de la contrainte 1 MPa il faut imposer une déformation axiale supérieure à 30% pour mobiliser la résistance maximum. Nous voyons donc que pour G2, l'application de contraintes ≤ 1 MPa suffit à produire une rupture significative des grains, qui se traduit par une contractance plus élevée lors des essais triaxiaux.

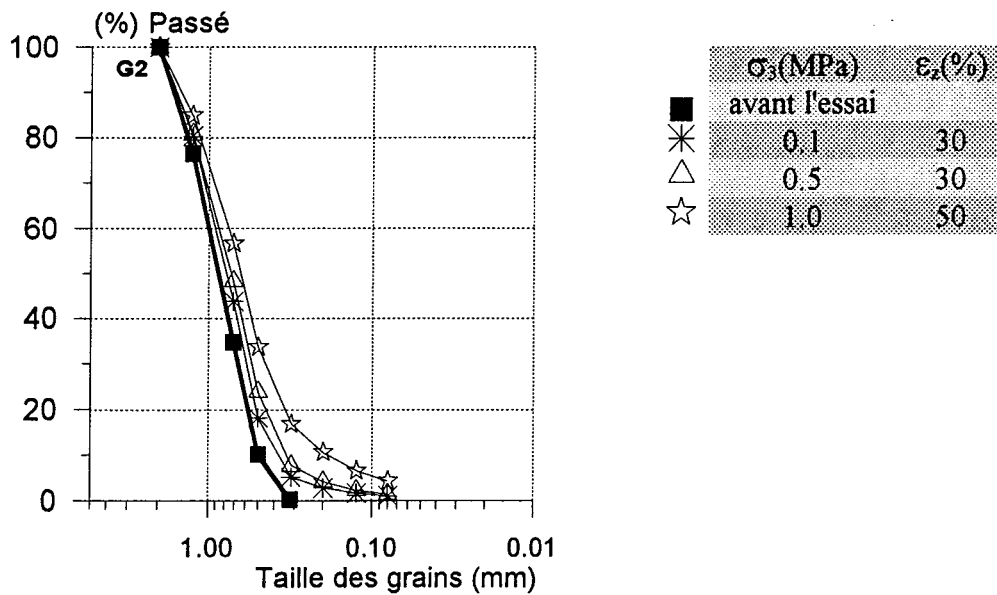


Fig. V. 37 Essais triaxiaux, granit concassé G2, $D_r=90\%$, sous faibles contraintes

Essais triaxiaux sous fortes contraintes

Le résultat de la granulométrie après les essais triaxiaux drainés de compression sur le matériau G2 est présenté sur la Fig. V. 38. L'essai à $\sigma_3=1$ MPa montre la rupture des grains assez important par rapport à la courbe origine. Entre les essais à $\sigma_3=5$ MPa et $\sigma_3=10$ MPa l'intervalle n'est pas très important. En revanche l'essai à la contrainte de consolidation de 15 MPa montre une rupture des grains très importante.

L'influence de la déformation axiale est étudiée (Fig. V. 39). Les essais triaxiaux à déformation imposée de 0 (essai isotrope) 4, 15, 30 et 50 % montrent l'évolution progressive de la granulométrie. L'état de contrainte entre $\epsilon_z=30\%$ et $\epsilon_z=50\%$ étant peu différent, ces résultats mettent en évidence l'influence de l'amplitude de déformation sur le phénomène de rupture des grains.

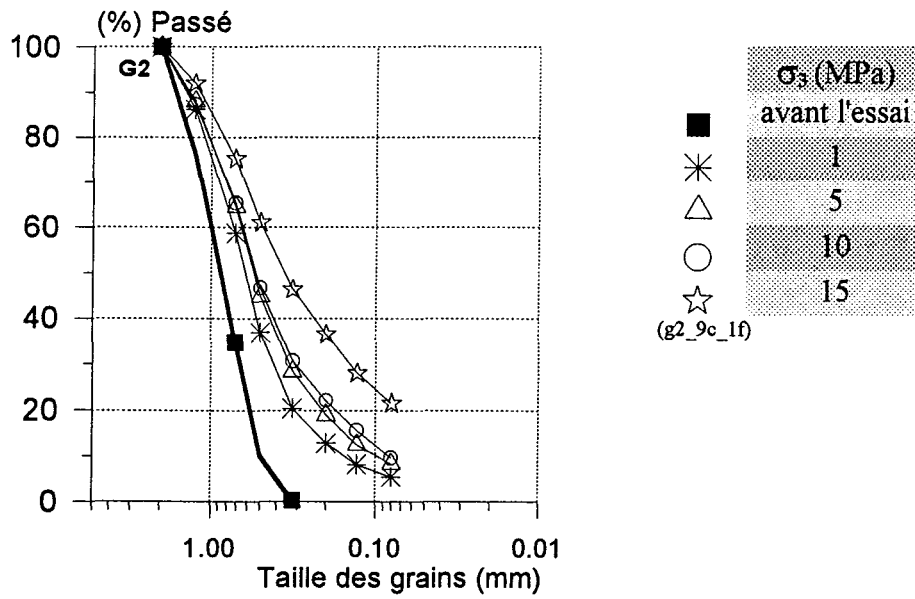


Fig. V. 38 Essais triaxiaux, granit concassé G2, $D_r=90\%$, hauteur=85 mm
 $\epsilon_z=50\%$

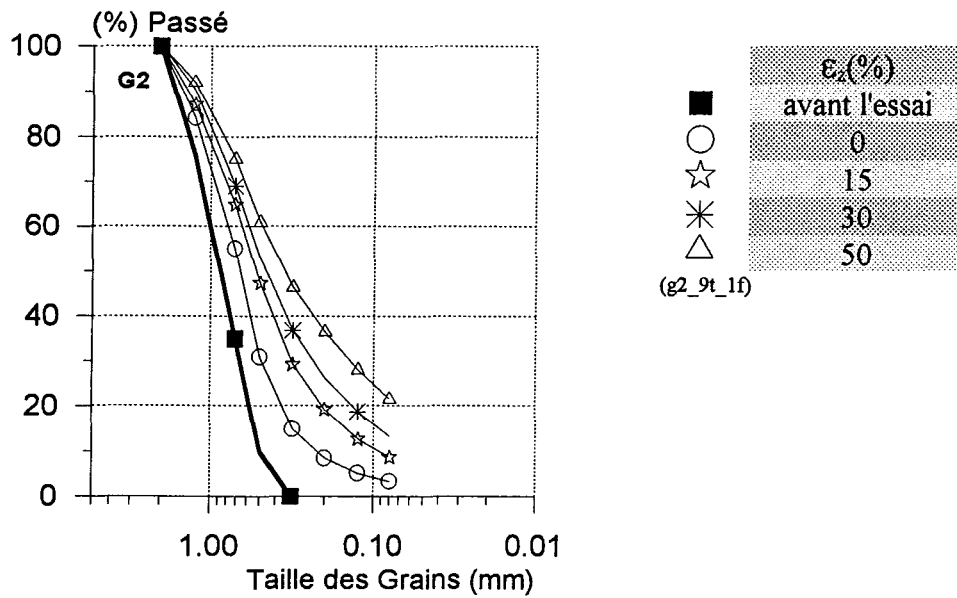


Fig. V. 39 Essais triaxiaux, granit concassé G2, $\sigma_3=15\text{MPa}$, différentes déformations axiales

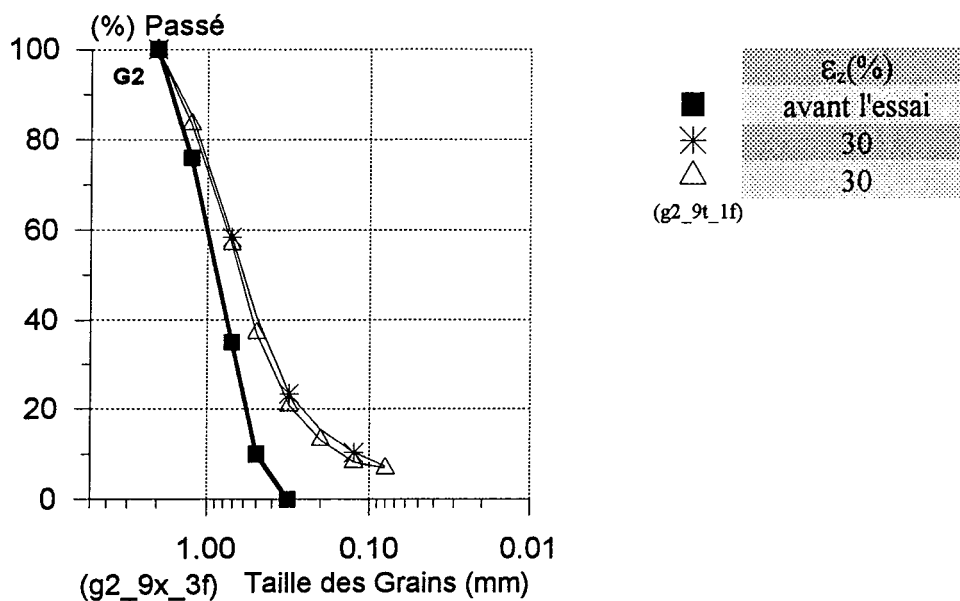


Fig. V. 40 Essais isotropes, granit concassé G2, $D_r=90\%$, $\sigma_3=30$ MPa répétitif des essais

V.2.3.3 Analyse granulométrique sur les essais triaxiaux sur les billes de verre 400μ

Les essais des billes de verre non frittées sous la contrainte de consolidation 1 et 15 MPa sont montrés sur Fig. V. 41 (a). En ce qui concerne les billes frittées le résultat est présenté sur la Fig. V. 41 (b). Les essais sous la contrainte de consolidation de 1 MPa donnent peu d'écrasement des grains, on peut dire que la quantité écrasée est presque nulle. Par contre les essais triaxiaux à la contrainte de consolidation de 15 MPa montrent que l'écrasement des grains est important.

En comparant les essais sur des billes frittées et non frittées (Fig. V. 42= 1MPa, Fig. V. 43=15 MPa) pour les même contraintes de consolidation, on ne voit pas de différence entre les deux courbes. L'effet du frittage n'intervient pas sur l'écrasement des billes.

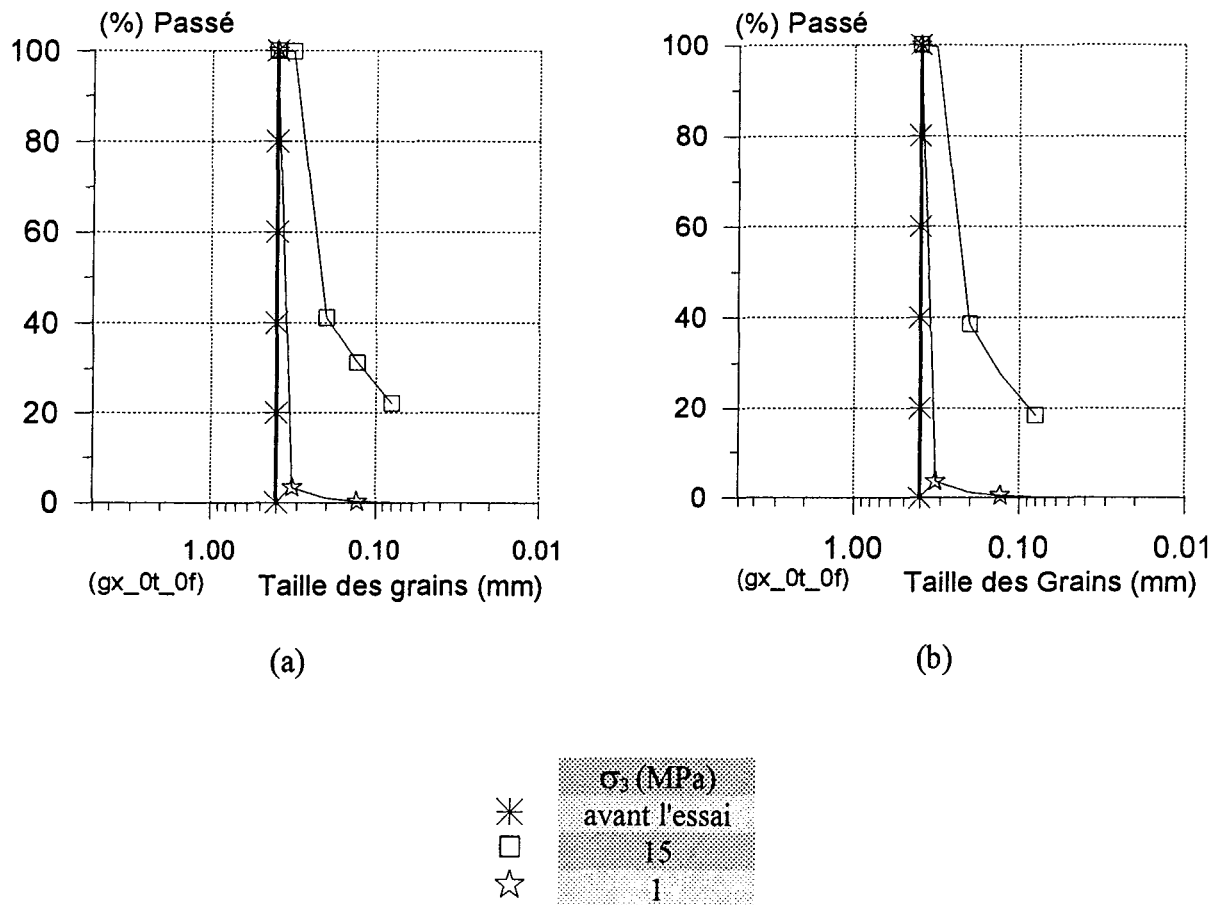


Fig. V. 41 Essais triaxiaux, billes de verre 400 μ (a) frittés (b) non frittés

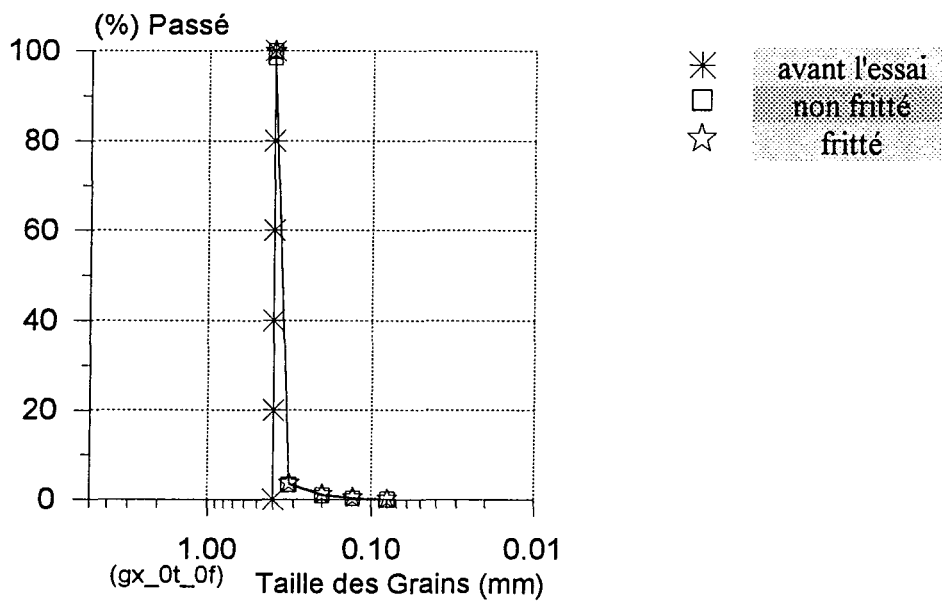


Fig. V. 42 Essais triaxiaux, billes de verre 400 μ frittés et non frittés $\sigma_3=1$ MPa

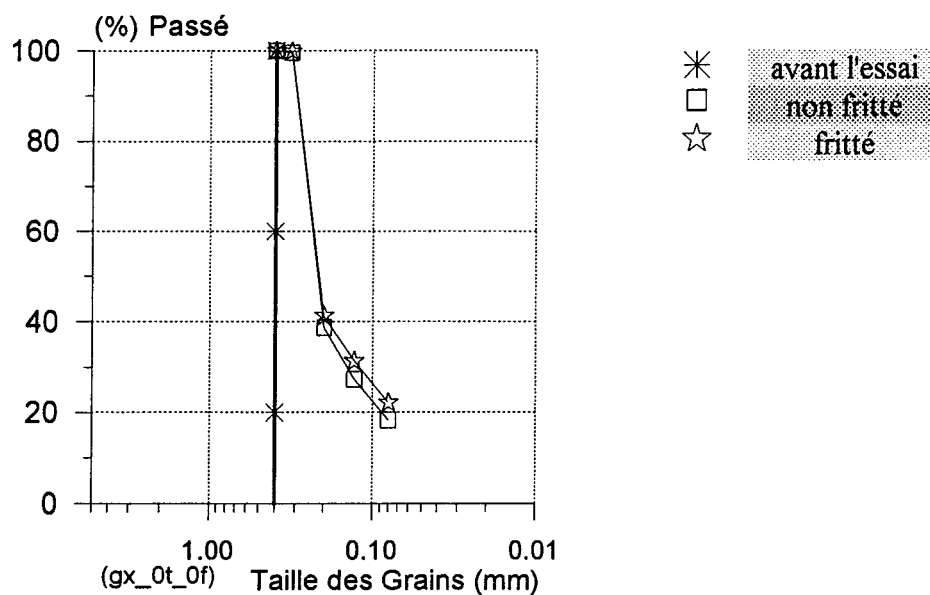


Fig. V. 43 Essais triaxiaux, billes de verre 400µm frittés et non frittés $\sigma_3=15\text{MPa}$

V.3 ANALYSE GRANULOMETRIQUE, COMPARAISON DES ESSAIS

La comparaison entre les différents types d'essai permet de voir l'influence des différents chemins de contrainte sur la rupture des grains.

V.3.1 ANALYSE GRANULOMETRIQUE SUR LES ESSAIS ISOTROPES ET ESSAIS OEDOMETRIQUES

Pour une contrainte verticale et isotrope de 15 MPa sur G1 les deux essais montrent la même grandeur d'écrasement des grains (Fig. V. 44). Les essais isotropes et oedométriques de 5 à 60 MPa ne donnent pas une grande évolution de la courbe granulométrique en fonction des contraintes. En comparant le cas de 60 MPa on peut conclure que l'écrasement des grains est de même grandeur pour ces deux essais (Fig. V. 45).

L'essai oedométrique ($\sigma_z=60$) et l'essai isotrope ($\sigma_3=60$ MPa) sont présentés sur la Fig. V. 45 pour G1 et la Fig. V. 48 pour G2. Les courbes sont également pratiquement confondues. En

toute circonstance on peut constater que sous la contrainte de 60 MPa le degré de l'écrasement des grains est identique pour ces deux essais.

Par contre les essais isotrope est oedométrique sur G2 à la contrainte verticale 30 MPa et à la contrainte de consolidation montrent certain décalage entre les deux courbes (Fig. V. 47).

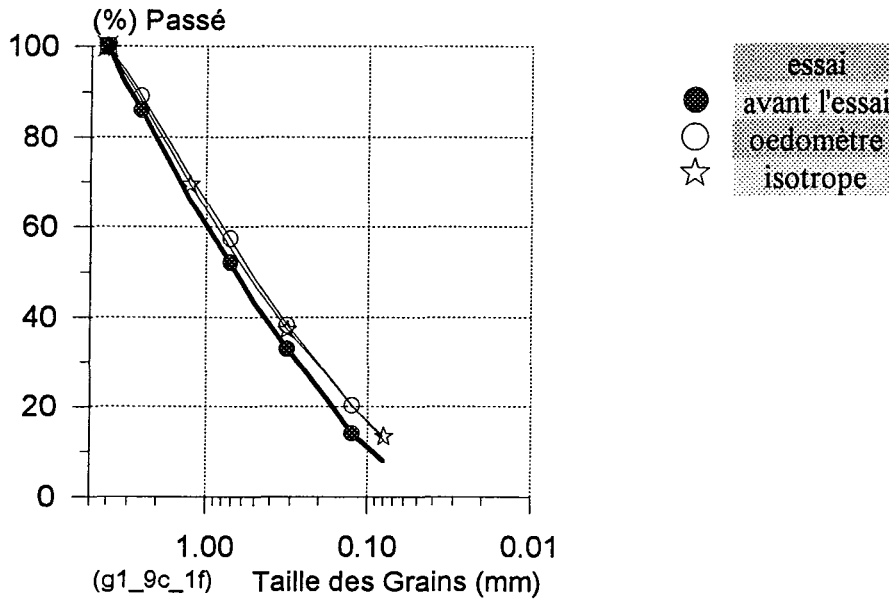


Fig. V. 44 Essais isotrope et oedométrique $\sigma_z=15$ MPa, $\sigma_3=15$ MPa, G1 Dr=90%

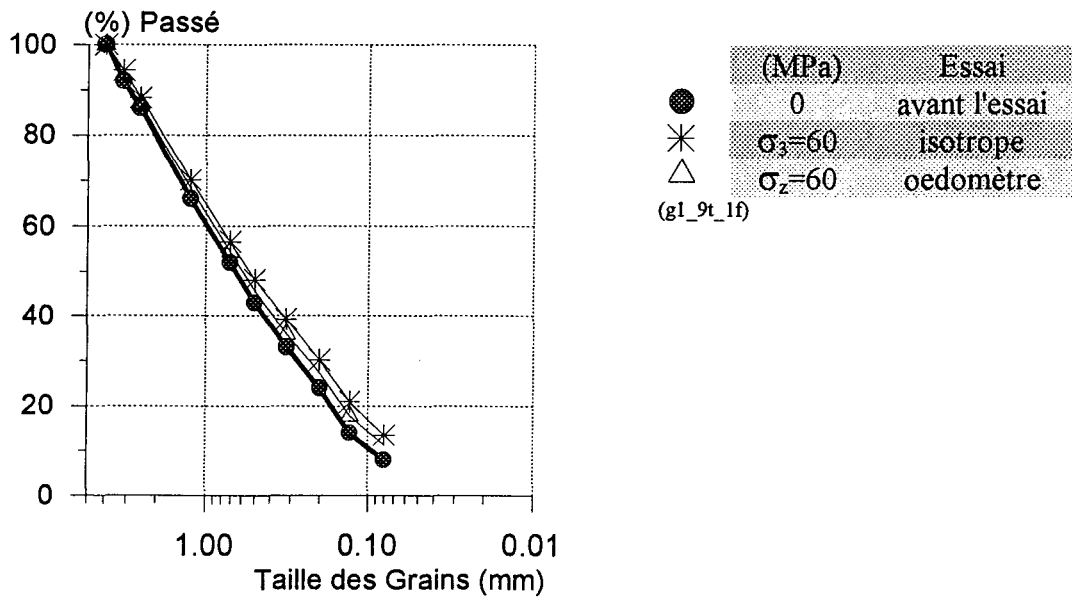


Fig. V. 45 Essais oedométrique et isotrope, granit concassé G1 Dr=90%

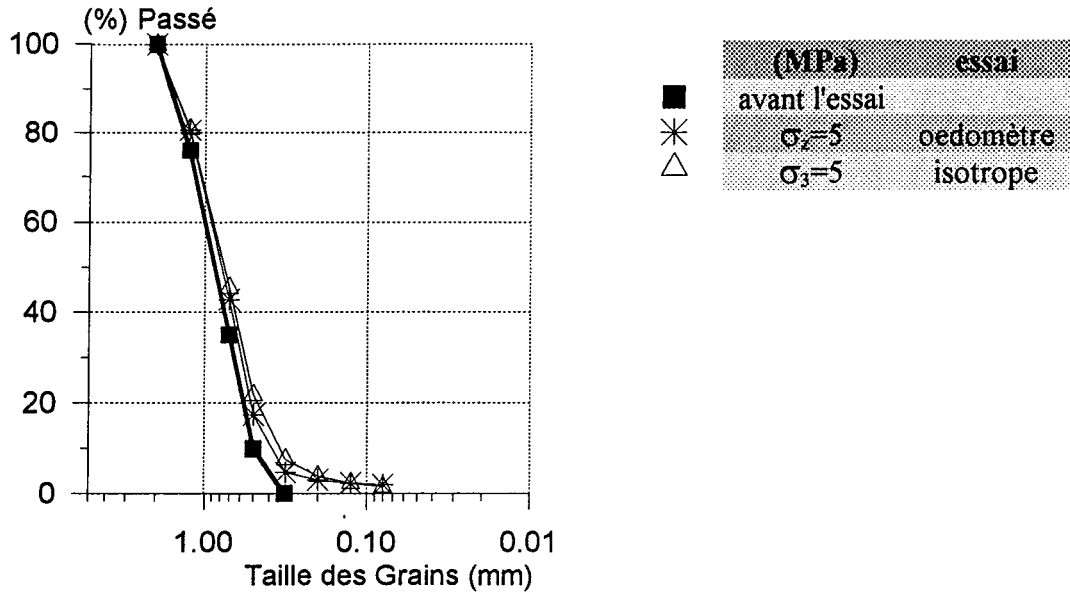


Fig. V. 46 Essais isotropes et oedométriques G2, Dr=90%

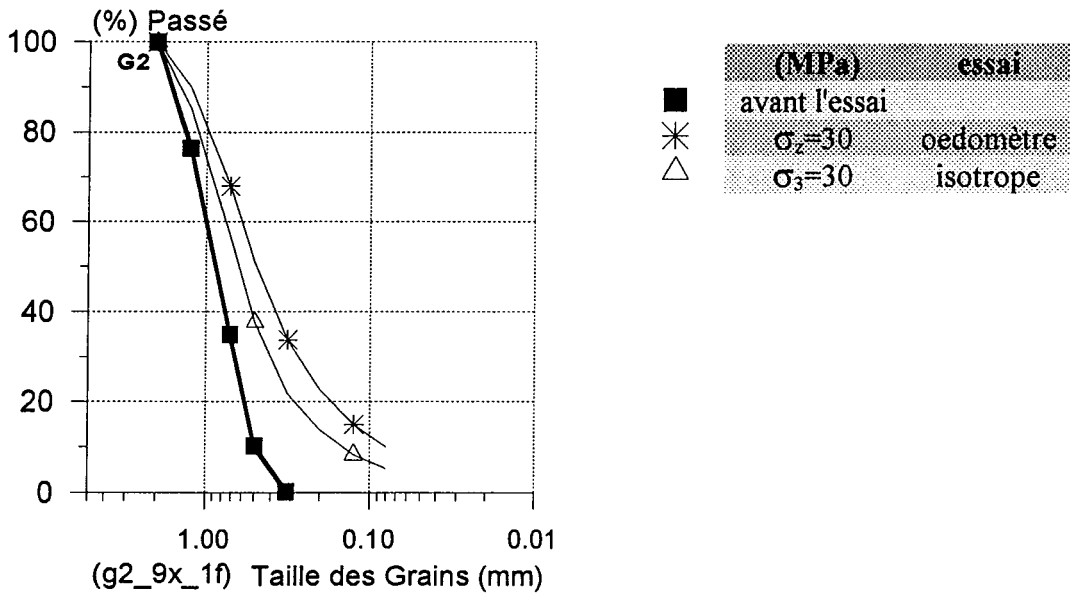


Fig. V. 47 Essais isotropes et oedométriques G2, Dr=90%

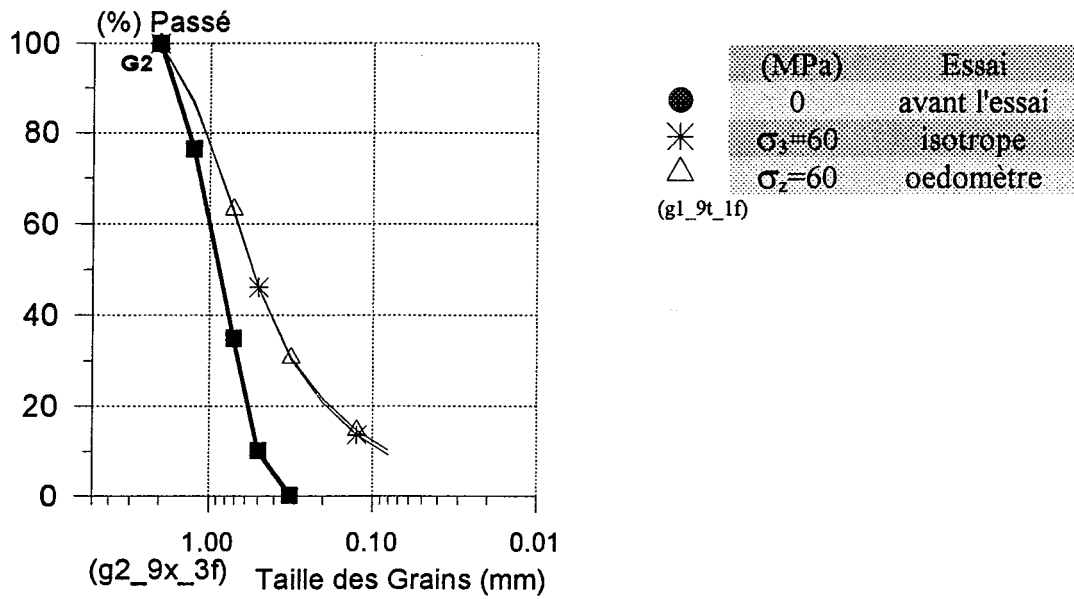


Fig. V. 48 Essai oedométrique et isotrope, granit concassé G2, $D_r=90\%$

V.3.2 ANALYSE GRANULOMETRIQUE SUR LES ESSAIS ISOTROPES ET ESSAIS TRIAXIAUX

L'essai isotrope à 60 MPa et l'essai triaxial à la contrainte de consolidation 5 MPa sur le matériau G2 donnent la même grandeur d'écrasement des particules (Fig. V. 49).

Sur la Fig. V. 50 nous avons comparé les essais triaxiaux et les essais isotropes aux contraintes de consolidation 15 et 60 MPa sur G1. Le résultat donne la même quantité de rupture des grains pour 15 et 60 MPa lors des essais isotropes. Ensuite pour les essais triaxiaux aux contraintes de consolidation de 15 et 60 MPa, on voit que les deux courbes sont aussi superposées.

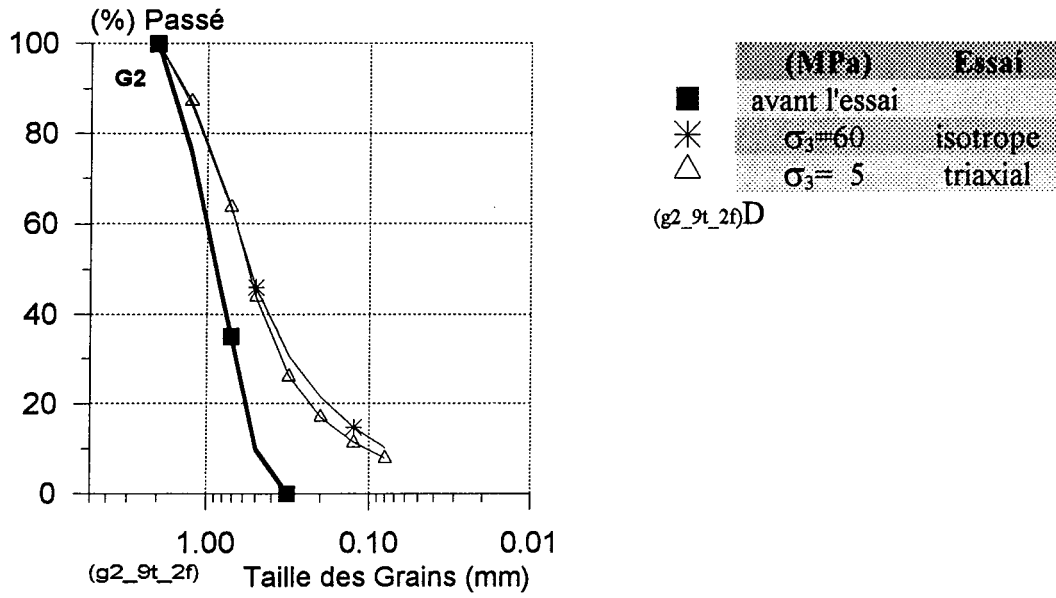


Fig. V. 49 Essai isotrope et triaxial, granit concassé G2, Dr=90%

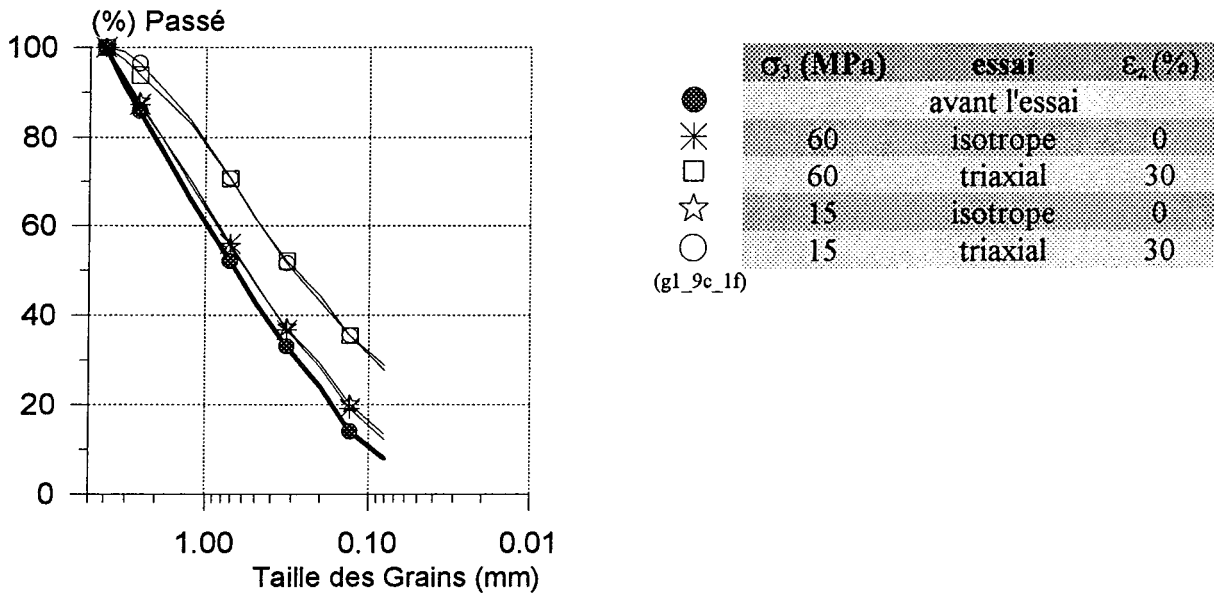


Fig. V. 50 Essais isotropes et essais triaxiaux G1, Dr=90%

V.3.3 ANALYSE GRANULOMETRIQUE SUR LES ESSAIS TRIAXIAUX ET ESSAIS OEDOMETRIQUES

Sur la Fig. V. 51 on peut constater que pour l'essai oedométrique à la contrainte verticale 250 MPa et l'essai triaxial à la contrainte de consolidation de 15 MPa sur G2, on obtient la même grandeur de ruptures des particules. Il en est de même pour l'essai oedométrique à la contrainte verticale de 60 MPa et l'essai triaxial à la contrainte de consolidation de 15 MPa et à la déformation imposée de 15 % (Fig. V. 51) d'une part et entre l'essai oedométrique à $\sigma_z=60$ MPa et l'essai triaxial à $\sigma_3=5$ MPa à $\varepsilon_z=30\%$ (Fig. V. 53) d'autre part.

Ces résultats signifient que le même degré de l'écrasement des grains est présent pour les différents essais.

Nous avons comparé l'essai oedométrique à $\sigma_z=250$ MPa et l'essai triaxial à $\sigma_3=15$ MPa à $\varepsilon_z=30\%$ pour G1, $Dr=90\%$ (Fig. V. 56) et G1, $Dr=50$ (Fig. V. 57). En dépit du résultat obtenu sur G2 (Fig. V. 51) la courbe type G1 donne un écart entre les deux courbes. Le degré de rupture à l'essai oedométrique à $\sigma_z=250$ MPa est plus important qu'à l'essai triaxial à $\sigma_3=15$ MPa de la contrainte de consolidation.

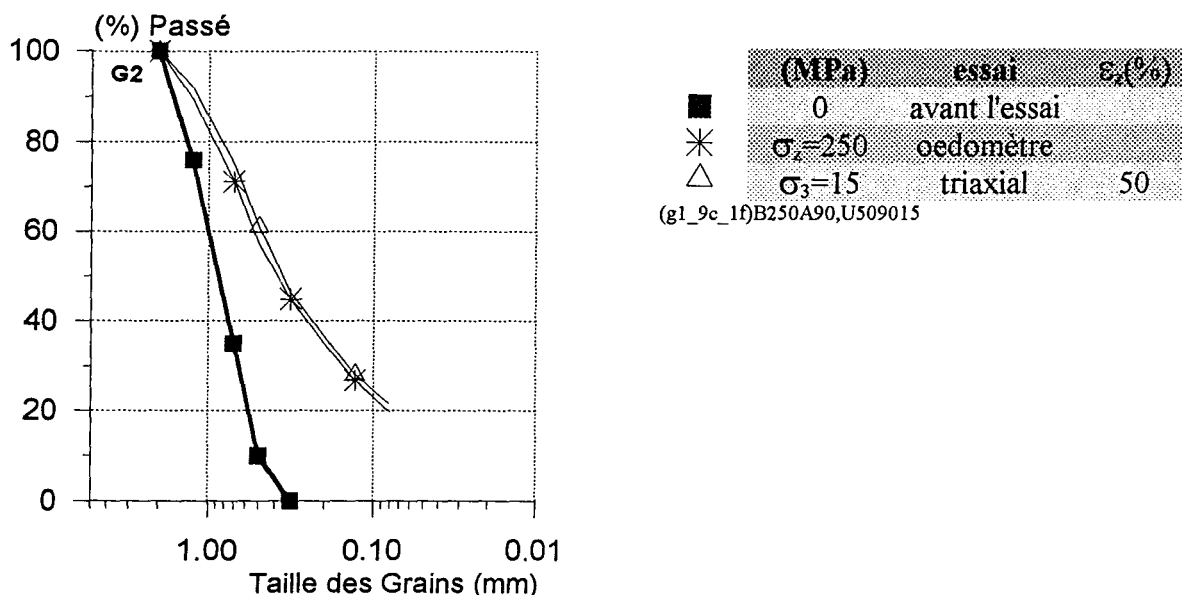


Fig. V. 51 Essai oedométrique et triaxial, granit concassé G2, $Dr=90\%$

La comparaison ces résultats met en évidence le rôle du chemin de sollicitations sur le phénomène de rupture. On peut constater notamment que le niveau de contrainte appliquée

n'est pas un paramètre suffisant pour caractériser l'importance des ruptures de grains. L'amplitude des déformations joue également un rôle notable que l'on peut expliquer en disant que déplacements relatifs des grains favorisent les ruptures locales.

Pour bien considérer les chemins de contraintes différentes lors des essais oedométriques et triaxiaux, la contrainte moyenne p est calculé à partir de la contrainte verticale et la formule de Jacky ($k=1-\sin\phi$), la valeur de ϕ tant prise à partir des essais triaxiaux effectués.

La courbe granulométrique G3 est définie à partir de la granulométrie résultant de l'essai triaxial à la contrainte de consolidation de 15 MPa et à la déformation axiale de 30 % et à la densité relative forte de 90% sur le granit concassé G1.

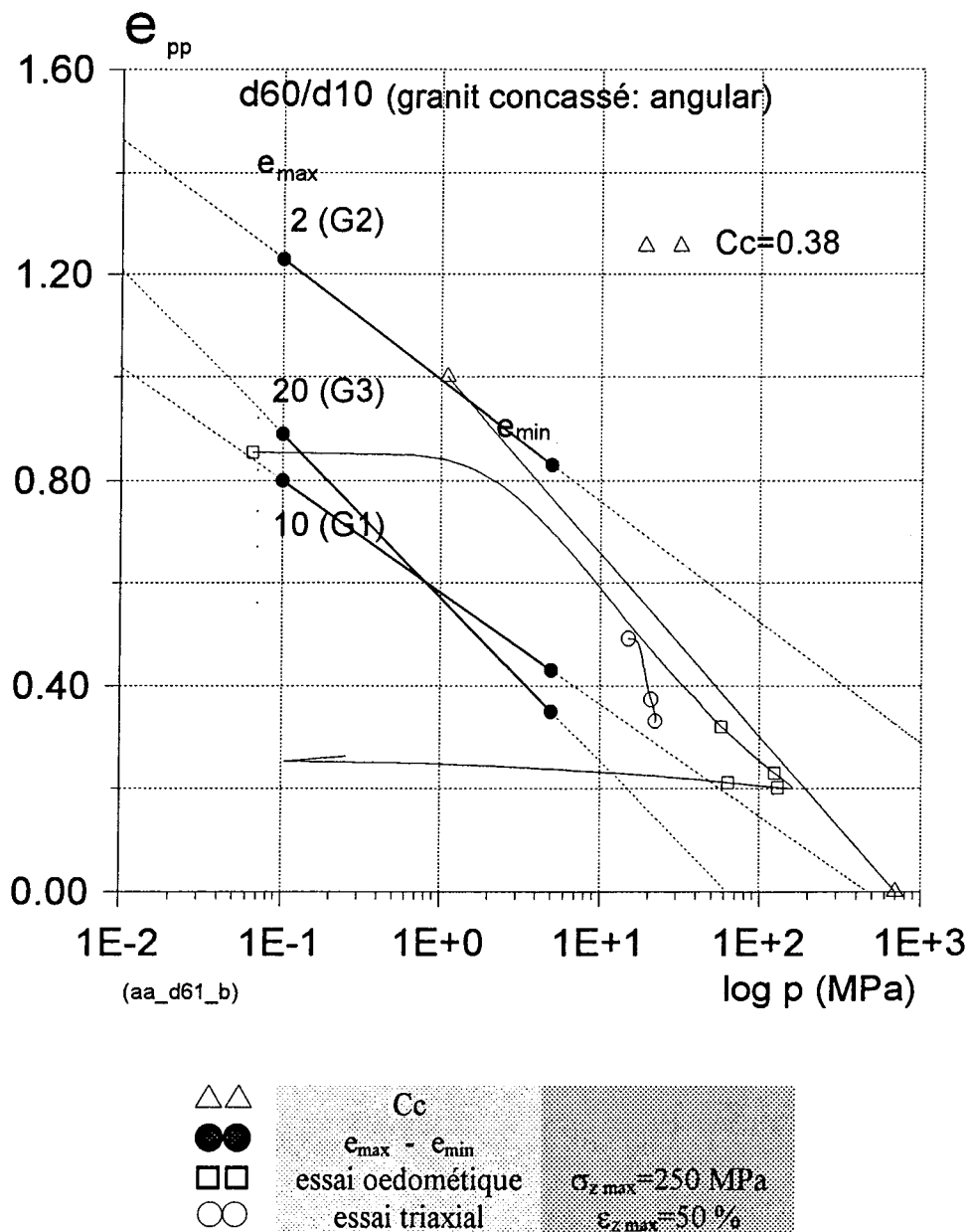


Fig. V. 52 Comparaison entre essai oedométrique et triaxial G2 Dr=90 %

Sur la figure ci-dessus nous présentons l'essai oedométrique à la contrainte verticale de 250 MPa et l'essai triaxial sous la contrainte de consolidation de 15 MPa pour la déformation axiale imposée de 50 % sur le granit concassé de la courbe granulométrique serrée G2, la densité relative initiale forte ($D_r=90\%$), ainsi que les relations de plasticité parfaite pour G1, G2 et G3 issues des corrélations.

L'effet de la rupture des grains a pour conséquence de modifier la relation de plasticité initiale de G2 par un décalage vers les indices des vides décroissant correspondant à une augmentation de C_u . Ceci se traduit par un accroissement des déformations sur le chemin oedométrique (C_c augmente) et sur le chemin triaxial.

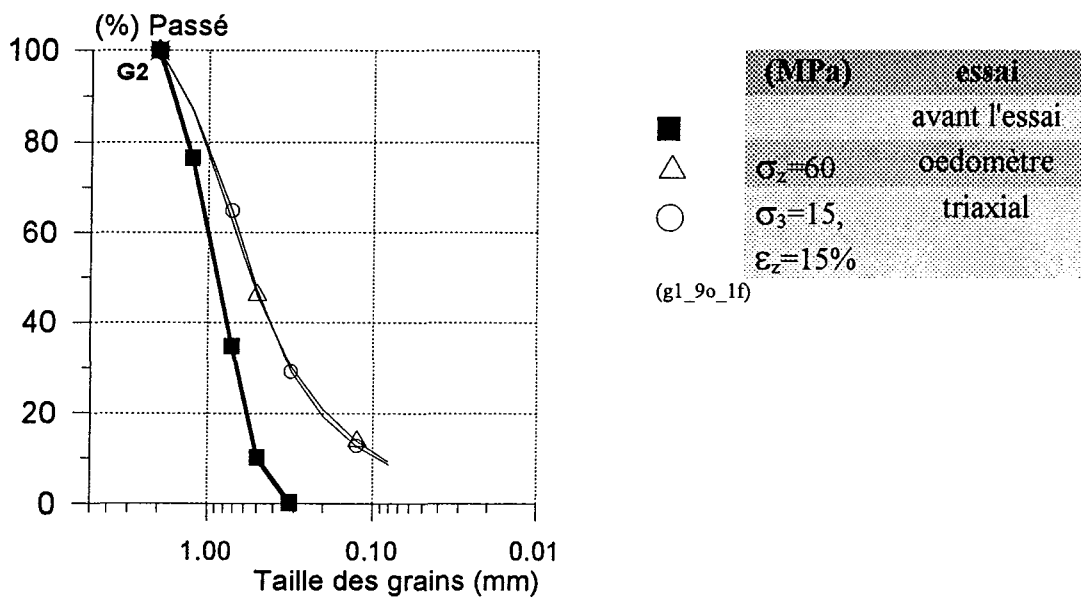


Fig. V. 53 Essai oedométrique et triaxial $\epsilon_z=15\%$ imposée, G2, $D_r=90\%$,

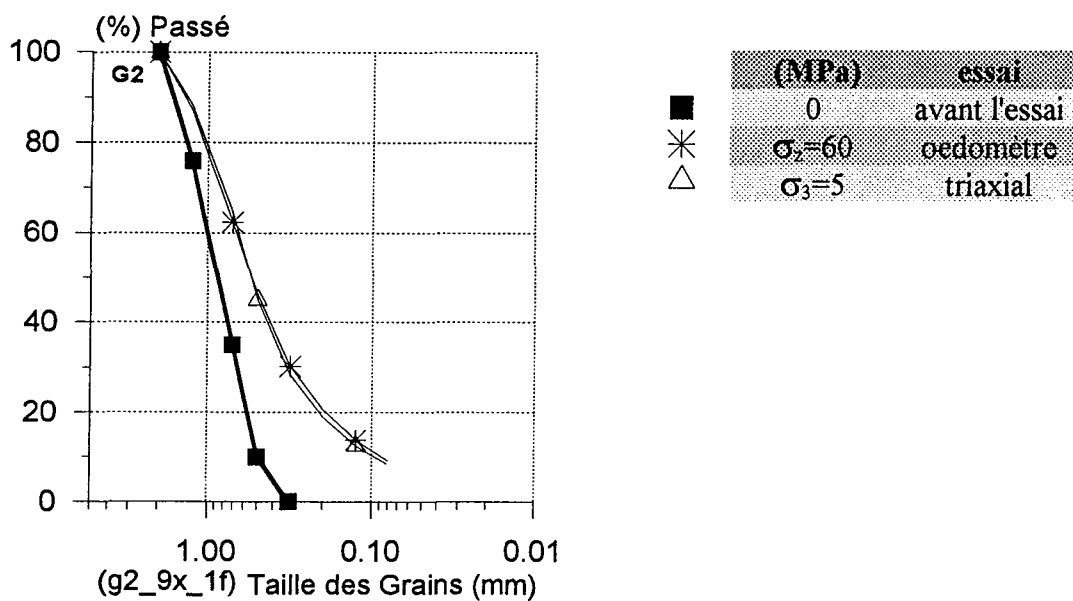


Fig. V. 54 Essais oedométrique et triaxial G2, $D_r=90\%$,

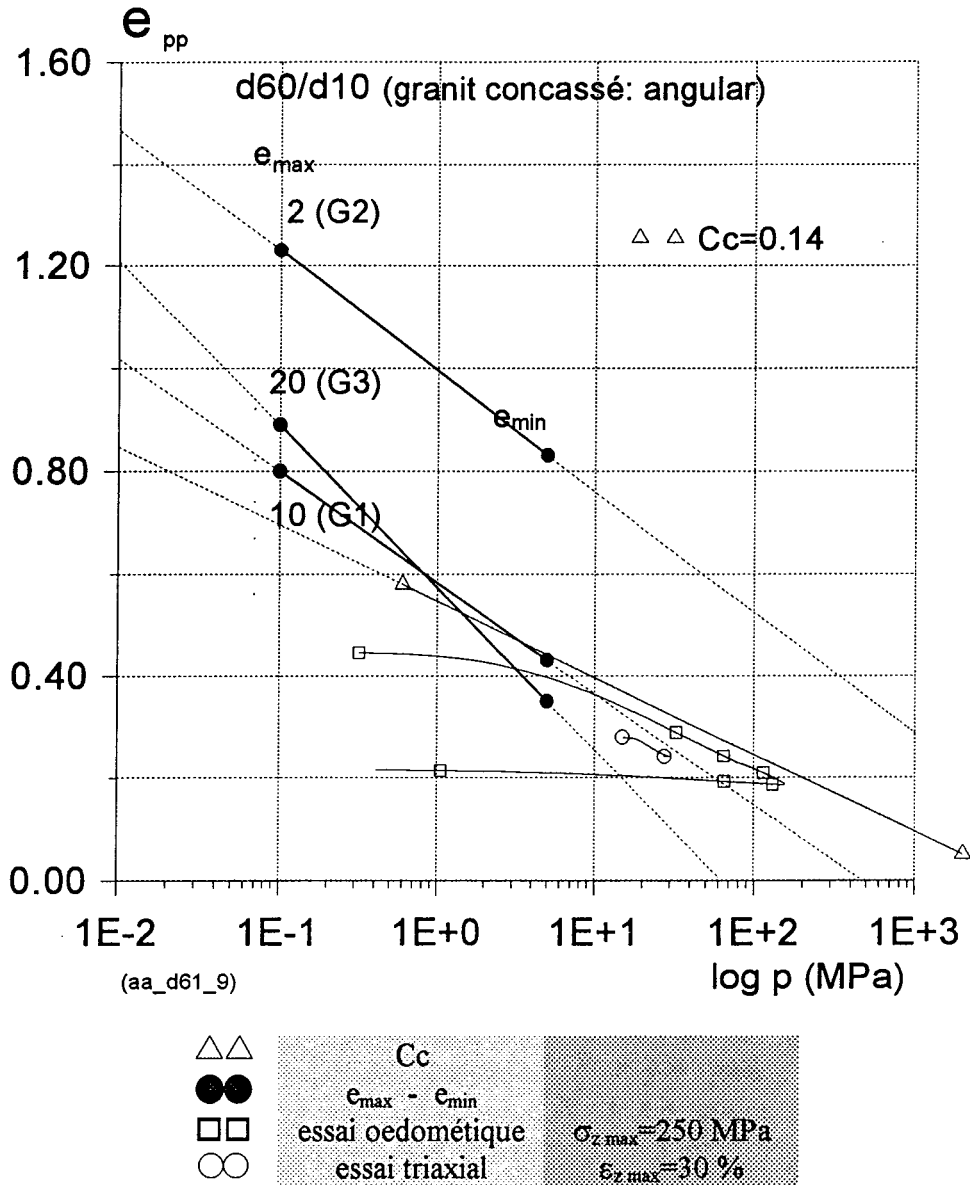


Fig. V. 55 Comparaison entre essai oedométrique et triaxial G1 Dr=90 %

Sur la figure ci-dessus nous présentons l'essai oedométrique à la contrainte verticale de 250 MPa et l'essai triaxial sous la contrainte de consolidation de 15 MPa sur le granit concassé de la courbe granulométrique étalée G1, la densité relative initiale forte ($Dr=90$ %). Les résultats analogues sont présentés pour $Dr=50$ % sur la Fig. V. 58. L'évolution plus faible de la granulométrie montre un décalage moins important des chemins expérimentaux vis à vis de la relation de plasticité parfaite.

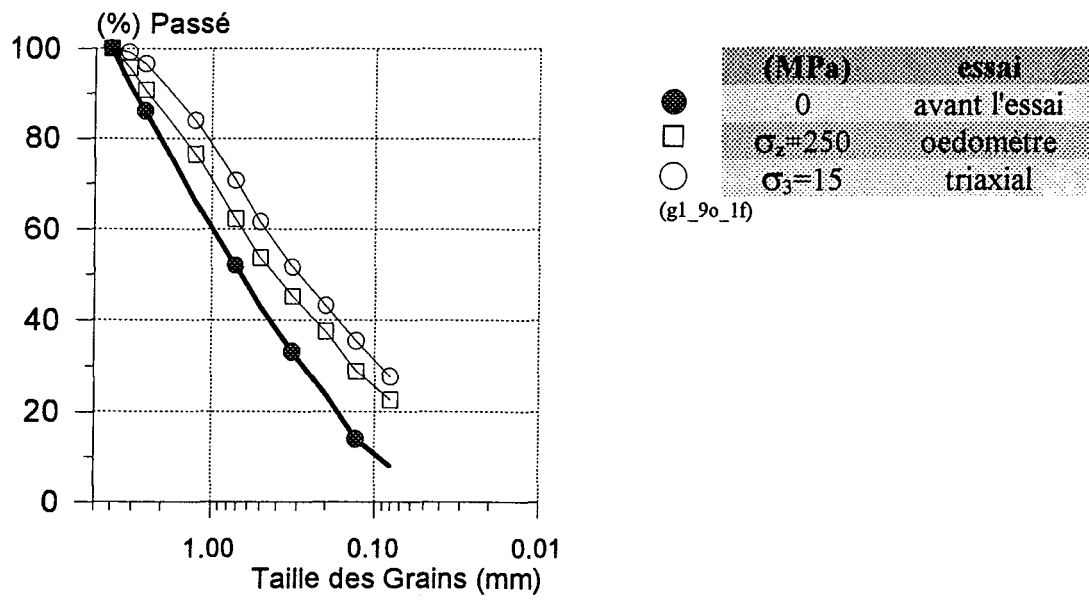


Fig. V. 56 Essai oedométrique et triaxial, granit concassé G1, Dr=90%,

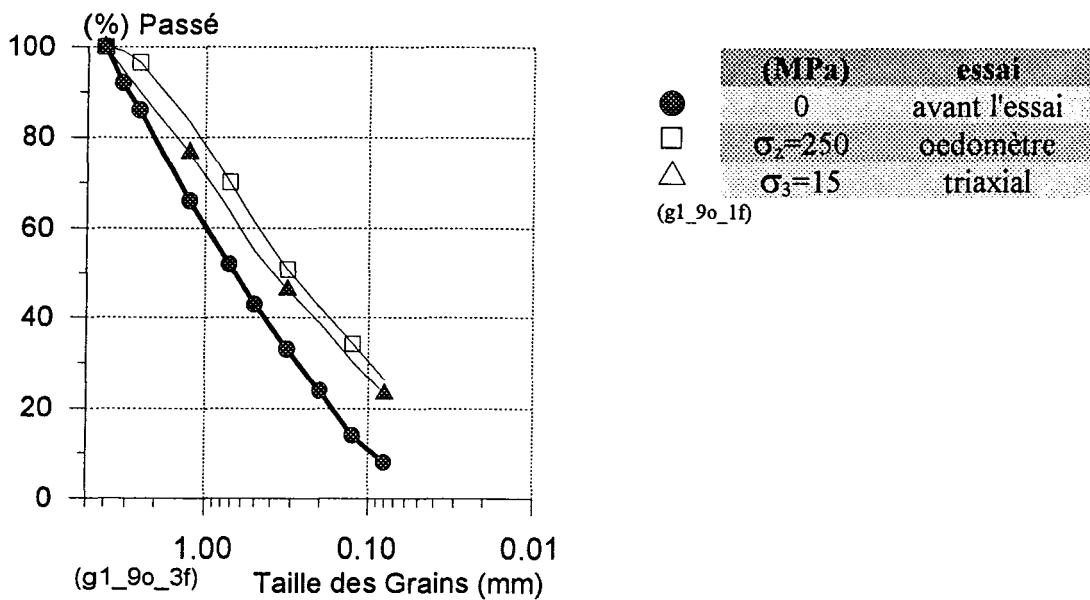


Fig. V. 57 Essai oedométrique et triaxial, granit concassé G1, Dr=50%,

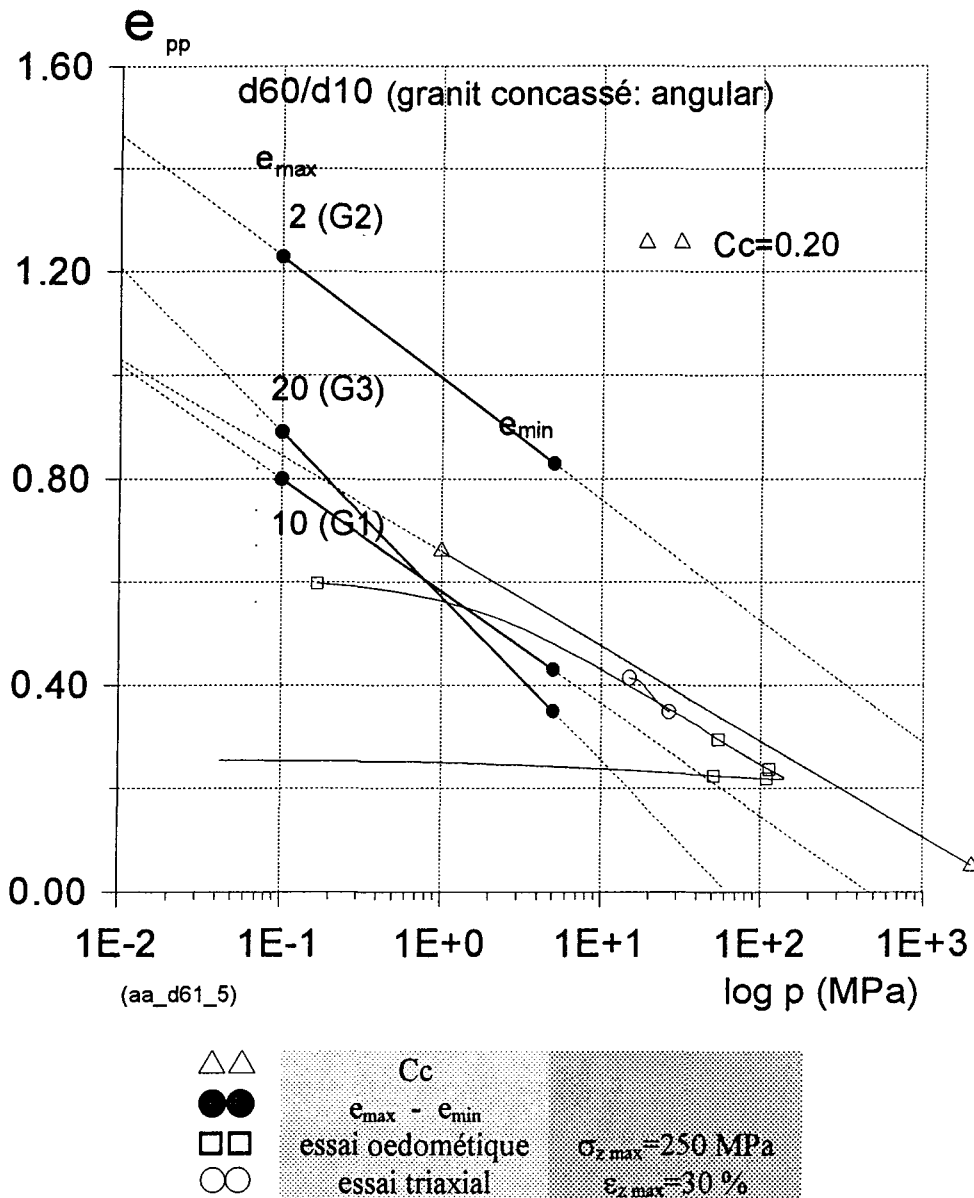


Fig. V. 58 Comparaison entre essai oedométrique et triaxial G1 Dr=50 %

V.4 DEGRE D'ECRASEMENT DES GRAINS

Plusieurs chercheurs ont essayé de mesurer la quantité des grains écrasés. Le facteur d_{60}/d_{10} est le plus couramment utilisé. Les méthodes développées sont empiriques et sont basées sur la mesure des changements de tailles des particules. Certains indices sont basés sur une seule taille des grains, d'autres indices dépendent de toutes les tailles de la granulométrie.

Toutes les explications sur les facteurs et ses résultats sont présentés dans la partie suivante :

Un seul facteur

LEE et FARHOOMAND (1967)	: $d_{15} \text{ initial} / d_{15} \text{ après}$
DATTA et al. (1979)	: d_{10f} / d_{10i}
k	: $100(d_{10})^2$
B10	: $1 - (d_{10f}/d_{10i})$

Plus d'un seul facteur

Coefficient d'uniformité	: d_{60} / d_{10}
KIM. (1995)	: a,b,c,d....g

Surface dans le plan granulométrique

HARDIN (1985)	: Bp, Bt, Br
---------------	--------------

V.4.1 DEGRE DE RUPTURE: KIM

L'indice de KIM signifie la somme de l'écrasement des grains. La méthode est basée sur le changement de la taille des grains dans la courbe granulométrique. La différence des pourcentages retenus est calculée pour toutes les tailles analysées.

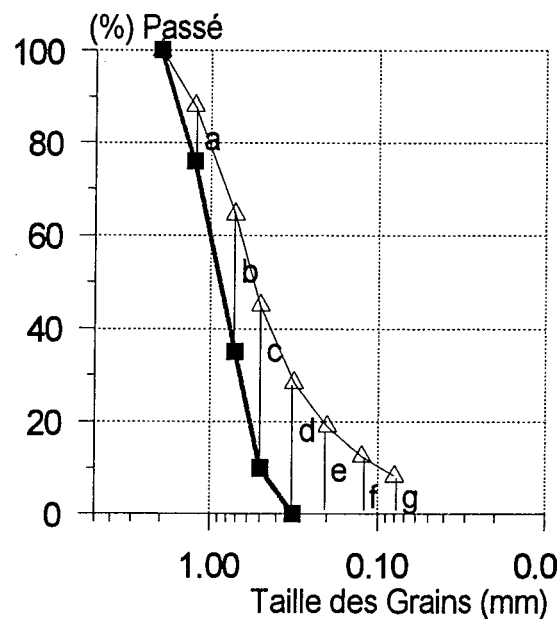


Fig. V. 59

Degré de rupture des grains, KIM

a= % à 1.25 mm après essai - % à 1.25 mm avant essai

b= % à 0.71 mm après essai - % à 0.71 mm avant essai

g= % à 0.074 mm après essai - % à 0.074 mm avant essai

$$KIM (\%) = a + b + c + d + e + f + g$$

V.4.2 DEGRE DE RUPTURE: D_{15i} / D_{15f}

LEE et FARHOOMAND (1967) ont introduit un terme d'"écrasement relatif", correspondant au rapport : $d_{15} \text{ initial} / d_{15} \text{ après essai}$.

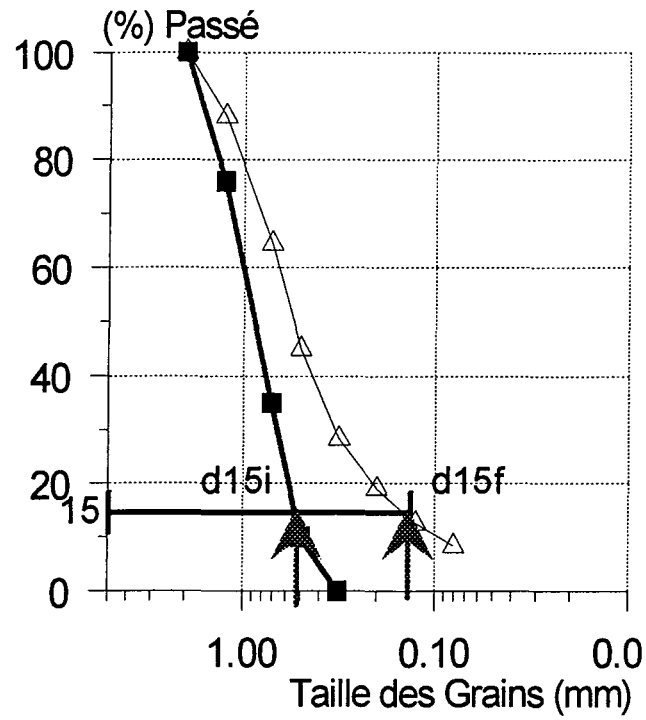


Fig. V. 60 Degré de rupture des grains, LEE et FARHOOMAND (1967)

V.4.3 DEGRE DE RUPTURE: D_{10F}/D_{10i}

Enfin, DATTA et al. (1979) ont suggéré d'exprimer le degré d'écrasement des grains de sable calcaire par un coefficient C_c défini par d_{10f}/d_{10i}

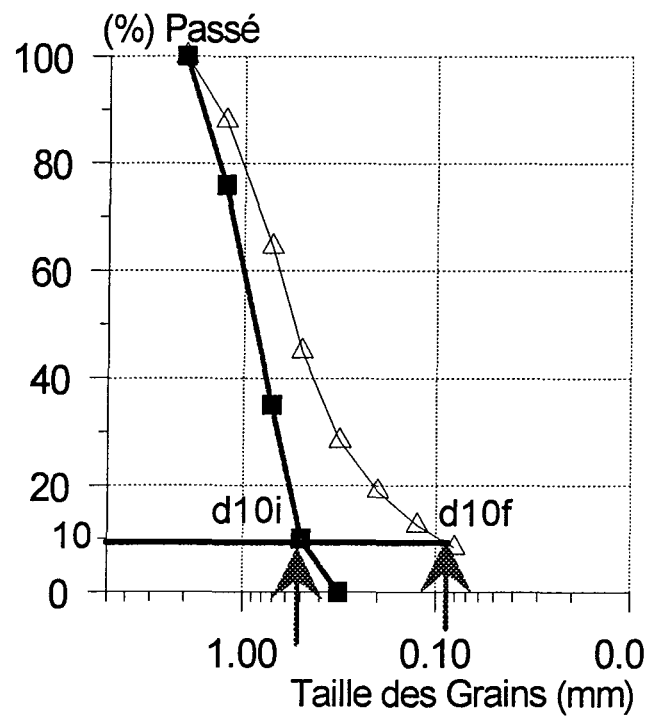


Fig. V. 61 Degré de rupture des grains, DATTA et al. (1979)

V.4.4 DEGRE DE RUPTURE: HARDIN

HARDIN (1985) a proposé les indices suivants:

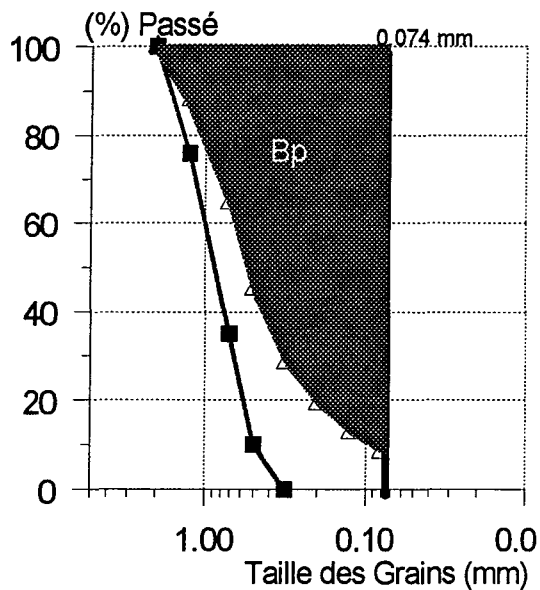
$$b_p = \log \left[\frac{D \text{ en mm}}{0.074 \text{ mm}} \right] \text{ pour } D \geq 0.074 \text{ mm}$$

b_p : potentiel d'écrasement

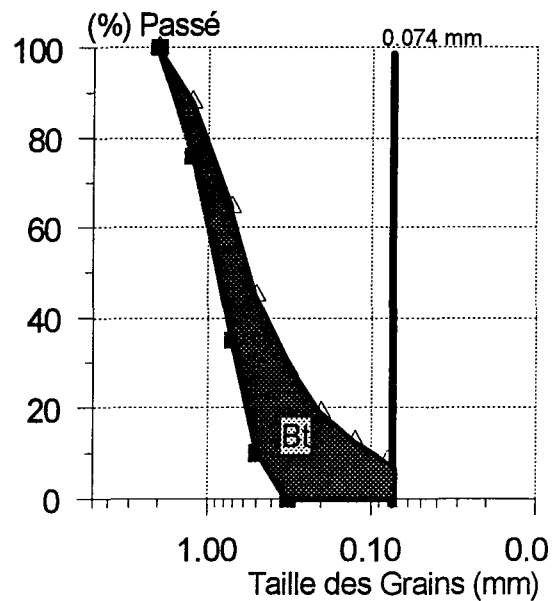
$$b_p = 0$$

pour $D \leq 0.074 \text{ mm}$

$$B_p = \int_0^1 b_p df$$



(a)



(b)

Fig. V. 62 Degré de rupture des grains, HARDIN (1985) (a) B_p , (b) B_t

où la borne 1 correspond au point pour lequel 100% des particules traversent le tamis. L'intégrale définit la surface comprise entre la ligne définissant $d = 0.074 \text{ mm}$ comme limite de taille de limon et la courbe granulométrique avant l'essai (plus précisément, la partie de celle-ci qui décrit la répartition des grains de taille supérieure à 0.074 mm). L'unité est la surface d'un cycle logarithmique.

La somme de l'écrasement significative pour le comportement des sols apparaît dans la formule:

$$B_t = \int_0^1 (b_{p0} - b_{pf}) df$$

$$B_t = B_{p_avant\ essai} - B_{p_après\ essai}$$

où

b_{p0}	valeur originelle de b_p (avant l'essai)
b_{pt}	valeur de b_p après l'essai
B_t	écrasement total (total breakage)

B_t , écrasement total, est symbolisé par la surface hachurée:

$$B_r = B_t/B_p$$

B_r rapport entre B_t et $B_{p_après\ essai}$

V.4.5 DEGRE DE RUPTURE: K ET B10

La perméabilité est concernée par l'écrasement des grains. Le facteur de relation est donné par la formule:

$$k = 100(d_{10})^2$$

L'indice B10 présente le changement de la taille à 10 pourcent de la courbe granulométrique avant et après l'essai.

$$B_{10} = 1 - (d_{10f}/d_{10i})$$

V.4.6 CALCUL D'ENERGIE POUR LES ESSAIS TRIAXIAUX ET OEDOMETRIQUES REALISES

Pour comparer les résultats sur les courbes granulométriques d'origines différentes, nous avons étudié l'énergie apportée pendant l'essai. Le calcul est fait entre tous les points de données des essais. L'avantage de retenir l'énergie apportée est de comparer les essais triaxiaux aux déformations axiales imposées finales (5, 15, 30, 50 %) en prenant en compte à la fois la contrainte et la déformation imposées à l'échantillon.

V.4.6.1 Calcul d'énergie pour les essais triaxiaux

$$E_t = E_c + E_s$$

Equation 1

E_t = apport total d'énergie

E_c = énergie apportée pendant la consolidation

E_s = énergie apportée pendant l'écrasement

$$E_t = \int_0^{\varepsilon_{vf}} \sigma_c \cdot d\varepsilon_v + \left[\int_0^{\varepsilon_{vf}} (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot d\varepsilon_z + \int_0^{\varepsilon_{vf}} \bar{\sigma}_c \cdot d\varepsilon_v \right]$$

Equation 2

- σ_c = contrainte de consolidation pendant l'essai isotrope
 $\bar{\sigma}_c$ = contrainte de consolidation pendant l'essai triaxial
 ε_v = déformation volumique
 eot = fin de l'essai (end of test)
 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ = déviateur des contraintes q
 ε_z = déformation axiale (ε_1 en compression, ε_3 en extension)

L'equation 3 présente le calcul de la surface dans le plan q- ε_z , l'equation 4 dans le plan σ_3 - ε_v .

$$E_s = \sum_0^{\varepsilon_z \text{ eot}} \frac{1}{2} * (\varepsilon_{zj} - \varepsilon_{zi}) * (q_j + q_i) + \sigma_3 * \varepsilon_{vpic} \quad \text{Equation 3}$$

$$E_c = \sum_0^{\varepsilon_v \text{ eot}} \frac{1}{2} * (\varepsilon_{vj} - \varepsilon_{vi}) * (\sigma_{3j} + \sigma_{3i}) \quad \text{Equation 4}$$

V.4.6.2 Calcul d'énergie pour les essais oedométriques

L'equation 5 présente le calcul de la surface dans le plan σ_z - ε_z .

$$E_t = \sum_0^{\varepsilon_z \text{ eot}} \frac{1}{2} * (\varepsilon_{zj} - \varepsilon_{zi}) * (\sigma_{zj} + \sigma_{zi}) \quad \text{Equation 5}$$

E_t = énergie pendant l'essai oedométrique

ε_z = déformation axiale

σ_z = contrainte axiale

V.4.7 DEGRE D'ECRASEMENT DES GRAINS SUR LES ESSAIS OEDOMETRIQUES

V.4.7.1 Degré de rupture en fonction de la contrainte verticale

Nous avons déjà constaté avec l'analyse granulométrique sur les figures précédentes dans le cas de G1 pour les essais oedométriques que l'évolution de la courbe granulométrique est difficile à distinguer. En ce qui concerne G2 l'évolution de la granulométrie est bien distincte. On peut confirmer sur le plan Bp, Bt, Br, KIM et d_{60}/d_{10} , k, B10, d_{15f}/d_{15i} en fonction de la contrainte verticale ensuite en fonction de l'échelle logarithmique $\log \sigma_z$.

Dans la Fig. V. 63 nous pouvons remarquer pour G1 qu'à partir de la contrainte verticale de 15 MPa il n'y a pratiquement plus d'évolution. En revanche G2 évolue régulièrement en fonction de la contrainte verticale.

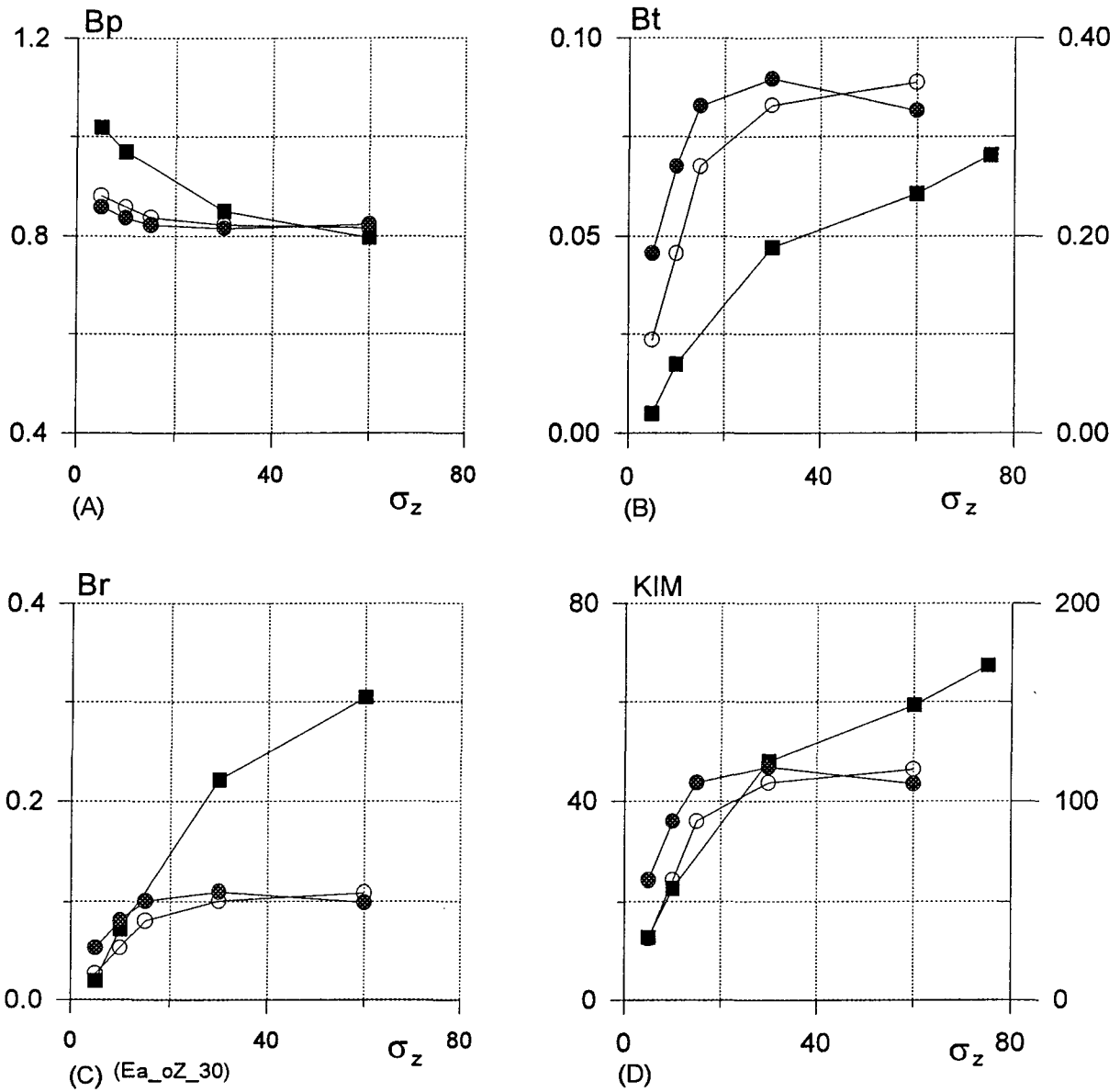


Fig. V. 63 Essais oedométriques, granit concassé G1 et G2, B_p , B_t , B_r , KIM en fonction de la contrainte axiale σ_z

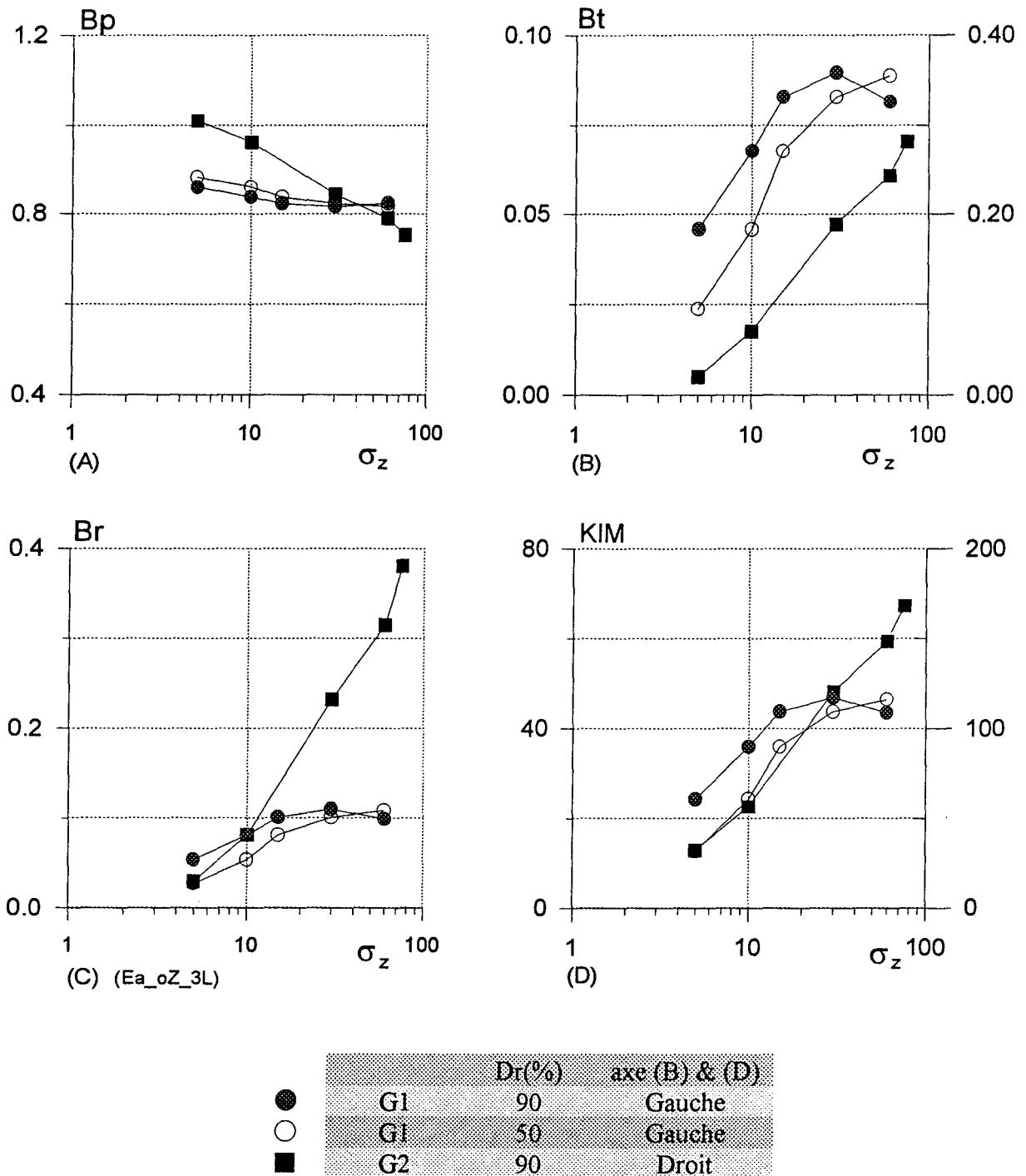


Fig. V. 64 Essais oedométriques, granit concassé G1 et G2, Bp, Bt, Br, KIM en fonction de la contrainte axiale $\log \sigma_z$

En échelle logarithmique le degré de rupture des grains des essais oedométriques est bien pris en compte par B_t - $\log \sigma_z$ et KIM - $\log \sigma_z$.

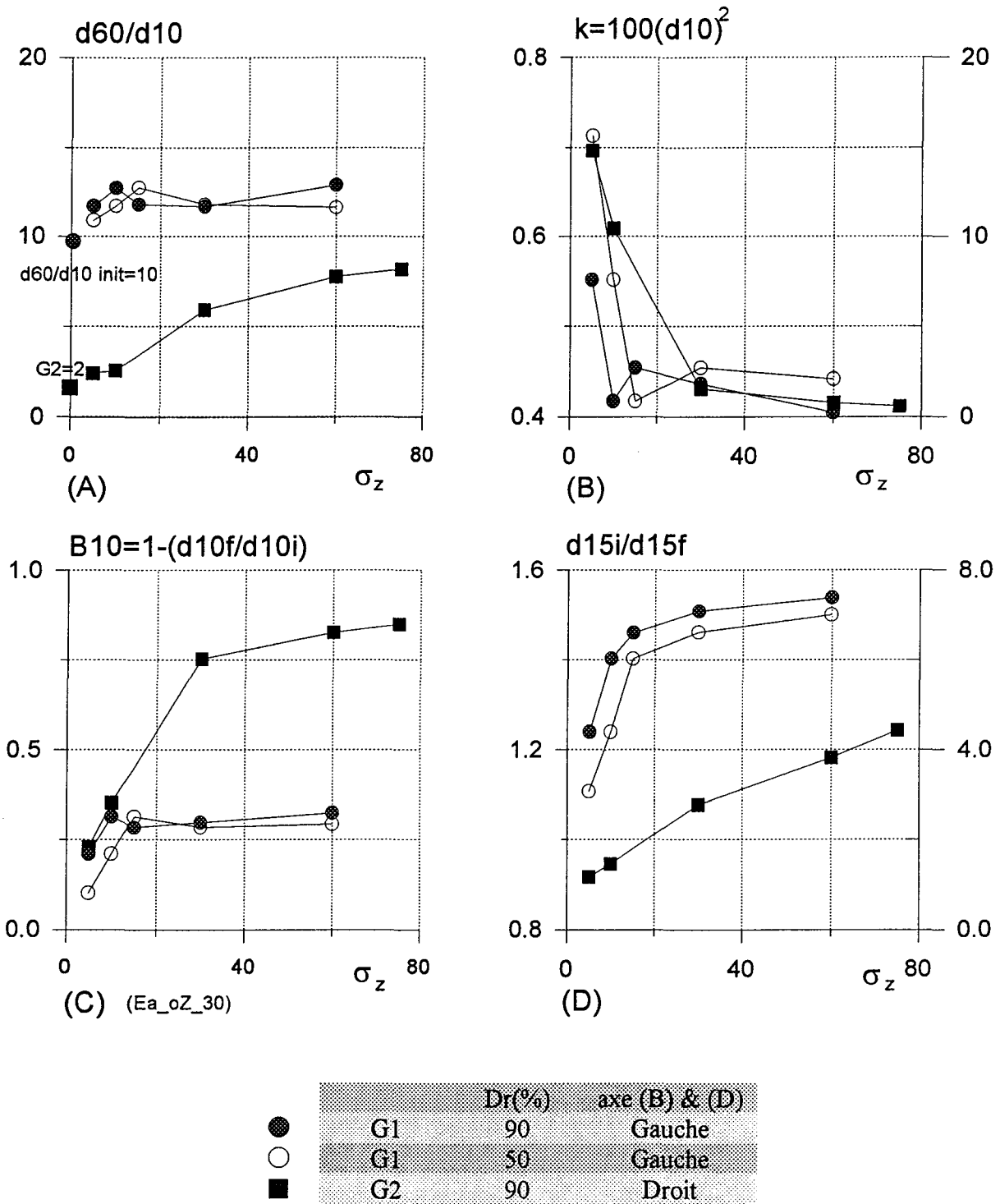


Fig. V. 65 Essais oedométriques, granit concassé G1 et G2, d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de la contrainte axiale σ_z

Dans le plan d_{15i} / d_{15f} (échelle logarithmique) on voit une évolution similaire à celle de Bt (Fig. V. 64). Les facteurs d_{60}/d_{10} , k , B_{10} évoluent d'une manière similaire: pour G1 l'évolution est presque nulle, pour G2 l'évolution est bien développée.

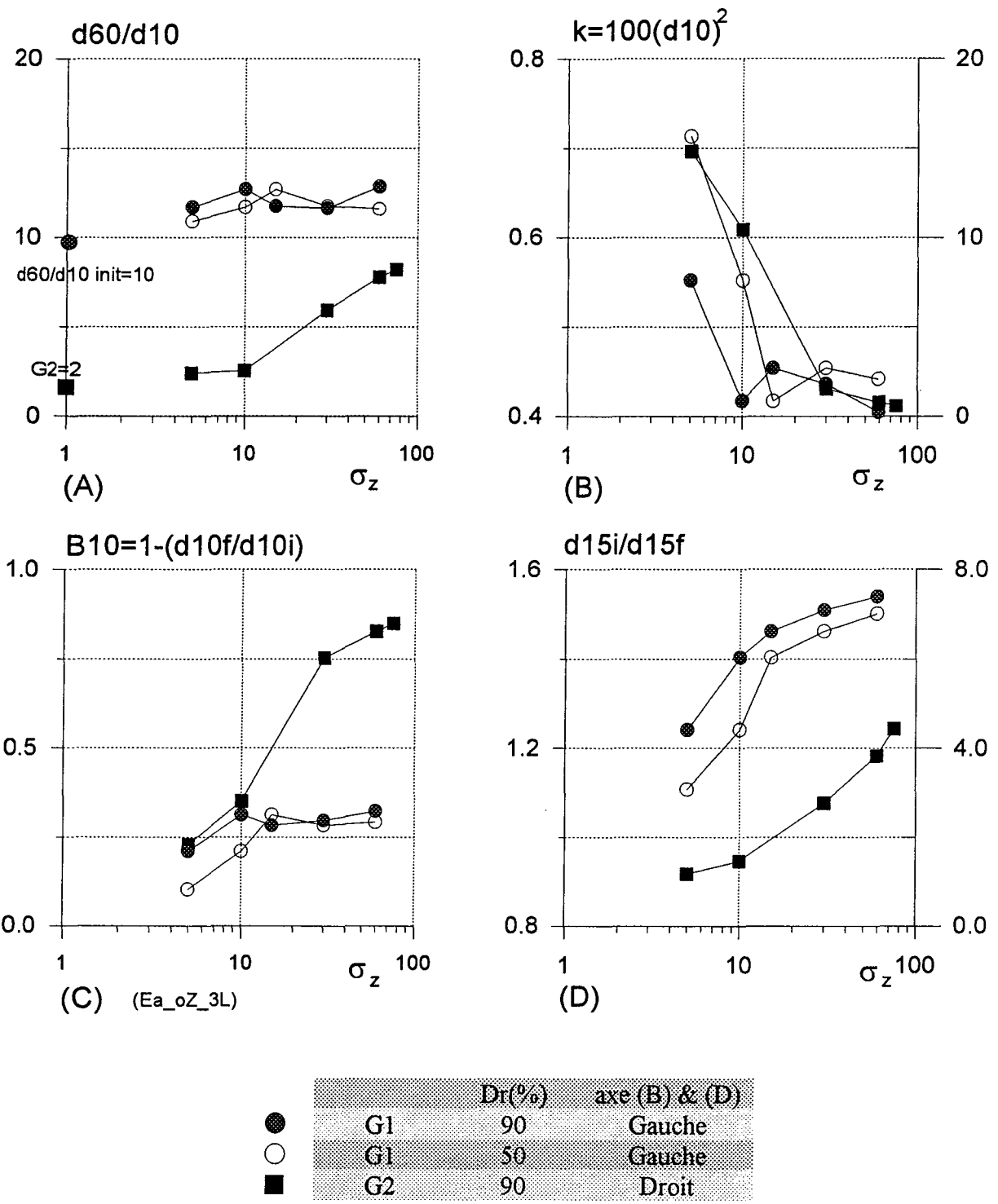


Fig. V. 66 Essais oedométriques, granit concassé G1 et G2, d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de la contrainte axiale $\log \sigma_z$

V.4.7.2 Degré de rupture en fonction de l'énergie

Après avoir calculé l'énergie apportée par l'équation 5, pour les essais oedométriques sur G1 et G2, on peut mettre en évidence le degré de rupture des grains en fonction de l'énergie qui

donne le même comportement que celui obtenu en reliant le degré de rupture à la contrainte verticale.

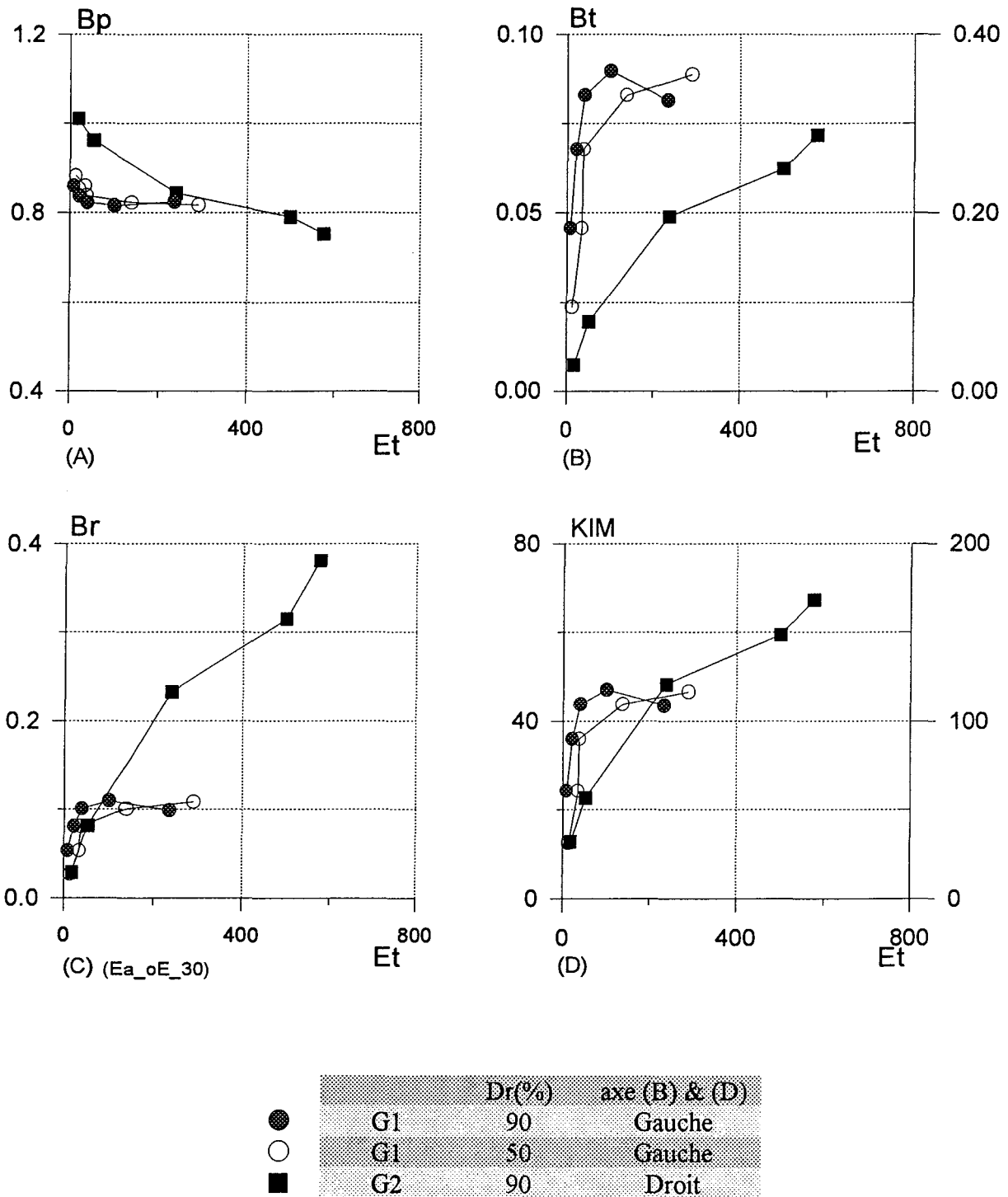


Fig. V. 67 Essais oedométriques, granit concassé G1 et G2 B_p , B_t , B_r , KIM en fonction de l'énergie E_t

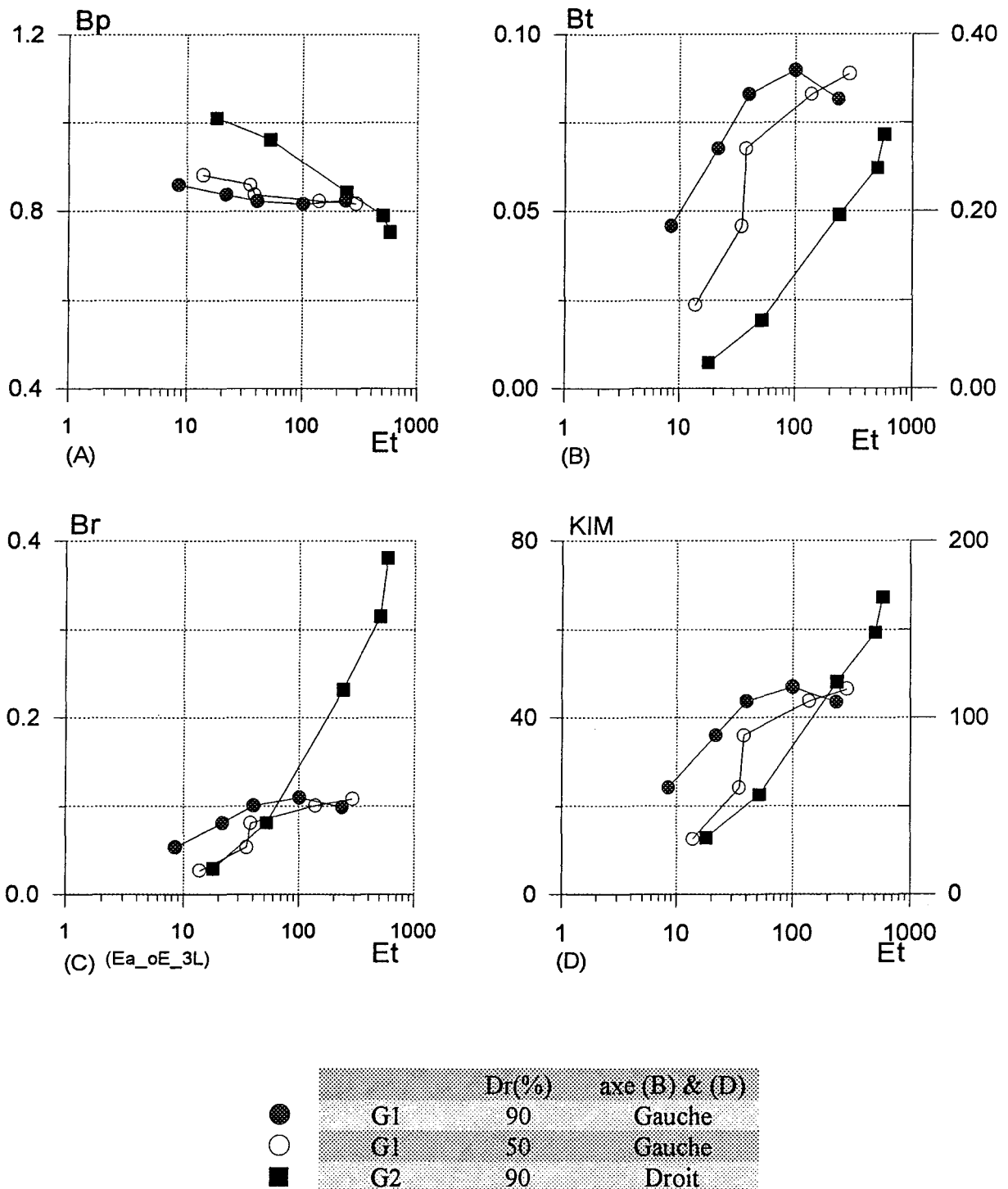


Fig. V. 68

Essais oedométriques, granit concassé G1 et G2, Bp, Bt, Br, KIM, en fonction de l'énergie log Et

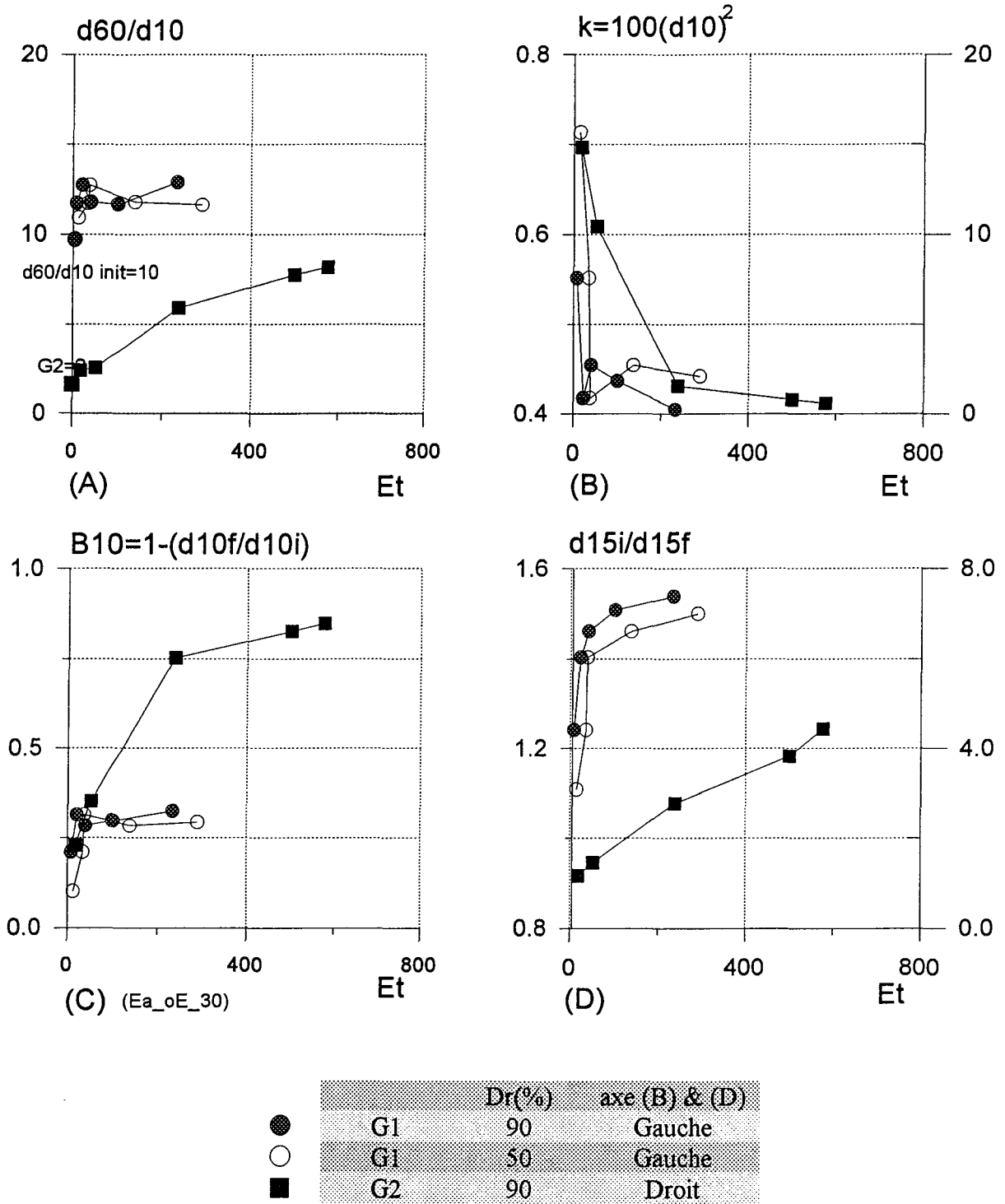


Fig. V. 69 Essais oedométriques, granit concassé G1 et G2, d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de l'énergie E_t

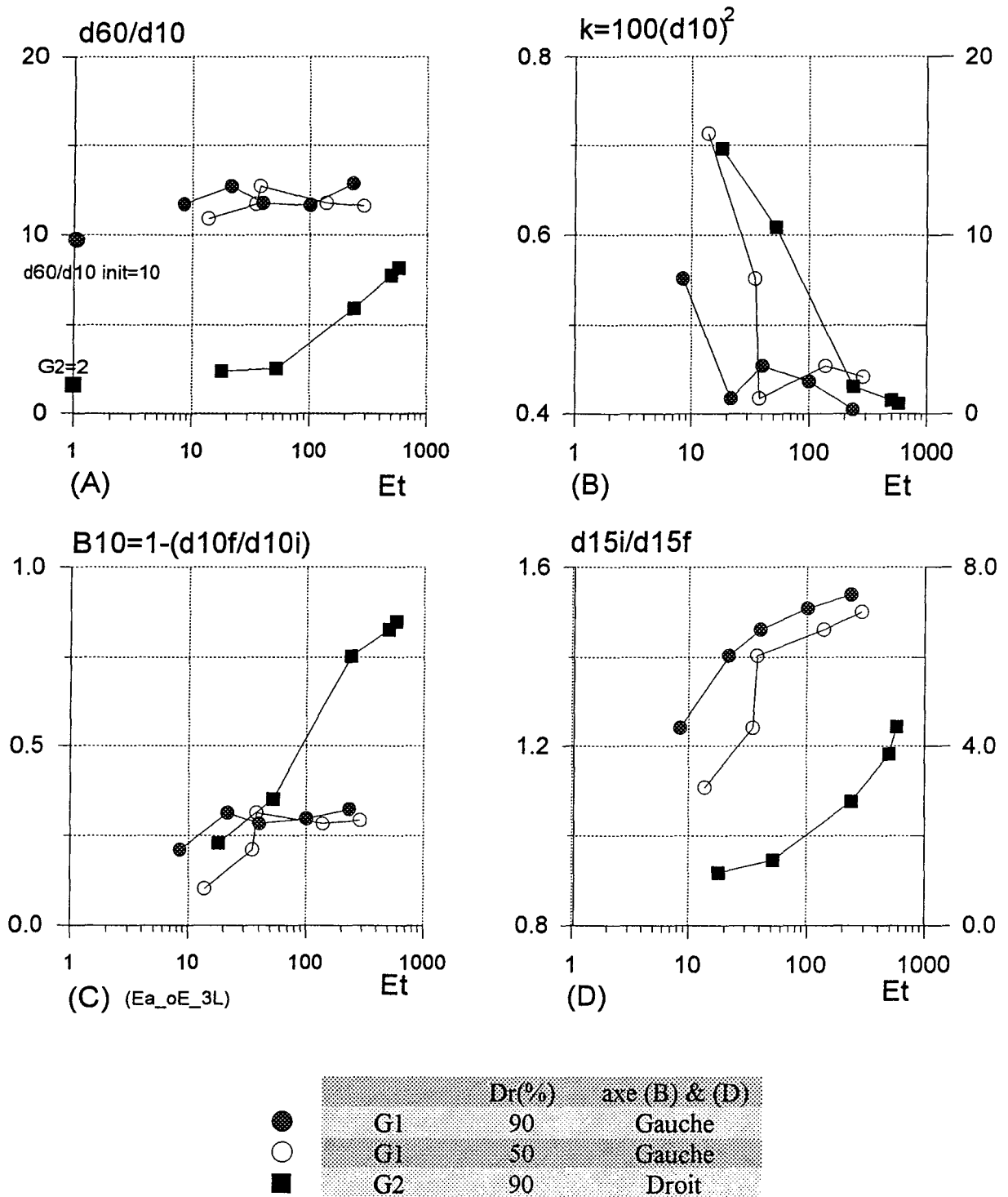


Fig. V. 70

Essais oedométriques, granit concassé G1 et G2, d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de l'énergie $\log E_t$

V.4.8 DEGRE D'ECRASEMENT DES GRAINS SUR LES ESSAIS ISOTROPES

V.4.8.1 Degré de rupture en fonction de la contrainte de consolidation

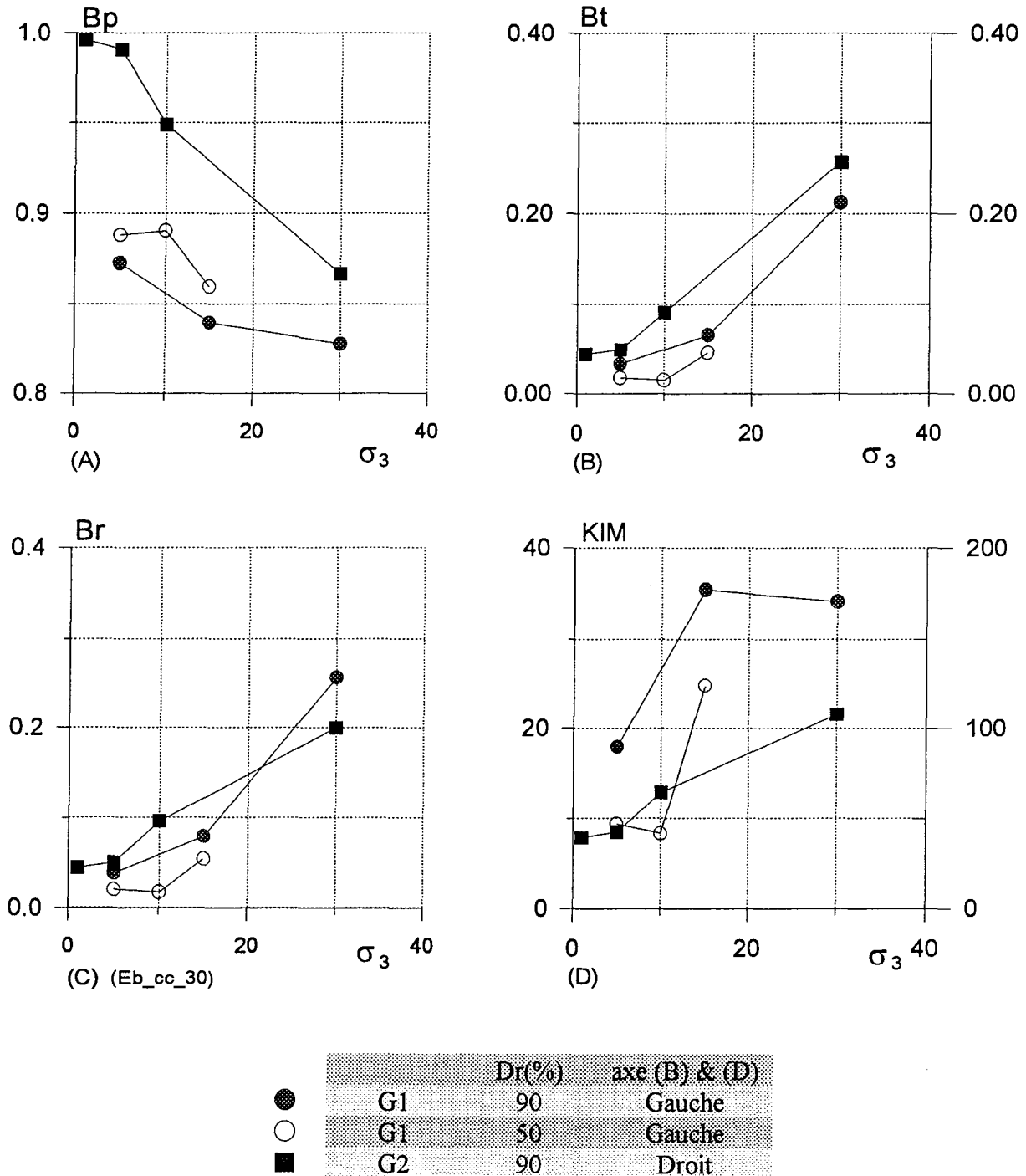
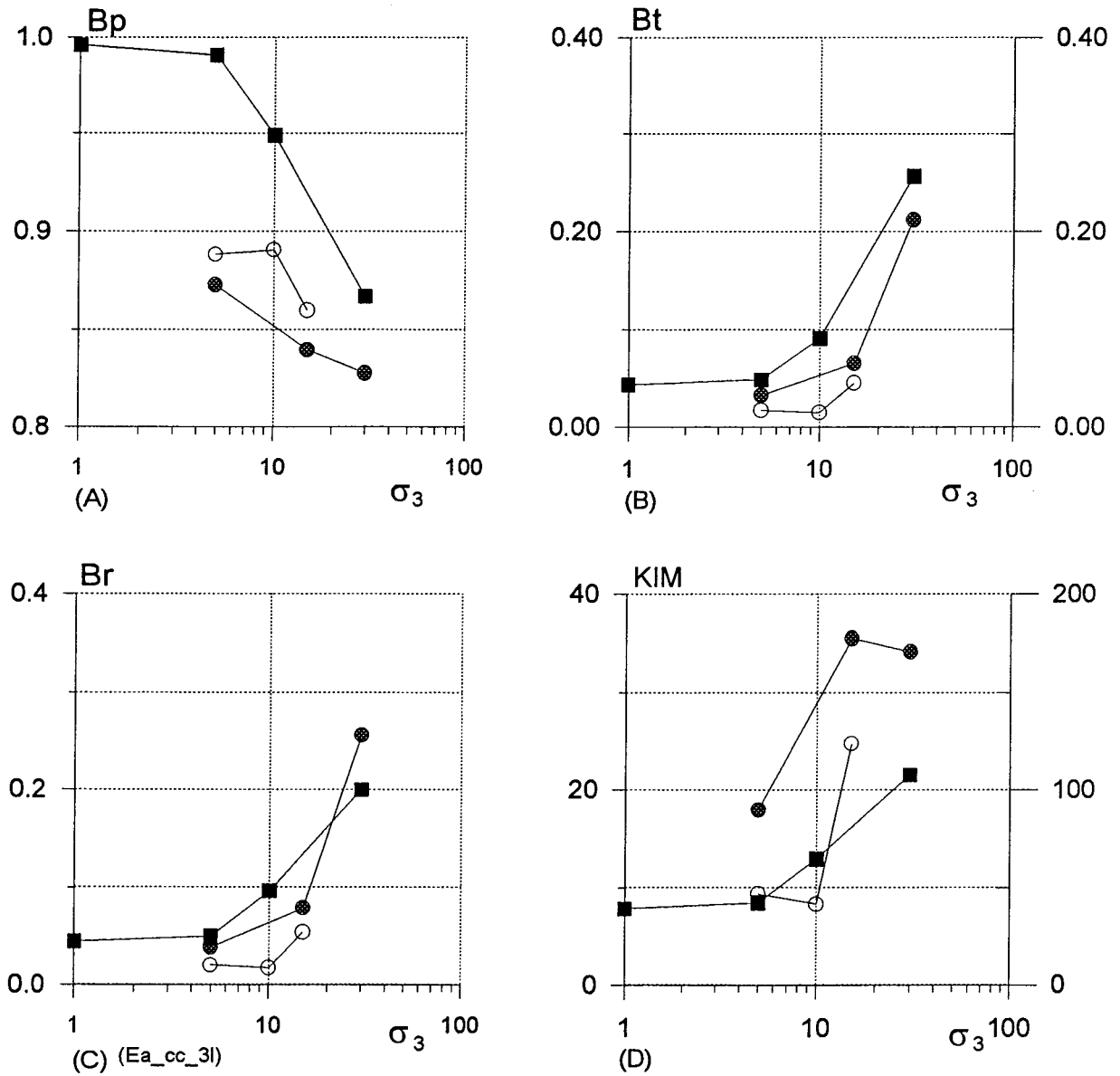


Fig. V. 71 Essais isotropes, granit concassé G1 et G2 Bp, Bt, Br, KIM en fonction de la contrainte de consolidation σ_3

Pour les essais isotropes les degrés de rupture sont fonction de la contrainte de consolidation. Les facteurs Bp, Bt, Br, KIM donnent une évolution nette en fonction de la contrainte de consolidation. Par contre les facteurs d_{60}/d_{10} , k, B10, d_{15f}/d_{15i} donnent un comportement plus dispersé dans le cas de G1.



		Dr(%)	axe (B) & (D)
●	G1	90	Gauche
○	G1	50	Gauche
■	G2	90	Droit

Fig. V. 72

Essais isotropes, granit concassé G1 et G2 Bp, Bt, Br, KIM en fonction de la contrainte de consolidation $\log \sigma_3$

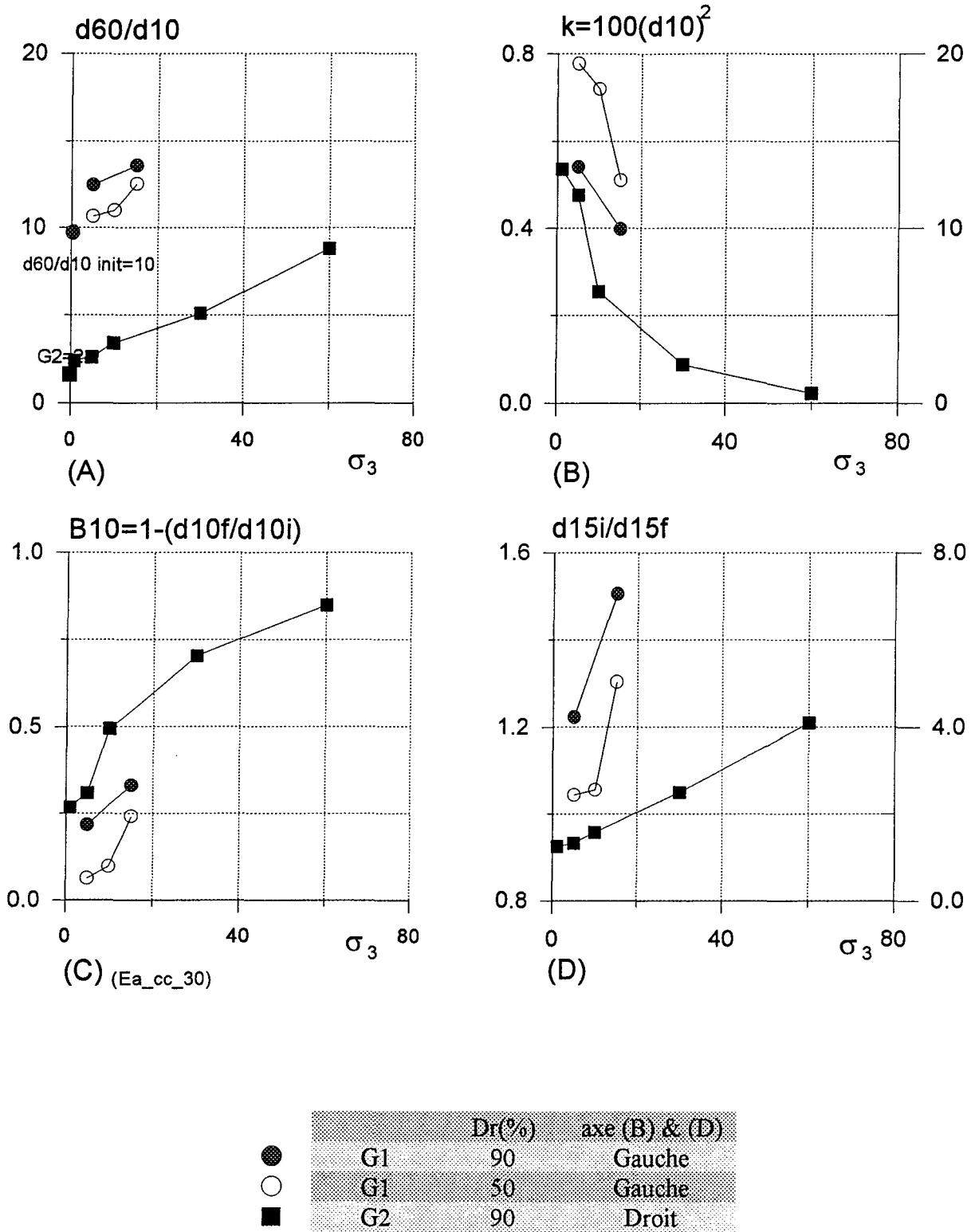
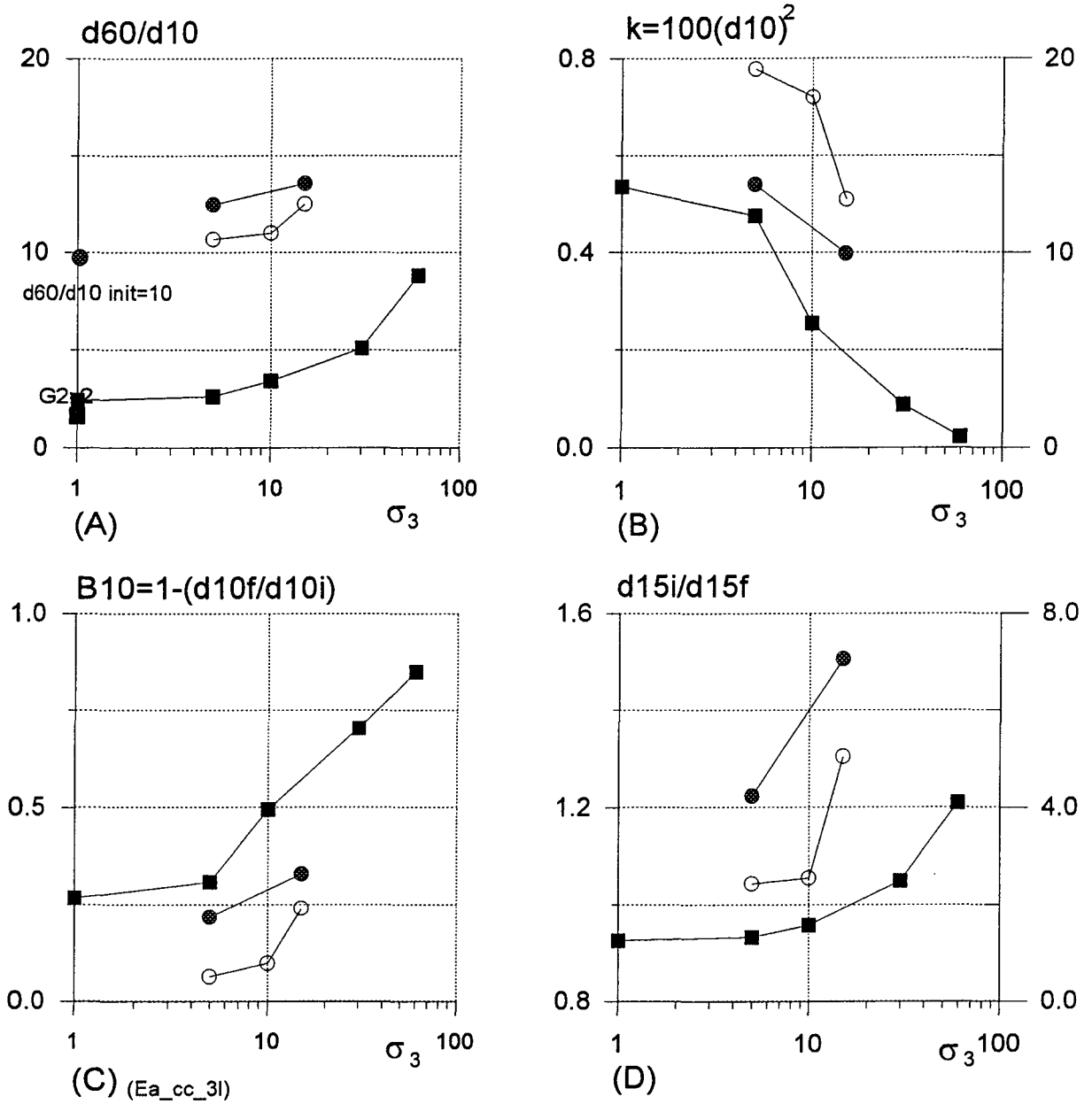


Fig. V. 73 Essais isotropes, granit concassé, G1 et G2 d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de la contrainte de consolidation σ_3



		Dr(%)	axe (B) & (D)
●	G1	90	Gauche
○	G1	50	Gauche
■	G2	90	Droit

Fig. V. 74 Essais isotropes, granit concassé, G1 et G2 d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de la contrainte de consolidation $\log \sigma_3$

V.4.8.2 Degré de la rupture en fonction de l'énergie

Les degrés de rupture des grains pour les essais isotropes en fonction de l'énergie apportée sont présentés dans les Fig. V. 75 et Fig. V. 76, les Fig. V. 77 Fig. V. 78 en échelle logarithmique. On peut constater cette fois que l'énergie calculée donne une évolution analogue pour tous les facteurs étudiés.

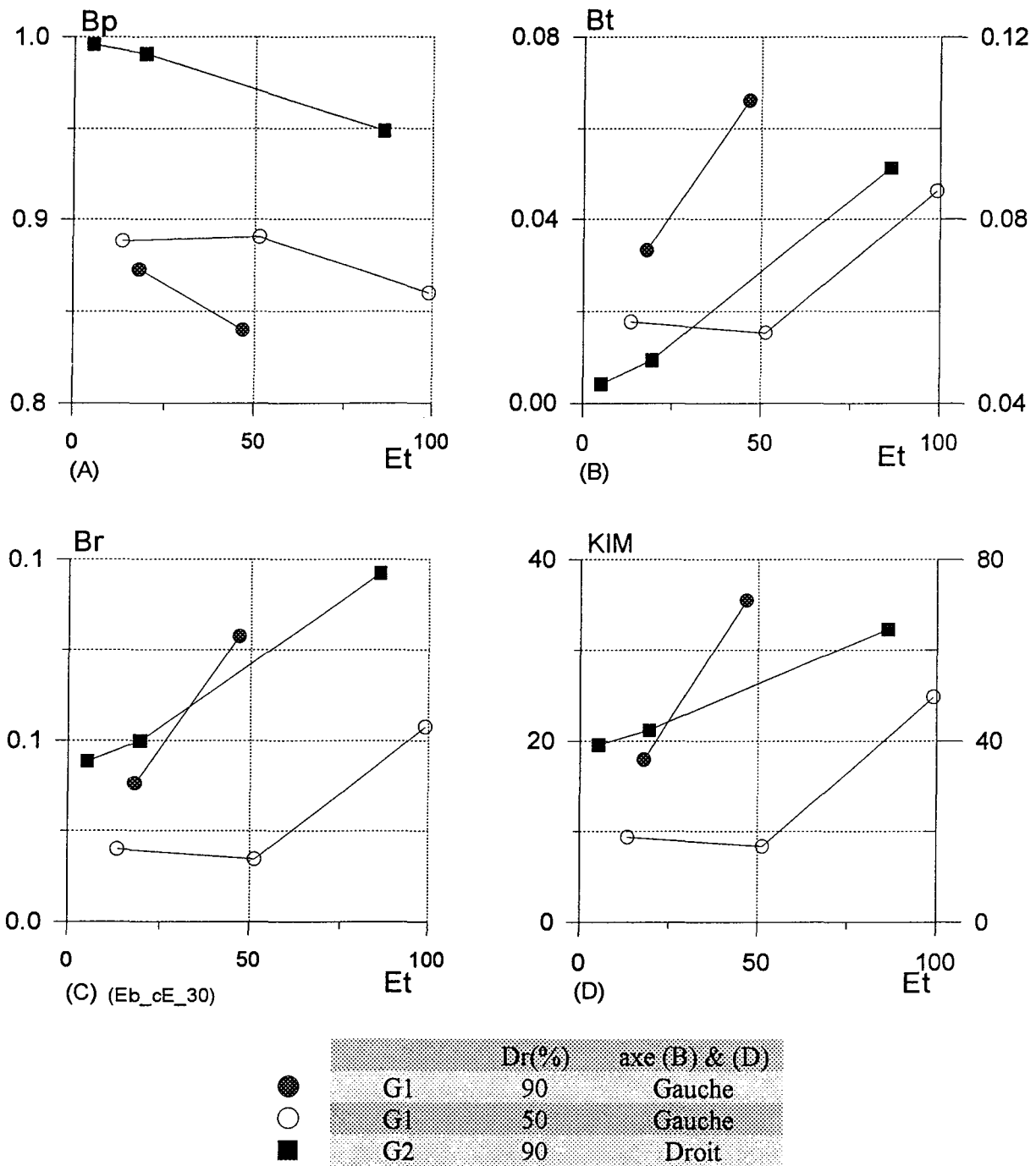


Fig. V. 75 Essais isotropes, granit concassé, G1 et G2, Bp, Bt, Br, KIM en fonction de l'énergie E_t

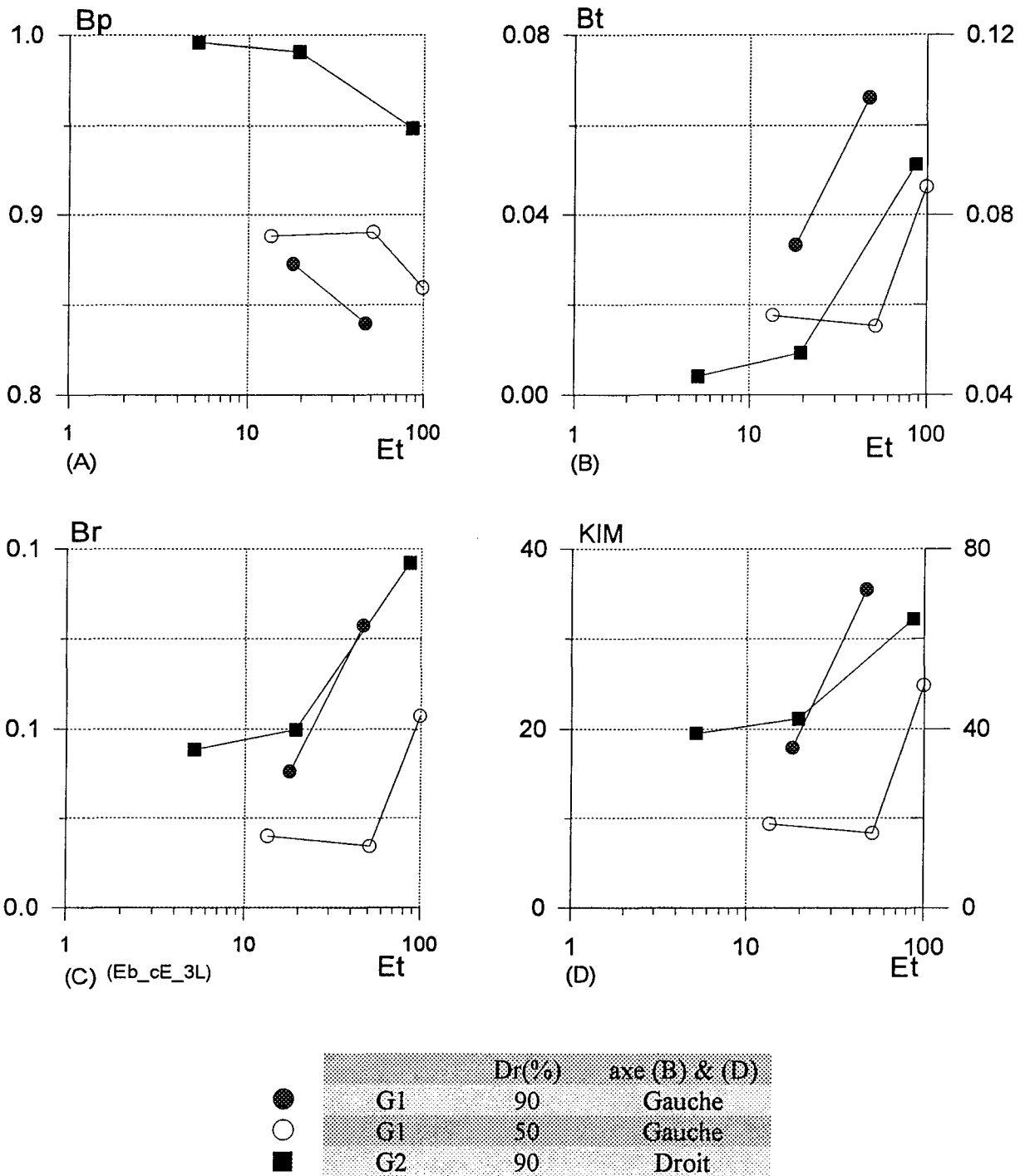


Fig. V. 76

Essais isotropes, granit concassé, G1 et G2, Bp, Bt, Br, KIM en fonction de l'énergie $\log E_t$

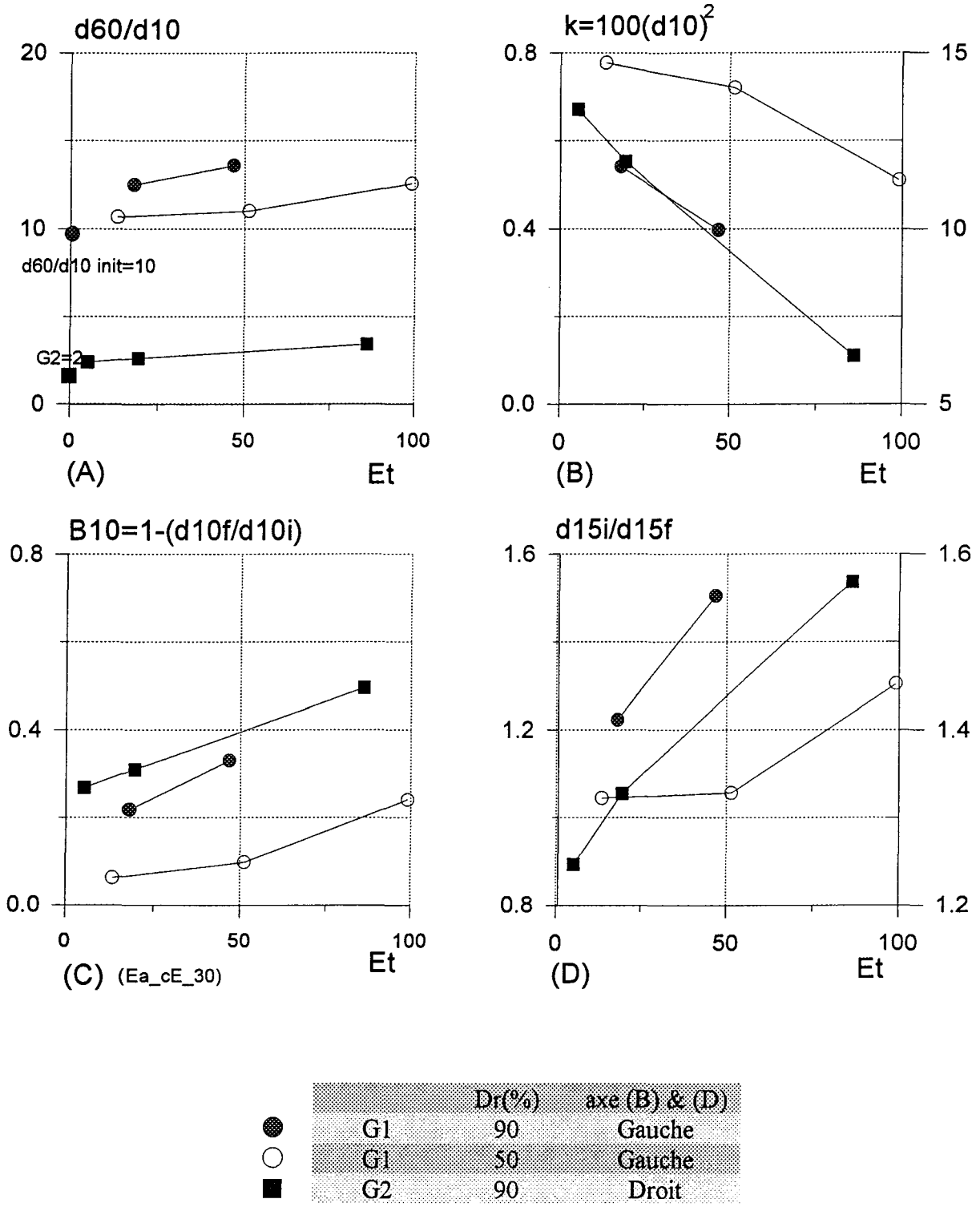


Fig. V. 77

Essais isotropes, granit concassé, G1 et G2, d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de l'énergie E_t

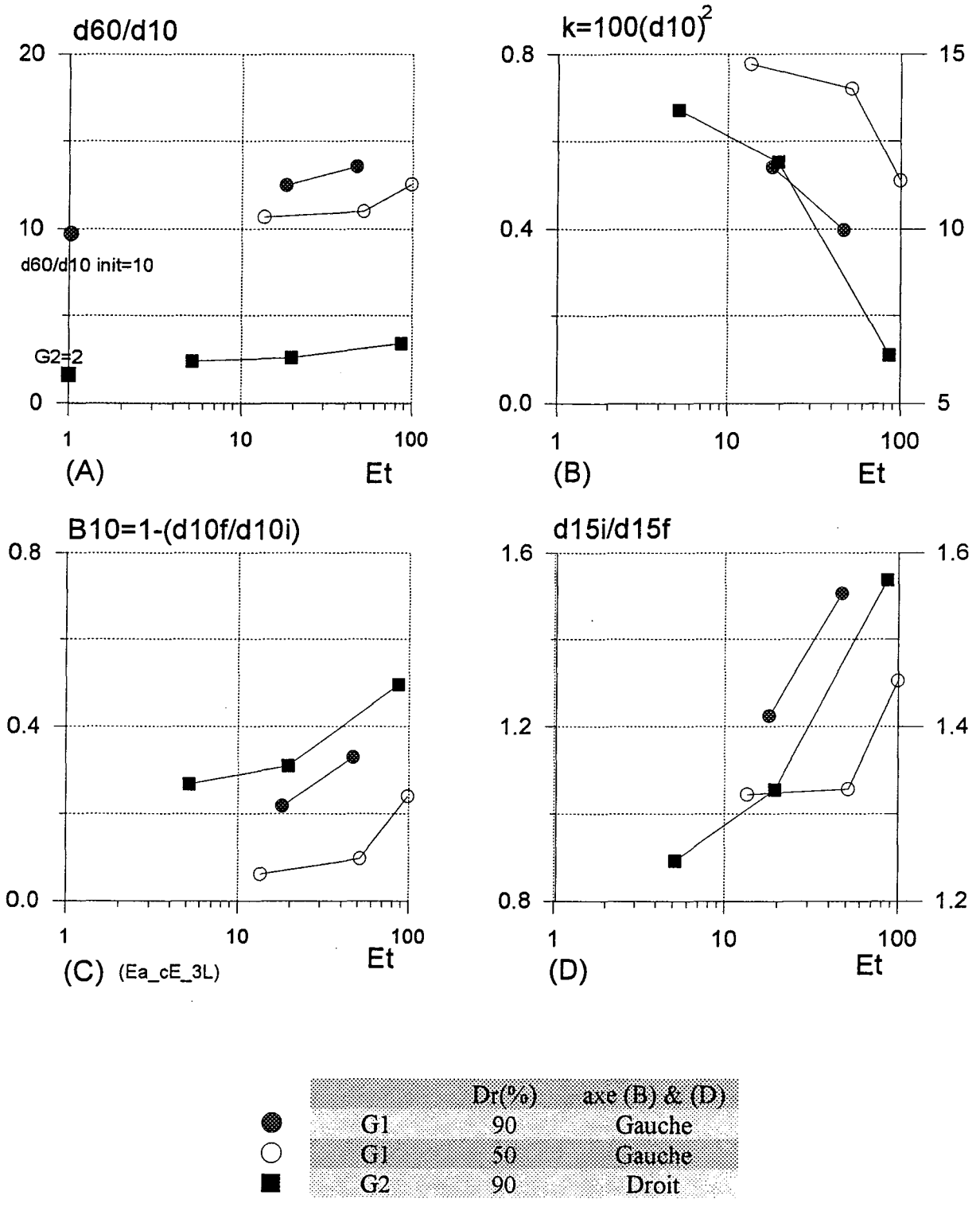


Fig. V. 78 Essais isotropes, granit concassé G1 et G2, d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de l'énergie $\log E_t$

V.4.9 DEGRE D'ECRASEMENT DES GRAINS SUR LES ESSAIS TRIAXIAUX

V.4.9.1 Degré de rupture en fonction de la contrainte de consolidation

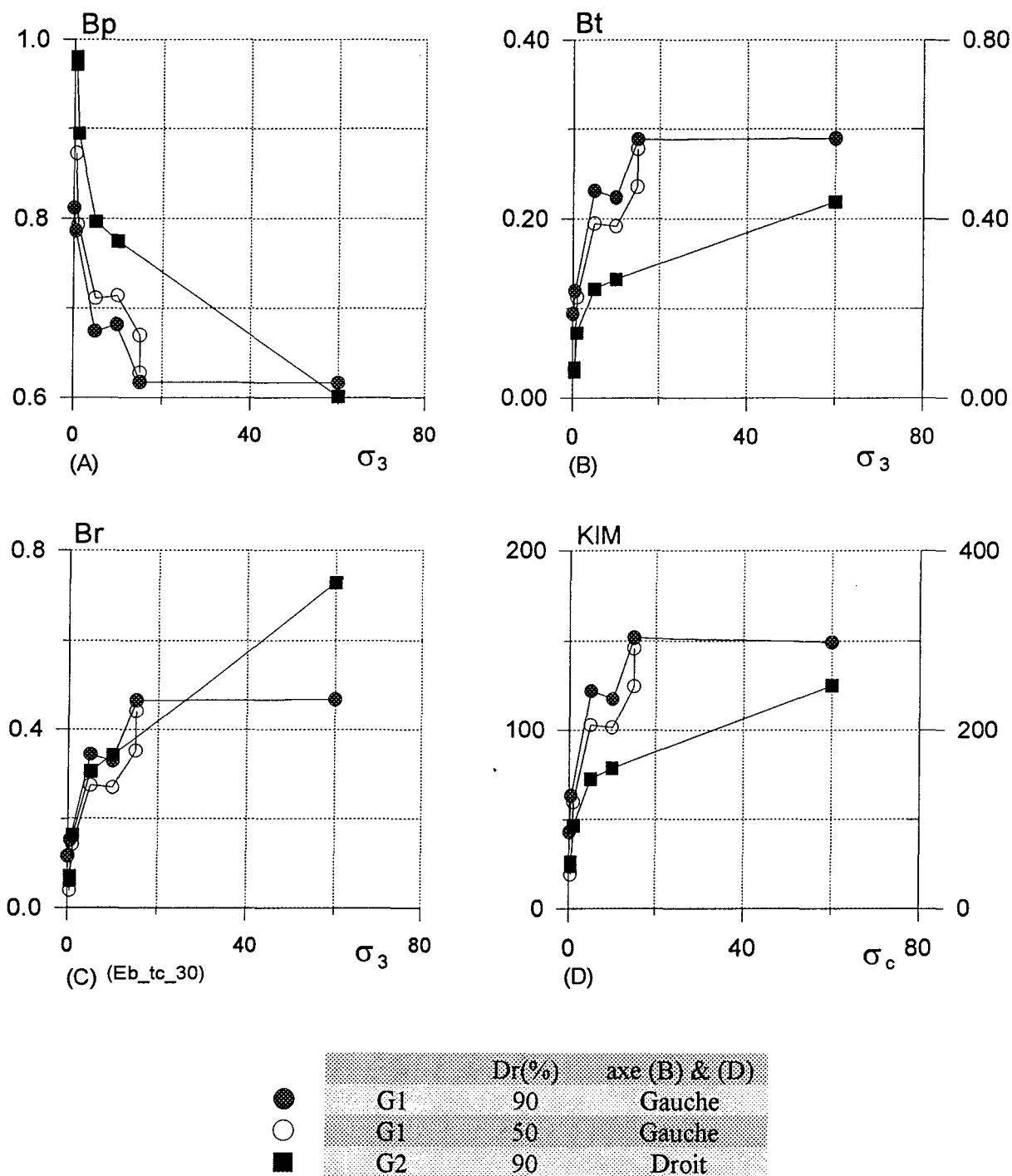


Fig. V 79

Essais triaxiaux, granit concassé G1 et G2, Bp, Bt, Br, KIM en fonction de la contrainte de consolidation σ_3

Les facteurs Bp, Bt, Br, KIM en fonction de la contrainte de consolidation donnent des degrés de rupture progressifs. On peut constater que l'échelle logarithmique donne une bonne susceptibilité aux différents facteurs. Dans le plan Bp - σ_3 (A) et KIM - σ_3 (D), les différentes densités relatives sur G1 donnent le même comportement. Par contre dans le plan Bt - σ_3 (B) et Br - σ_3 (C) on voit clairement la différence entre les deux densités relatives(50 et 90 %) sur G1.

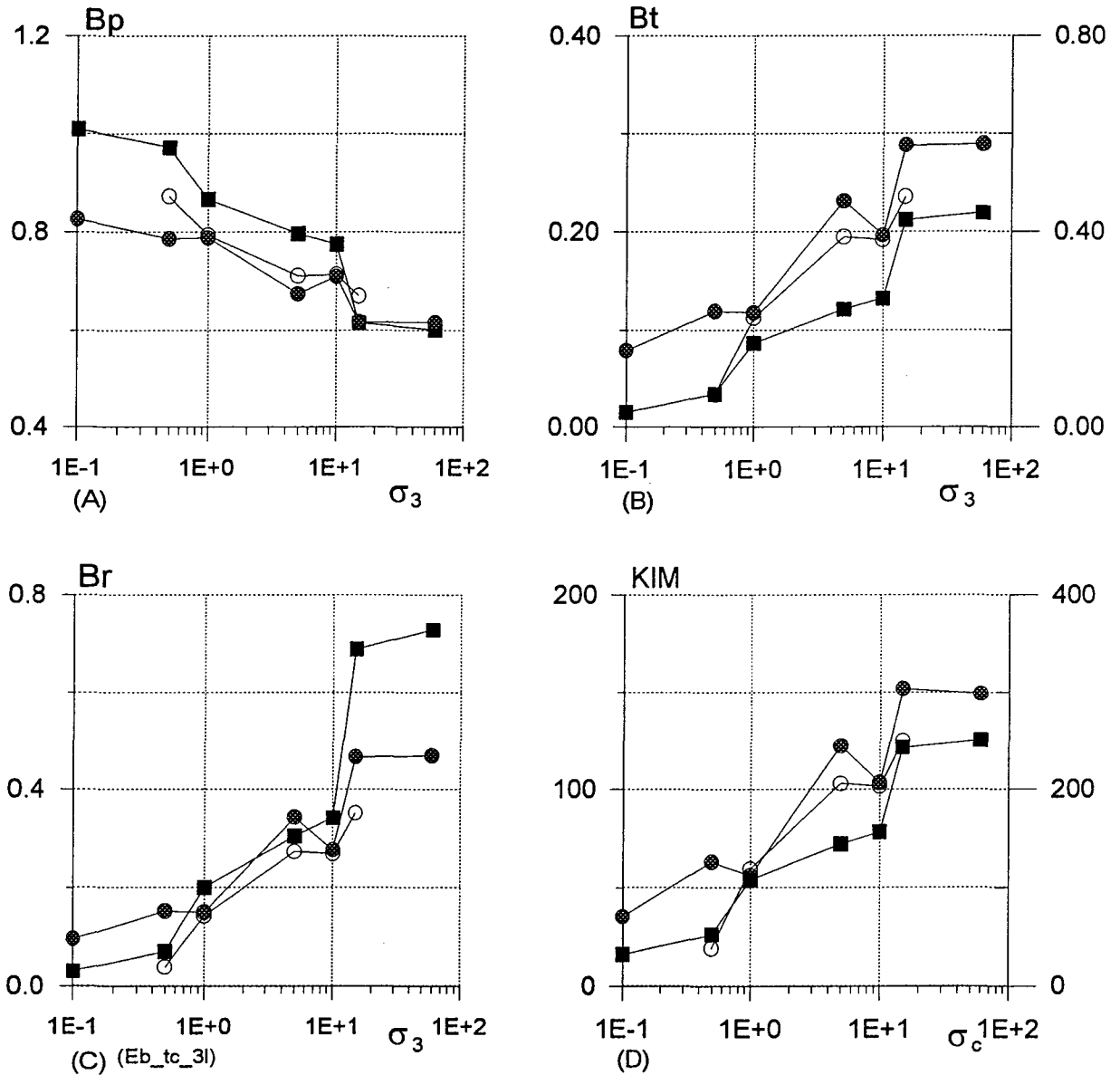


Fig. V. 80

Essais triaxiaux, granit concassé G1 et G2, Bp, Bt, Br, KIM en fonction de la contrainte de consolidation $\log \sigma_3$

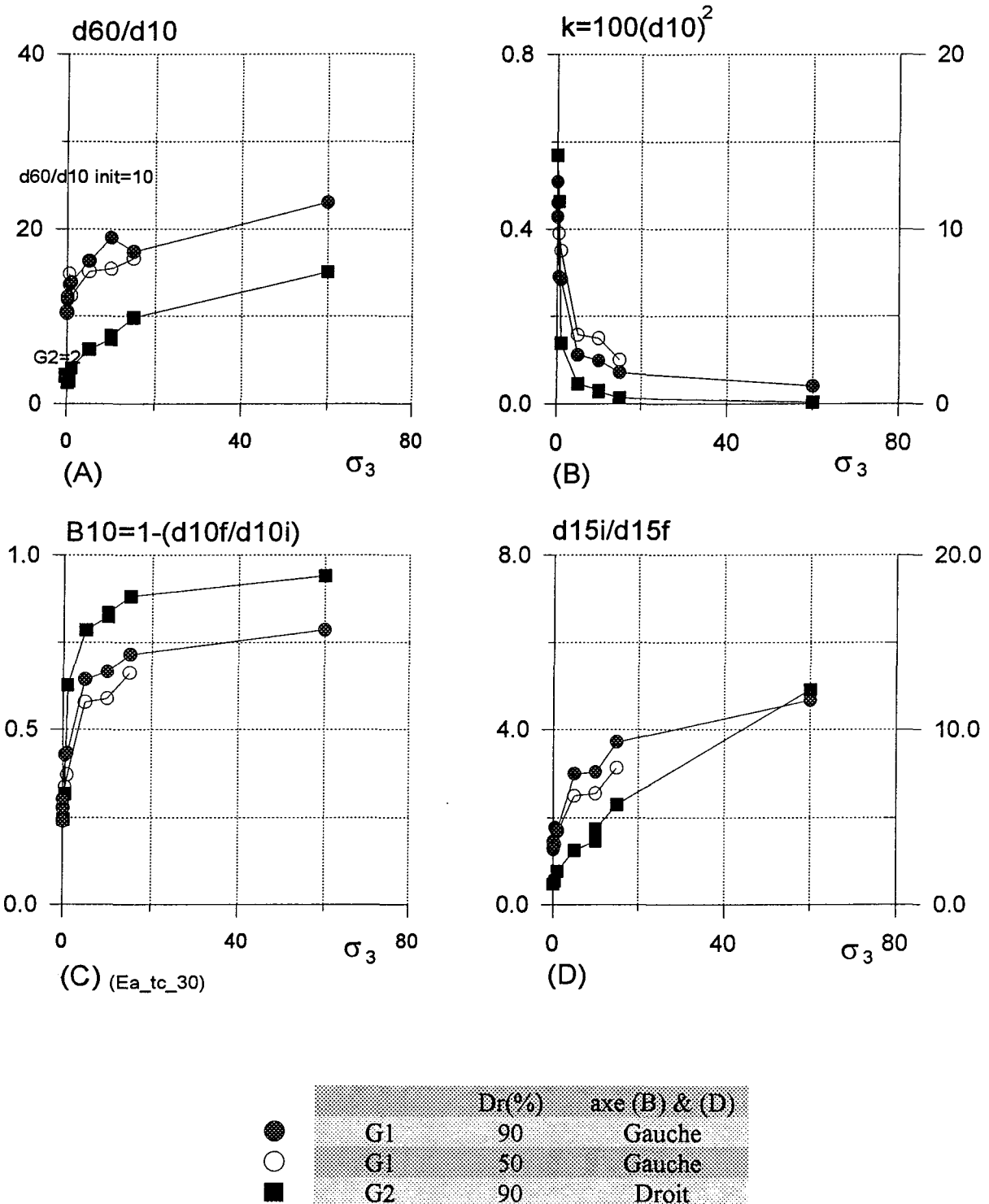


Fig. V. 81 Essais triaxiaux, granit concassé G1 et G2, d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de la contrainte de consolidation σ_3

Les facteurs d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} en fonction de la contrainte de consolidation pour les essais triaxiaux amènent aux mêmes conclusions que celles concernant les essais oedométriques. On ne voit pas l'influence de la contrainte de consolidation à partir de 15 MPa pour les deux matériaux G1(50 et 90 %) et G2 (90%),

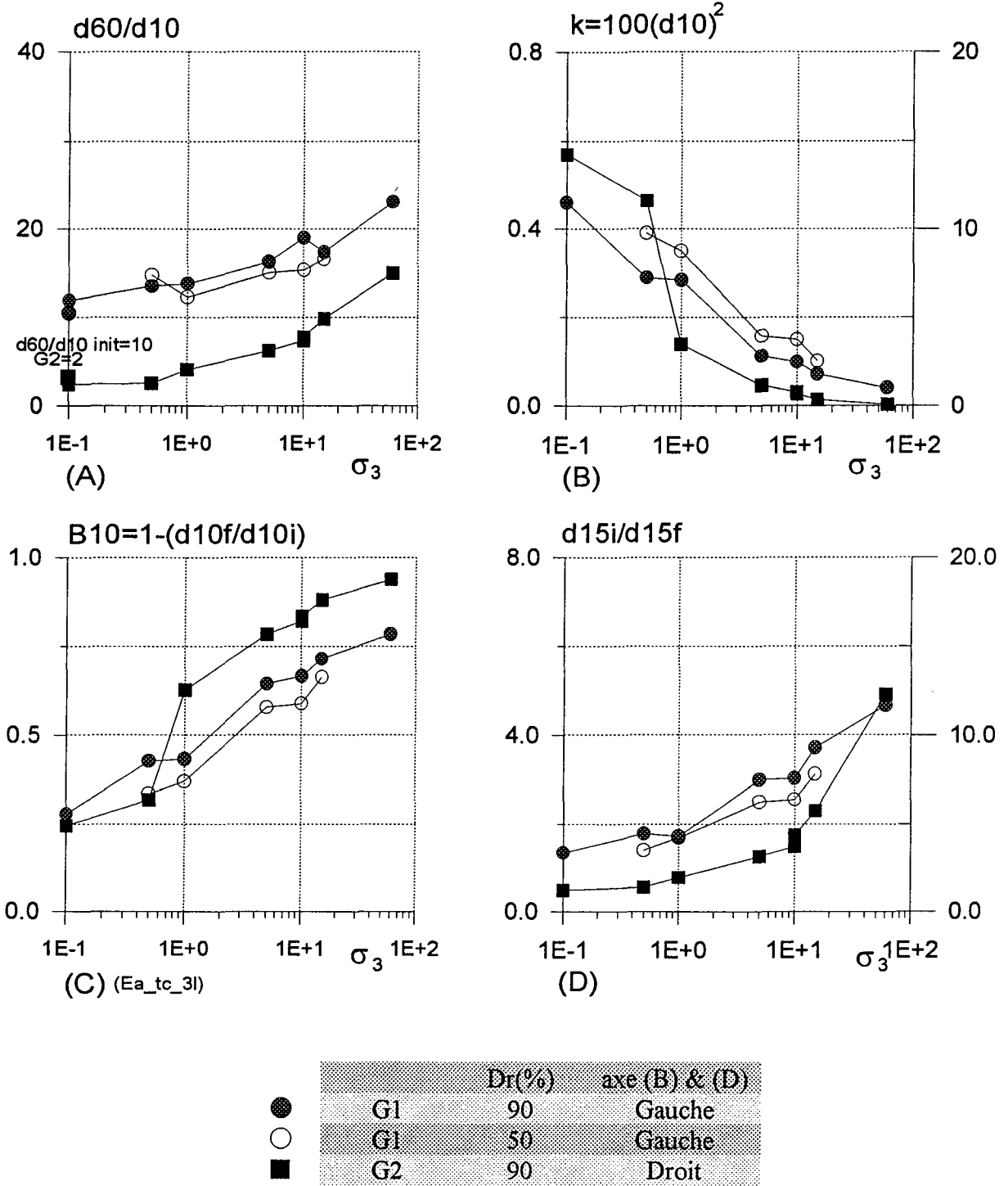


Fig. V. 82

Essais triaxiaux, granit concassé G1 et G2, d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de la contrainte de consolidation $\log \sigma_3$

V.4.9.2 Degré de rupture en fonction de l'énergie

L'énergie apportée montre un comportement analogue entre les deux matériaux et les deux densités relatives pour les essais triaxiaux. En échelle logarithmique le résultat est plus convaincant.

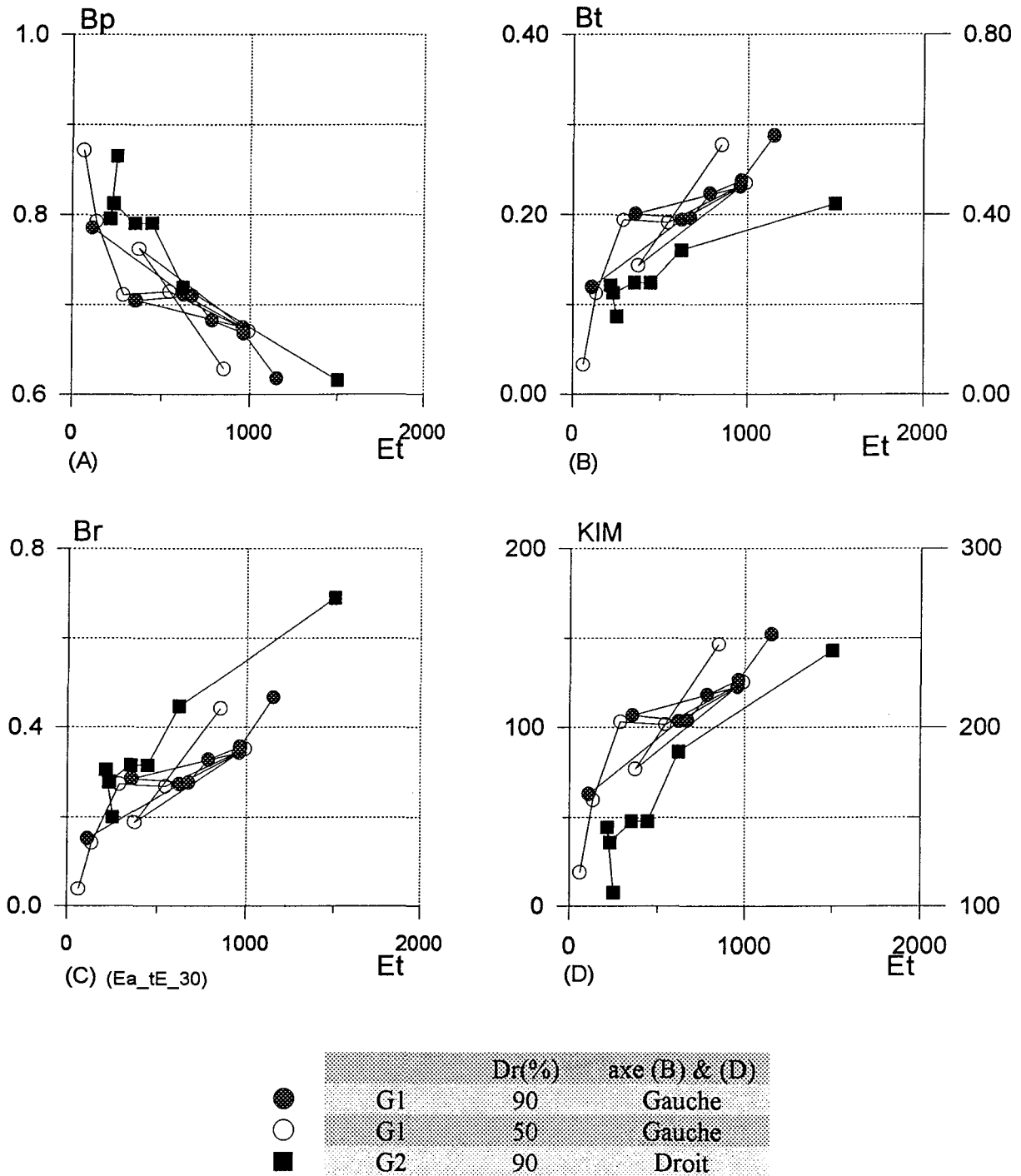


Fig. V. 83 Essais triaxiaux, granit concassé G1 et G2 , Bp, Bt, Br, KIM en fonction de l'énergie E_t

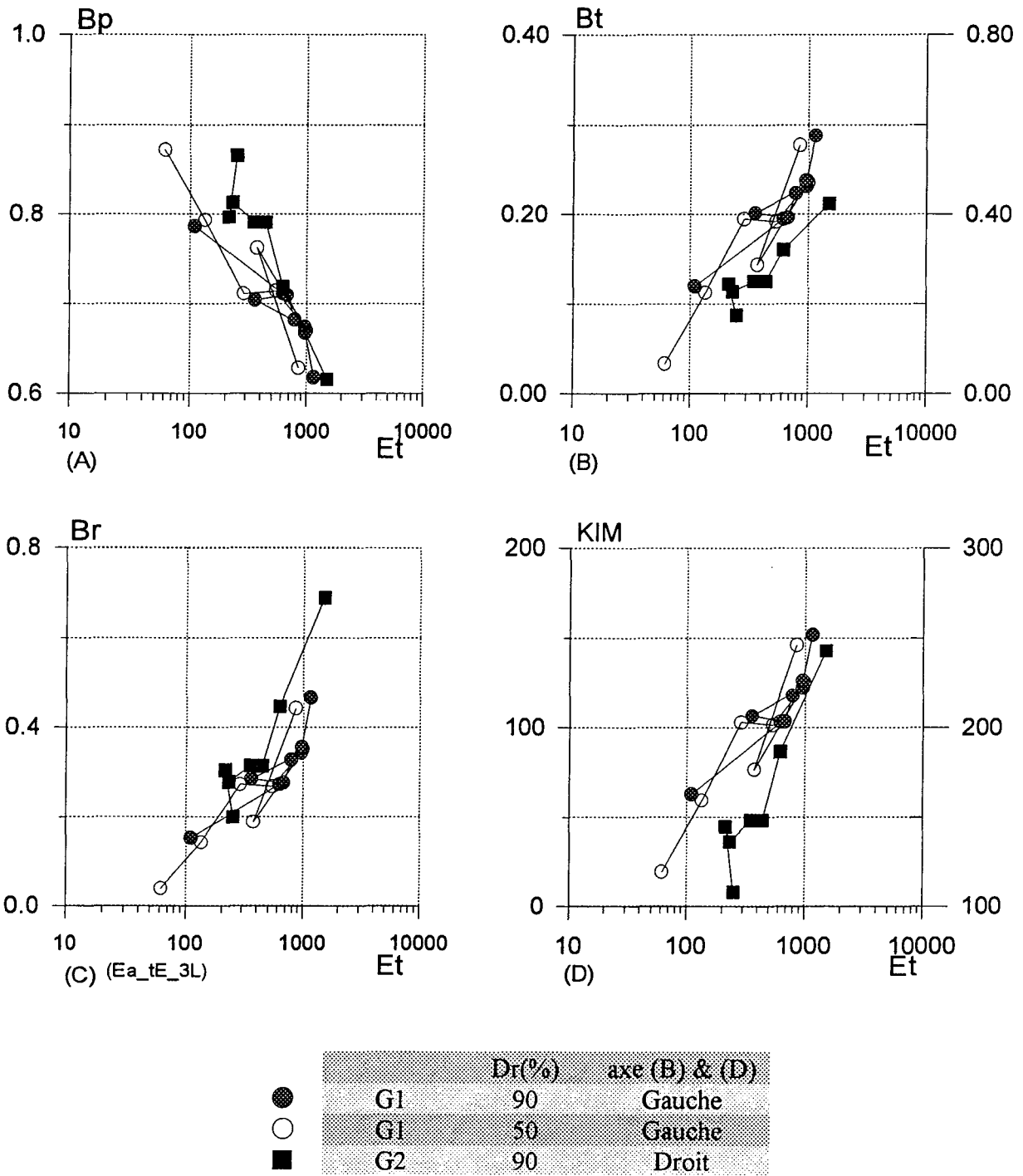


Fig. V. 84 Essais triaxiaux, granit concassé G1 et G2 B_p , B_t , B_r , KIM en fonction de l'énergie $\log E_t$

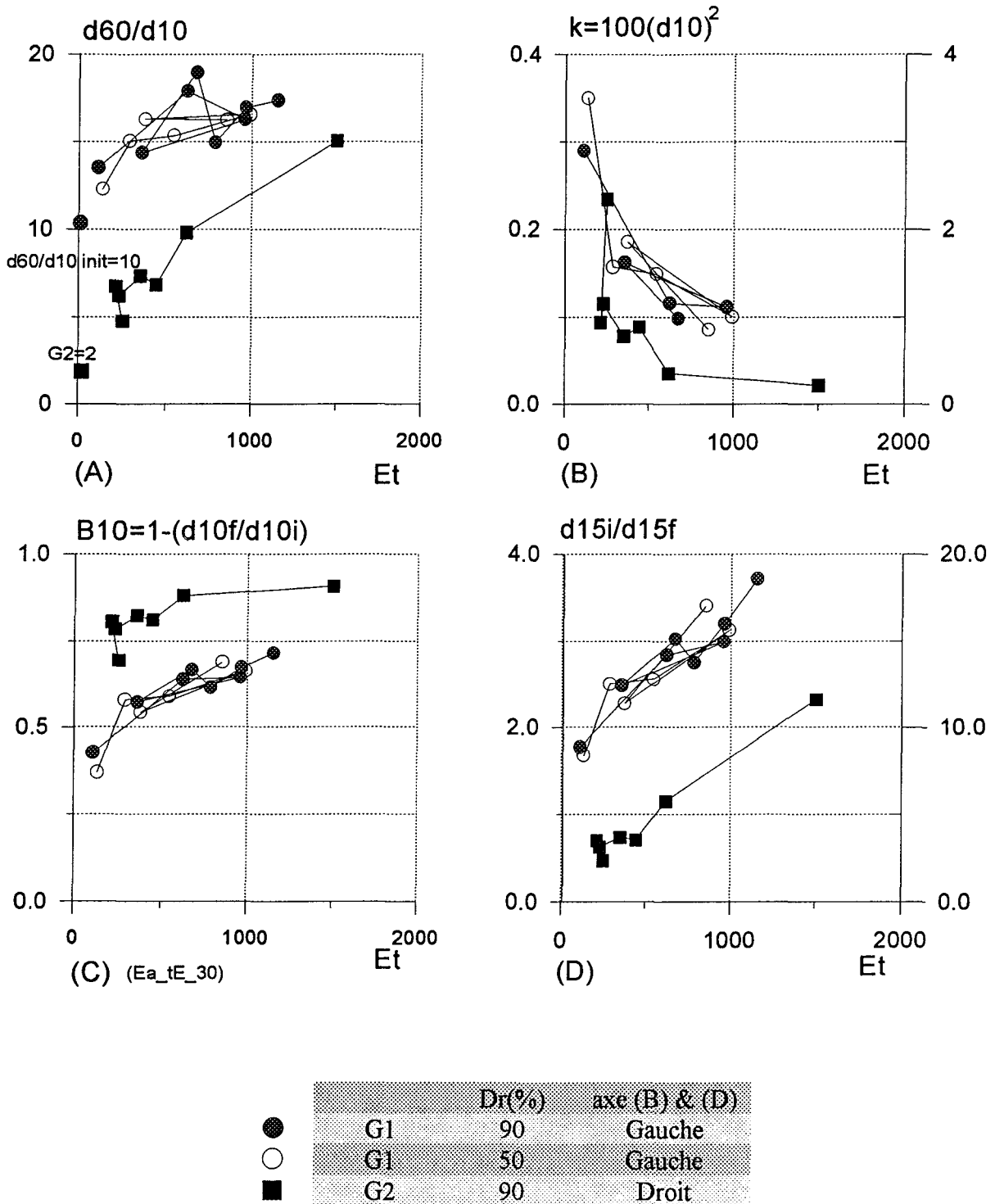


Fig. V. 85 Essais triaxiaux, granit concassé G1 et G2 d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de l'énergie E_t

Pour les essais triaxiaux les facteurs ci-dessus montrent des données dispersées. Parmi tous les facteurs k et d_{15f}/d_{15i} montrent une meilleure cohérence en échelle logarithmique.

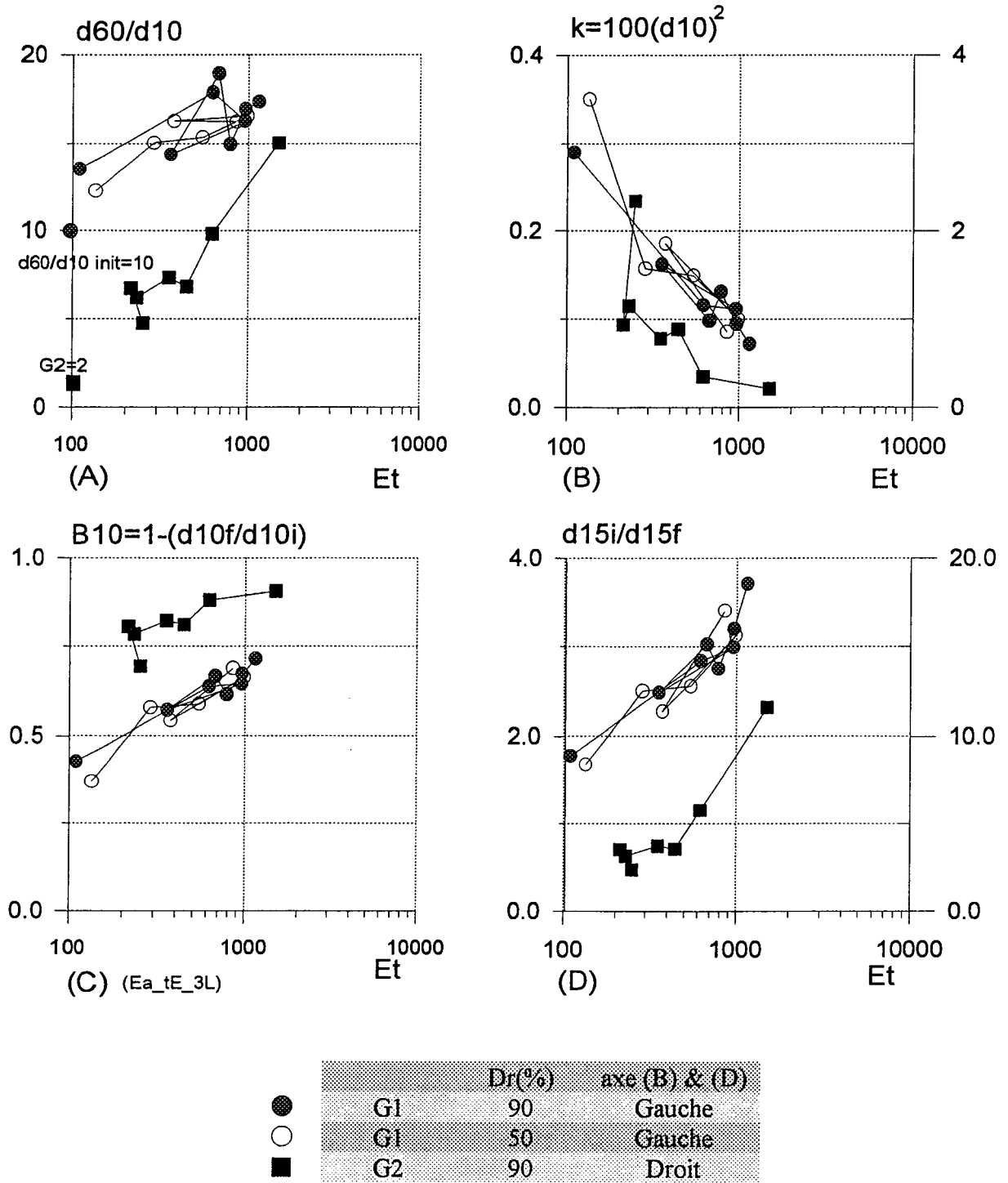


Fig. V. 86 Essais triaxiaux, granit concassé G1 et G2, B_p , d_{60}/d_{10} , k , B_{10} , d_{15f}/d_{15i} , en fonction de l'énergie $\log E_t$.

V.5 CONCLUSION

Les analyse de la granulométrie mettent en évidence l'écrasement des grains du granit concassé étudié. Notre travail expérimental nous permet de préciser ;

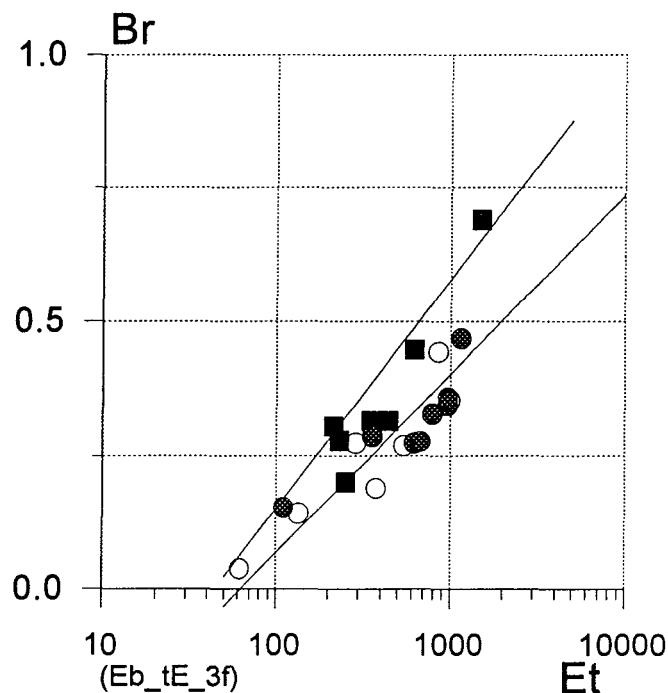
- plus la courbe granulométrique est serrée, plus il y a écrasement des grains.

-l'influence de la déformation atteinte (0, 4, 15, 30, 50 %) montre une évolution progressive de la granulométrie lors des essais triaxiaux.

- l'influence de la densité relative (ou indice des vides) pour le même matériau minéralogique et la même courbe granulométrique initiale ne se manifeste pas dans les essais oedométriques et les essais triaxiaux drainés de compression.

- la vitesse de chargement et de déchargement sur le matériau granulaire n'est pas significative.

- pour étudier le degré de rupture des grains, les facteurs d_{15i}/d_{15f} , Bt, KIM donnent la susceptibilité à la contrainte appliquée. Le facteur classique d_{60}/d_{10} n'est pas satisfaisant pour mettre en évidence cette susceptibilité sur les matériaux ayant une courbe granulométrique initiale étalée (G1). Les facteurs de degrés de rupture représentatifs pour le matériau granulaire(G1 et G2) sont Bt , KIM et d_{15i}/d_{15f} . La relation entre les facteurs de degrés de rupture et les contraintes ou l'énergie apportée est bien présentée sur l'échelle logarithmique.



- l'énergie apportée pendant les essais est un facteur qui permet d'exprimer les degrés de rupture des grains d'une manière cohérente. Il permet de comparer les courbes

granulométriques initiales différentes et les types d'essais différents. Le rapport entre B_r et l'énergie apportée pour les essais triaxiaux nous permet de proposer une relation exprimant le degré d'écrasement des grains à tout moment de l'essai. Cette relation dépend de la nature des matériaux granulaires et de leur étalement granulométrique.

CONCLUSION

Nous avons donc caractérisé le comportement d'un granulat (granit concassé) dont nous avons défini les caractéristiques granulométriques à partir d'une étude réalisée à partir de corrélations. L'objectif était d'obtenir un matériau pour lequel les ruptures de grains resteraient limitées même à forte contrainte de façon à éviter une trop forte contractance lors d'un cisaillement. Les études ont porté sur le comportement mécanique de matériaux granulaires variés: billes de verre frittées et non frittées, billes de plomb, grains de riz et de café pour les essais oedométriques, isotropes et triaxiaux.

Nous avons pu montrer que l'objectif a été atteint, les variations de volume de contractance, même pour des densités relatives de 50 % avec G1, n'ont pas excédé 5 % pour des contraintes isotropes initiales allant jusqu'à 15 MPa lors des essais triaxiaux. La comparaison des courbes granulométriques avant et après essais a confirmé que la rupture des particules est restée limitée.

Les résistances mécaniques obtenues pour G1 sont de bonne qualité avec des angles de frottement variant de 33° à 36° en fonction de la densité relative initiale 50 et 90 % pour des contraintes de consolidation allant jusqu'à 15 MPa. Les résistances mécaniques obtenues ont des valeurs en accord avec celles d'autres matériaux granulaires, même si les angles de frottement mesurés ont des valeurs élevées, sans doute dues à la forte angularité des grains.

L'ensemble des résultats obtenus permet une bonne caractérisation du matériau et les procédures d'essais ont été adaptées à l'étude du granit concassé dans cette gamme de contraintes (0-15 MPa).

Les essais réalisés sur G2 montrent en revanche que dans le cas d'une courbe granulométrique serrée de forts taux d'écrasement de grains sont obtenus qui provoquent un accroissement significatif de la contractance et ceci à partir de contraintes de consolidation de l'ordre de 1 MPa.

Le matériau G2 apparaît, pour une densité relative, plus ductile que G1 et ses propriétés mécaniques sont de façon générale plus faibles lorsqu'elles sont étudiées, dans les mêmes conditions mécaniques.

La conséquence de cet écrasement se manifeste également de façon très marquée sur la valeur de la compressibilité lors d'essais isotropes ou oedométriques. On a trouvé ainsi une valeur de C_c deux fois plus grande pour G2 que pour G1.

Les mesures effectuées à différents niveaux de déformation atteinte (0, 4, 15, 30, 50 %) montrent une évolution progressive de la granulométrie lors des essais triaxiaux. A niveau de contrainte constant, on peut noter une évolution significative de la granulométrie avec la déformation.

Les facteurs des degrés de rupture représentatifs pour le matériau granulaire (G1 et G2) sont B_t , KIM et d_{15} / d_{15f} . La relation entre ces facteurs et les contraintes ou l'énergie apportée se manifeste de façon claire. L'intérêt d'une représentation en fonction de l'énergie apportée est que ce paramètre intègre à la fois l'effet de la contrainte et celui de la déformation.

Les perspectives que l'on peut donner à ce travail concernent tout d'abord l'approfondissement de nos connaissances sur le comportement de ce matériau granulaire sous fortes contraintes:

- l'élargissement de l'étude réalisée sur ce matériau à des contraintes de consolidation plus élevées et en étudiant l'influence de quelques paramètres complémentaires (chargements cycliques, essais non drainés).
- l'étude de l'effet de la granulométrie par des essais complémentaires à partir de granulométries initiales différentes (par exemple G4 sur le graphe V.1.) et éventuellement des tailles de grains également différentes.
- des essais triaxiaux et oedométriques avec un granit concassé moins anguleux que G1 et G2 afin d'étudier l'influence de la forme des grains.

Un travail de modélisation a par ailleurs été entrepris par HICHER et RAHMA² pour introduire l'effet de la rupture des grains dans un modèle de comportement élastoplastique. La poursuite de ce travail pourrait être de proposer et de valider des modèles prédictifs pour la rupture des grains, basés par exemple sur des corrélations à partir des propriétés à l'échelle des grains (propriétés mécaniques des grains et granulométries).

² Rapport ANDRA 1995

BIBLIOGRAPHIE

ADACHI, T., OKA, F., HIRATA, T., HASHIMOTO, T., PRADHAN, T. B. S., NAGAYA, J. & MIURA, M.

Triaxial and torsional hollow cylinder tests of sensitive natural clay and an elasto-viscoplastic constitutive model

ANSAL Atilla M., BAZANT Zdenek P. & KRIZEK Raymond J.

Viscoplasticity of Normally Consolidated Clays

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No. GT4, April 1979, pp. 519-537

BALASUBRAMANIAM A.S. & CHAUDHRY A.R.

Deformation and Strength Characteristics of Soft Bangkok Clay

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. GT9, September 1978, pp. 1153-1167

BALDI, G. & Nova R.

Membrane Penetration Effects in Triaxial Testing

Journal of Geotechnical Engineering, Vol 110, No. 3, March 1984, pp. 403-420

BARDEN, L., ISMAIL, H. & TONG, P.

Plane strain deformation of granular material at low and high pressures

Géotechnique, Vol 19, No. 4, 1969, pp. 441-452

BELL, F. G.

Ground engineer's reference book

Butterworths

BEEN, K. & JEFFERIES, M. G.

A state parameter for sands

Géotechnique, Vol 35, No. 2, 1985, pp. 99-112

BIAREZ J. & HICHER P.Y.

An introduction to the study of the relation between the mechanics of discontinuous granular media and the rheological behaviours of continuous equivalent media. Application to compaction.

BILLAM, J.

Some aspects of the behavior of granular materials at high pressures

Proceedings of the ROSCOE Memorial Symposium, Cambridge, March 1971, pp 69-80

BISHOP, A.W., WEBB, D. L. & SKINNER, A. E.

Triaxial test on soil at elevated cell pressures

Proceedings of the sixth international conference on soil mechanics and foundation, Montreal, Canada, Vol. 1, 1965, pp. 171-174

BISHOP, A.W.

The strength of soils as engineering materials

Géotechnique, Vol. 16, No. 2, June 1966, pp. 91-130

BOLTON. M.D.

The strength and dilatancy of sands

Géotechnique, Vol. 37, No. 2, 1987, pp. 219-226

BORA, Padma K.

Shear Failure in Granular Media

Journal of Geotechnical Engineering , Vol. 110, No. 5, May 1984, pp. 582-598

BRETH, Herbert, SCHUSTER, Ernest & PISE, Prabhakar

Axial Stress-Strain Characteristics of Sand

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 99, No SM8, August 1973, pp. 617-632

BRIDGMAN P.W.

The Failure of Cavities in Crystals and Rocks under Pressure

American Journal of Science, Fourth Series, Vol. XLV, No. 268, April 1918, pp. 243-268

BUDHU, M.

On Comparing Simple Shear and Triaxial Test Results

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 12, December 1984, pp. 1809-1814

CAICEDO, Bernardo, CHABERT, Didier & FROUIN, Laurent

Hydrophobation et imperméabilisation des sols argileux par un traitement chimique à faible dosage

Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial XV, Décembre 1988: Journées de Physique, Les Arcs (France), 14-17 décembre 1987, pp.69-78

CALABRESI, G. & MANFREDINI, G

Shear strength characteristics of the jointed clay of S. Barbara

Géotechnique, Vol. 23, No. 2, June 1973, pp. 233-244

CAMBOU, B. & JAFARI, K.

Modèle de comportement des sols non cohérents

Revue Français de Géotechnique, No. 44 Juillet 1988, pp. 43-55

CASTRO, Gonzalo & POULOS, Steve J.

Factors affecting Liquefaction and Cyclic Mobility

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, No. GT6, June 1977, pp. 501-516

CHAMIEH, N. S.

Experimental investigation of the behavior and stability of granular soils at high pressure

Ph.D. Dissertation, University of California, Los Angeles, 1990, pp. 222

CHAN, Clarence K.

Membrane for Rockfill Triaxial Testing

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 98, No. SM8, August, 1972, pp. 849-854

CHONG, Ken P., CHEN Jui-Lin, DANA George & SAILOR Samuel

Triaxial Testing of Devonian Oil Shale

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 10, October 1984, pp. 1491-1497

CHAPLIN, T. K.

Compressibility of sands settlements of model footings and piles in sand

5th ICSMFE Paris, 1961, pp. 33-40

CHARLES, J. A. & WATTS, K.S.

The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill

Géotechnique, Vol. 30, No. 4, 1980, pp.353-367

COLLIAT-DANGUS, J. A., DESRUES, J. & FORAY, P.

Triaxial testing of granular soil under elevated cell pressure

Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM, STP 977, Philadelphia, 1988, pp. 290-310

COLLIAT-DANGUS

Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes

Thèse, Université scientifique et médicale et l'institut national polytechnique de Grenoble, Avril 1986

COOP, M. R. & LEE, I. K.

Predictive soil mechanics

(Proceedings of the WROTH memorial symposium St. Catherine's College, OXFORD, 27-29 July 1992)

Thomas Telford, London ISBN:0 7277 1916 5, 1ed. 1993, pp. 186-198

DANIEL David E. & OLSON Roy E.

Stress-strain Properties of Compacted Clays

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers,

Vol. 100, No. GT10, October 1974, pp. 1123-1136

DE BEER E. E.

The Scale Effect on the Phenomenon of Progressive Rupture in Cohesionless Soils

Proceedings of the sixth international conference on soil mechanics and foundation, Montreal, Canada, Vol.

1, 1965, pp. 13-17

DIKMEN S. Umit & GHABOUSSI Jamshid

Effective Stress Analysis of Seismic Response and Liquefaction: Theory

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 5, May 1984, pp. 628-644

DRNEVICH Vincent P.

Constrained and Shear Moduli for Finite Elements

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers,

Vol. 101, No. GT5, May 1975, pp. 459-473

DRUCKER, D. C.

A definition of stable inelastic material

Journal of Applied Mechanics, March 1959, pp. 101-106

DE JAEGER, J

Influence of grain size and shape on the dry sand shear behavior

Proceedings of the thirteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering Vol. 1,

New Delhi, Inde, 1994, pp.13-16

DUNCAN James M. & CHANG Chin-Yung

Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil

Engineers, Vol. 96, No. SM5, September 1970, pp. 1629-1653

EDIL, T. B. & ALANAZY, A. S.

Lateral swelling pressures

7th International Conference on Expansive Soils, pp. 227-232

FEDA, Jaroslav K_0 -Coefficient of Sand in Triaxial Apparatus

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 4, April 1984, pp. 519-524

FLAVIGNY, E., HADJ-SADOCK, M., HORODECKI, L. & BALACHOWSKI, L.

Séries répétitives d'essais triaxiaux dans deux laboratoires

V^o Symposium Franco-Polonais de Mécanique des Sols Appliquée, Poznan, 4-7 Septembre 1990**FROSSARD, E.**

Dilatance, dissipation d'énergie et critère de rupture tridimensionnel sous grandes déformations dans les matériaux granulaires

Revue Française de Géotechnique, No.34, pp. 17-30

FROSSARD, E.

Effect of sand grain shape on interparticle friction; indirect measurements by Rowe's stress dilatancy theory
Géotechnique 29, No. 3, 1979, pp.341-350

FRYDMAN, S.

The membrane effect in triaxial testing of granular soils
Journal of testing and evaluation, Vol. 1, No 1, January 1973, pp 37-41

FUKUMOTO, Takeaki

A grading equation for decomposed granite soil
Soils and Foundations, Vol. 30, No. 1, March 1990, pp 27-34

FUKUMOTO, Takeaki

Particle breakage characteristics of granular soils
Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, March 1992, pp 26-40

GHABOUSSI, Jamshid & DIKMEM, S. Umit

Liquefaction analysis for Multidirectional Shaking
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT5, May 1981, pp. 605-627

GHABOUSSI, Jamshid & DIKMEM, S. Umit

Liquefaction analysis of horizontally layered sands
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No. GT3, March 1978, pp. 131-136

GIGER Max W. & KRIZEK Raymond J.

Stability of Vertical Corner Cut with Concentrated Surcharge Load
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No. GT1, January 1976, pp. 31-40

GOLDER, H. Q. & AKROYD, M.

An apparatus for triaxial-compression tests at high pressures
Geotechnique, Vol. 4, 1954, pp. 131-136

GRAHAM, J., CROOKS, J.H.A & BELL, A.L.

Time effects on the stress-strain behavior of natural soft clays
Geotechnique, Vol 33, No 3, 1983, pp 327-340

GRAY, Donald H. & AL-REFEAI, Talal

Behavior of Fabric- versus Fiber-Reinforced Sand
Journal of Geotechnical Engineering , Vol. 115, No. 8, August 1986, pp. 804-820

HABIB, S. A., KATO, T. & KARUBE, D

One dimensional swell behavior of unsaturated soil
7th International Conference on Expansive Soils, pp. 222-226

HABIB, P. & LUONG, M. P.

Suppression des perturbations dues à l'effet de membrane dans les mesures de variations de volume au cours de l'essai triaxial
Revue Française de Géotechnique, No. 20, pp.78-79 (Note technique)

HABIBAGAHY Karim & GHAHRAMANI Arsalan

Zero Extension Line Theory of Earth Pressure
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No. GT7, July 1979, pp. 881-896

HAGERTY, M. M.

One-dimensional high- pressure compression of granular media

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119 No. 1, January 1993, pp 1-17

HALL, E. B. & GORDON, B. B.

Triaxial testing with large scale high pressure
ASTM STP 361, Laboratory shear testing of soil

HANDIN, John

An Application of High Pressure in Geophysics : Experimental Rock Deformation
Transactions of the ASME, April 1953, pp. 315-324

HARDIN, Bobby O.

Crushing of soil particles
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 10, October 1985, pp 1177-1192

HARDIN, Bobby O.

Low-Stress Dilatation Test
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 6, October 1989, pp 769-787

HARDIN, Bobby O.

1-D strain in normally consolidated cohesionless
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 12, December 1986, pp 1449-1467

HARRISON W. Jill & GERRARD Charles M.

Elastic Theory Applied to Reinforced Earth
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 98, No. SM12, December 1972, pp. 1325-1345

HICHER Pierre-Yves & LADE Poul V.

Rotation of Principal Directions in Ko-Consolidated Clay
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 7, July 1987, pp 774-788

HOSHIYA Masaru & MANDAL Jnanendra Nath

Metallic Powders in Reinforced Earth
Journal of Geotechnical Engineering; Vol. 110, No. 10, October 1984, pp. 1507-1511

HICHER, Pierre-Yves & LADE, Poul V.

Rotation of Principal Directions in K_0 -Consolidated Clay
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 7, July 1987, pp 774-788

HICHER, P. Y., WAHYUDI, H. & TESSIER, D.

Microstructural analysis of strain localisation in clay
Computers and Geotechnics, Vol. 16, 1994, pp. 205-222

HIRAI, Hiroyoshi

An elastoplastic constitutive model for cyclic behavior of sands
International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 11, 1987, pp. 503-520

HIRSCHFELD, R.C. & POULOS, S. J.

High-Pressure triaxial tests on a compacted sand and an undisturbed silt
Laboratory shear Testing of soils, ASTM STP 361, 1963 , pp. 329-339

HOULSBY, G. T. & SCHOFIELD, A. N.

Predictive soil mechanics
(Proceedings of the WROTH memorial symposium St. Catherine's College, OXFORD, 27-29 July 1992)
Thomas Telford, London ISBN:0 7277 1916 5, 1ed. 1993

HOVLAND, H. John

Three-Dimensional Slope Stability Analysis Method

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, No. GT9, September 1977, pp. 971-986

HUECKEL, T

Temperature effects on brittle-plastic transition in dehydrating rocks in subduction: a continuum mechanics approach

International workshop in thermo-mechanics of clays and clay barriers, Bergamo, October 20-22, 1993

ISHIHARA, Kenji, SODEKAWA, Masato & TANAKA, Yasuo

Effects of overconsolidation on liquefaction characteristics of sands containing fine

Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP 654, 1978, pp 246-263

JANOO, Vincent C.

Drained and un drained behavior of sand under high pressure

Thèse, University of Colorado, Avril 1986

JIANG J. & PIETRUSZCZAK S.

Convexity of Yield Loci for Pressure Sensitive Materials

Computers and Geotechnics No 5, 1988, pp. 51-63

JOSSEAUME, H., HIENG, I. O. & STEMPLET, J. P.

Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométriques à haute pression

Bulletin de Liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Mars-Avril 1991 Réf. 3565

KARAKOUZIAN, M., ROULLIER, P. L. & STILLEY, A. N.

Foundations on hydrocollapsible soils

7th International Conference on Expansive Soils, pp. 256-261

KARUBE, D. & KATO, S.

Yield functions of unsaturated soil

Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil mechanics and Foundations,

Vol. 1, Rio de Janeiro, 1989, pp. 615-178

KHATTAK, Anwar S.

Effect of high excess pore pressure on strength parameters of organic soil

Soils and Foundations, Vol. 25, No. 1, March 1985, pp 99-104

KHOSLA, Vijay K. & WU, Tien H.

Stress-strain behavior of sand

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No. GT4, April 1976, pp 303-321

KIRKGARD, M. M. & LADE, P. V.

Anisotropic three-dimensional behavior of a normally consolidated clay

Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, 1993, pp. 848-858

KIRKPATRICK, W. M.

The condition of failure for sands

Proceedings of the Fourth International Conference on Soil mechanics and Foundations,

Vol. 1, London 1957, pp 172-178

KIRKPATRICK, W. M. & SCOTT YOUNGER J.

Strain conditions in compression cylinder

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil

Engineers, Vol. 96, No. SM5, September 1970, pp. 1683-1695

KOERNER Robert M.

Effect of Particle characteristics on Soil Strength

Journal of the soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, No. SM4, July 1970, pp 1221-1234

KOERNER Robert M.

Behavior of Single Mineral Soils in Triaxial Shear

Journal of the soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 96, No. SM4, July 1970, pp. 1373-1390

KO, Hon-Yim & SCOTT, Ronald F.

Deformation of sand in shear

Journal of the soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 93, No. SM5, September 1967, pp 283-310

KONISHI, J. ODA, M. & NEMAT-NASSER, S.

Induced anisotropy in assemblies of oval cross-sectional rods in biaxial compression

New models and constitutive relations in the mechanics of granular materials

Ithaca, NY, 23-27 August, 1982

KONRARD, J.M.

Minimum undrained strength versus steady state strength of sands

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116 No. 6, June 1990, pp 948-963

KULHAMY, F. H.

Some thoughts on the evaluation of undrained shear strength for design

Predictive soil mechanics, Thomas Telford, London, 1993, pp. 394-403

KUSAKABE, O., MAEDA, Y., OHUCHI, M. & HAGIWARA, T.

Attempts at centrifugal and numerical simulations of a large-scale in situ loading test on a granular material

Predictive soil mechanics, Thomas Telford, London, 1993, pp. 404-420

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)

Essais oedométriques

Méthodes d'essai LPC, No. 13, Juillet 1985

Laboratory shear testing of soils

ASTM, Special Technical publication STP 361, 1963

LACASSE, Suzanne & D'ORAZIO, Timothy B.

Soil Reaction Stresses on Offshore Gravity Platforms

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 11, November 1988, pp. 1277-1299

LADE, Poul V.

Prediction of Undrained Behavior of Sand

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No GT6, June 1978, pp.721-735

LADE, Poul V. & DUNCAN, James M.

Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, No GT5, May 1975, pp.490-500

LADE, Poul V. & YAMAMURO, J.A.

Stability of granular materials in postpeak softening regime

Journal of Engineering Mechanics, Vol. 119, No 1, January 1993, pp.128-144

LADE, Poul V. & HERMANDEZ, S. B.

Membrane penetration effects in undrained tests

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 103, No. GT2, February 1977, pp 109-125

LADE, Poul V. & DUNCAN, James M.

Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, No. GT10, October 1975, pp 1037-1053

LADE, Poul V. & DUNCAN, James M.

Stress-path dependent behavior of cohesionless soil

Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No. GT1, October 1965, pp 51-68

LADE, Poul V. & NELSON, Richard B.

Modelling the elastic behavior of granular materials

International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 11, 1987, pp. 521-542

LADE, Poul V. & OVERTON, Daniel D.

Cementation Effects in Frictional Materials

Journal of Geotechnical Engineering, Vol 115, No. 10, October 1989; pp 1373-1387

LAM, Woon-Kwan

Effects of initial anisotropic fabric and σ_2 on strength and deformation characteristics of sand

Soils and Foundations, Vol. 28, No. 1, March 1988, pp 89-106

LAMBE, Philip C. & WHITMAN, Robert V.

Dynamic Centrifugal Modeling of a Horizontal Dry Sand Layer

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 3, March 1985, pp 265-287

LANDANYI, B & al

Discussion: Compressibility of granular soil

Canadian Geotechnical Journal, Vol. 4, No. 1, February 1967, pp 87-99

LANIER, J.

Déformation d'un échantillon de sable sur chemins de contrainte isotrope et triaxiaux de révolution: influence de l'histoire

Revue française de géotechnique, No. 20, 1982, pp. 21-27

LEE, Homa J. & EDWARDS Brian D.

Regional Methods to Assess Offshore Slope Stability

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No 5, May 1986, pp. 489-509

LEE, In-Keun

Mechanical behavior of compacted decomposed granite soil

Thèse à la City University de Londres, Grande-Bretagne, 1991

LEE, I. K.

Stress-Dilatancy Performance of Feldspar

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 92, No. SM2, March 1966, pp.79-103

LEE, Kenneth L.

End restraint effects on undrained static triaxial strength of sand

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 104, No. GT6, June 1978, pp 687-704

LEE, Kenneth L.

End restraint effects on cyclic triaxial strength of sand

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 104, No. GT6, June 1978, pp 705-719

LEE, Kenneth L. & FARHOOMAND, Iraq

Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression

Canadian Geotechnical Journal, Vol. 4, No. 1, 1967, pp. 68-100

LEE Kenneth L.

Cyclic strength of a sensitive clay of eastern Canada

Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, 1979, pp. 163-176

LEFEBVRE Guy & LEBOEUF Denis

Rate Effects and Cyclic Loadings of Sensitive Clays
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 5, May 1987, pp. 476-489

LELONG

Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols sous fortes pressions
Thèse, Université de Grenoble, Décembre 1968

LEROUEIL Serge, TAVENAS François, BRUCY Françoise, LA ROCHELLE Pierre & ROY Marius
Behavior of Destructed Natural Clays
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers,
Vol. 105, No. GT6, June 1979, pp. 759-778

LO, Kwan Lee & ROY, Marius

Response of particulate materials at high pressures
Soils and Foundations, Vol. 13, No. 1, March 1973, pp 61-76

MACKY Tarek A. & SAADA Adel S.

Dynamics of Anisotropic Clays Under Large Strains
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, No. 4, April 1984, pp. 487-503

MASSOUDI, Nasser

Undrained behavior of fully and nearly saturated sand at high stresses under multiaxial loading conditions
Thèse, University of Colorado, 1988

MAEKAW, Haruyoshi

Elasto-viscoplastic consolidation of a diatomaceous mudstone
Soils and Foundations, Vol. 31, No. 2, June 1991, pp 93-107

MARSAL, R.J.

Large scale testing of rockfill materials
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers Vol. 93, No SM2, March 1965

MARTIN, Geoffrey R., LIAM FINN, W. D. & BOLTON SEED, H.

Effects of System Compliance on Liquefaction Tests
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No GT4, April 1978, pp. 463-479

MARTIN, Philippe P. & BOLTON SEED H.

One-Dimensional Dynamic Ground Response Analyses
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers,
Vol. 108, No. GT7, July 1982, pp. 935-952

MASE, George E.

Theory and problems of continuum mechanics(Schaum's outline series)
McGraw-Hill, Inc. 1970

MATASOVIC, N. & VUCETIC, M.

Cycle characterization of liquefiable sands
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 11, November 1993,

MATSUOKA, Hajime

A constitutive equation for sands and its application to analyses of rotational stress paths and liquefaction resistance
Soils and Foundations, Vol. 25, No. 1, March 1985, pp 27-42

MATSUOKA, Hajime

Dilatancy characteristics of soil
Soils and foundations, Vol. 14, No. 3, September 1974, pp. 13-24

MATSUOKA, Hajime & TAKEDA, Kazuo

A stress-strain relationship for granular materials derived from microscopic shear mechanism
Soils and foundations, Vol. 20, No. 3, September 1980, pp. 45-58

MEIMON, Y.

Models for the behavior of offshore structure foundations - Part one: Methodologies and rheological models for soils
Revue de l'Institut Français du Pétrole, Vol. 47, No. 5, Septembre-Octobre 1992, pp. 625-669

MERKLE John G.

Effective Stress-Strain-Strength Model for Soils
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. GT 10, October 1975, pp. 1087-1088

MICHELIS, Paul

True Triaxial Yielding and Hardening of Rock
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 6, June 1987, pp.616-635

MITACHI, Toshiyuki & KIGATO, Shigeru

Undrained triaxial and plane strain behavior of saturated remolded clay
Soils and foundations, Vol. 20, No. 1, March 1980, pp. 13-28

MIURA, Seiichi & O-HARA, Sukeo

Particle-crushing of a decomposed granite soil under shear stresses
Soils and Foundations, Vol. 19, No. 3, September 1979, pp 1-14

MIURA, Seiichi & TOKI, Shosuke

Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits
Soils and Foundations, Vol. 24, No. 3, September 1984, pp 69-84

MOROTO, Nobuchika & ISHII, Takemi

Shear strength of uni-sized gravels under triaxial compression
Soils and Foundations, Vol. 30, No. 2, June 1990, pp 23-32

MUIR WOOD, D., MACKENZIE, N. L. & CHAN, A. H. C.

Selection of parameters for numerical predictions
Predictive soil mechanics, Thomas Telford, London, 1993, pp. 496-512

MULILIS, J. P., TOWNSEND, F. C. & HORZ, R. C.

Triaxial Testing Techniques and Sand Liquefaction
Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, 1978, pp. 265-279

NAKAI, Teruo & MATSUOKA, Hajime

A generalized elastoplastic constitutive model for clay in three-dimensional stresses
Soils and foundations, Vol. 26, No. 3, September 1986, pp. 81-98

NASKOS, Nicolas A.

Quelques aspects du comportement mécanique de l'argile saturée consolidée sous fortes pressions
Thèse, Ecole centrale Paris, Janvier 1985

Normalisation française

Granulats: Mesures des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux
P 18 - 554, Décembre 1990

Normalisation française

Granulats:Analyse granulométrique par tamisage
P 18 - 560, Septembre 1990

ODA, M., KONISHI, J. & NEMAT-NASSER, S.
Some experimentally based fundamental results on the mechanical behaviour of granular materials
Geotechnique, Vol. 30, No. 4 1980, pp 479-495

ODA, M.
On stress-dilatancy relation of sand in sample shear test
Soils and foundations, Vol. 15, No. 2, June 1975, pp.17-29

OLSEN Harold W., RICE Thomas L., MAYNE Paul W. & SINGH Ram D.
Piston Core Properties and Disturbance Effects
Soils and foundations, Vol. 15, No. 2, June 1975, pp.17-29

OLSON, Roy E.
Shearing Strengths of Kaolinite, Illite, and Montmorillonite
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 100, No. GT11, November1974, pp. 1215-1229

OLSON, Roy E. & LADD Charles C.
One-Dimensional Consolidation Problems
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 6, June 1986, pp. 608-625

PAPPIN, J.W., BROWN S. F. & O'REILLY M.P.
Effective stress behaviour of saturated and partially saturated granular material subjected to repeated loading
Géotechnique, Vol. 42, No. 3 1992, pp 485-497

PARK, Ted K. & SILVER, Marchall L.
Dynamic triaxial and simple shear behavior of sand
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, No. GT6, June 1975, pp 53-529

PERKINS, S. W.
High pressure multiaxial testing and modelin of compacted Nellis Baseline Soil
Masters thesis, University of Colorado, Boulder, 1985

PREVOST Jean H., CUNY Bernard, HUGHES Thomas J.R. & SCOTT Ronald F.
Offshore Gravity Structures: Analysis
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers,
Vol. 107, No. GT2, February 1981, pp. 143-165

PREVOST Jean Hervé
Anisotropic Undrained Stress-Strain Behavior of Clays
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers,
Vol. 104, No. GT8, August 1978, pp. 1075-1090

PROST, René
Etat de l'eau dans les matériaux finement divisés
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Spécial XV, Décembre 1988: Journées de
Physique, Les Arcs (France), 14-17 décembre 1987, pp.61-68

PYKE, Robert, BOLTON SEED, H. & CHAN, Clarence K.
Settlement of Sands under Multidirectional shaking
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, No GT4, April 1975, pp.379-398

QIAN, X., GRAY, D. H. & ZOODS, R. D.
Voids and granulometry: Effects on shear modulus of unsaturated sands
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 2, Feburary 1993, pp.295-314

RAMANA, K. V. & RAJU, V. S.

Constant-volume triaxial tests to study the effects of membrane penetration
Geotechnical Testing Journal, Vol 4, No, 3 September 1981, pp 117-122

RAMAMURTHY, T.

Crushing Phenomena in granular soils
Indian nation society of soil mechanics and foundation engineering, Vol. 8, No. 1, January 1969, pp. 67-86

RAMAMURTHY, T.

Behavior of coarse-grained soils under high stresses
Indian Geotechnical Journal, Vol. 4, No. 1, January 1974, pp. 36-63

RAYMOND, Gerald P. & DAVIES, John R.

Triaxial Tests on Dolomite Railroad Ballast
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No GT6, June 1978, pp. 737-751

RAYMOND, Gerald P. & WILLIAMS, David R.

Repeated Load Triaxial Tests on a Dolomite Ballast
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No GT7, July 1978, pp. 1013-1029

RICHART F.E.

Some Effects of Dynamic Soil Properties on Soil-Structure Interaction
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No GT12, December 1975, pp. 1197-1240

ROBERTS, J.E. & DE SOUZA J.M.

The Compressibility of Sands
Proceedings American Society for Testing Materials, Vol. 58, 1958, ASTM, Philadelphia, pp. 1269-1277

ROLLINS, K. M., ROLLINS, R. L., SMITH, T. D. & BECKWITH, G. H.

Identification and characterization of coarse-grained collapsible soils
7th International Conference on Expansive Soils, pp. 280-284

ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. N. & WROTH, C. P.

On the yielding of soils

ROWE, P. W.

Discussion: High-Pressure Triaxial tests on a compacted sand and an undisturbed silt
Laboratory shear testing of soils, ASTM STP 361, 1963, pp. 340-341

ROWE, P. W.

The relation between the shear strength of sands triaxial compression, plane strain and direct shear
Géotechnique, Vol. 19, No. 1, 1969, pp. 75-86

SAADA Adel S. & OU Chin-Der

Strain-Stress Relations and Failure of Anisotropic Clays
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 99, No. SM12, December 1973, pp. 1091-1111

SADASIVAN Sekanoor K. & RAJU Vegesna S.

Theory for Shear Strength of Granular Materials
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. GT8, August 1977, pp. 851-861

SCHWEIGER, H. F.

On the use of Drucker-Prager failure criteria for earth pressure problems
Computers and Geotechnics, Vol. 16, 1994, pp. 223-246

- SEED, H.B., PYKE, Robert M. & MARTIN, Geoffrey**
Effect of Multidirectional Shaking on Pore Pressure Development in Sands
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No GT1, January 1978, pp. 27-44
- SEED, H.B., WONG, ROBERT T., IDRIS, I. M. & TOKIMATSU, K.**
Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 11, November 1986, pp. 1016-1032
- SELIG, Ernest T. & CHANG Ching S.**
Soil Failure Modes in Undrained Cyclic Loading
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. GT5, May 1981, pp. 539-551
- SHIBUYA, S. & HIGHT, D. W.**
On the stress path in simple shear
Géotechnique, Vol. 37, No. 4, 1987, pp. 511-515
- SKEMPTON, A. W.**
The pore-pressure coefficients A and B
Géotechnique, Vol 4, 1954, pp 143-147
- SILVER, Marshall L., CHAN, Clarence K., LADD, Richard S., LEE, Kenneth L., TIEDEMANN, Drew A., TOWNSEND, Frank C., VALERA, Julio E. & WILSON, James H.**
Cyclic Triaxial Strength of Standard Test Sand
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No GT5, May 1976, pp. 511-523
- SINGH, J. & RAMAMURTHY, T & RAO, G. V.**
Strength of rocks at depth: Résistance des roches en profondeur
Rock at great depth, Maury & Fourmaintraux (eds)
1989 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 6191 975 4
- STEWART, Harry E.**
Permanent Strains from Cyclic Variable Amplitude Loadings
Journal of Geotechnical Engineering, Vol.112, No. 6, June 1986, pp. 646-660
- STEWART, William & Wong Chung K.**
Temperature Effects On Volume Measurements
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 1, January 1985, pp. 140-144
- STONE, K. J. L. & WOOD, D. Muir**
Effects of dilatancy and particle size observed in model tests on sands
Soils and Foundations, Vol. 32, No. 4, December 1992, pp. 43-57
- SYMES, M. J. P. R., GENS, A. & HIGHT D. W.**
Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand
Géotechnique, Vol. 34, No. 1, 1984, pp. 11-27
- TANAKA, Yasuo & TANIMOMTO, Kiichi**
Time dependent deformation of sand as measured by acoustic emission
- TATSUOKA, F.**
Dilatancy characteristics of soil
Soils and foundations, Vol. 15, No. 2, June 1975, pp. 73-78
- TATSUOKA, F. & MOLENKAMP, F.**
Discussion on yield loci for sands

Mechanics of granular materials: New models and Constitutive relations
Elsevier science publishers 1983

TOUATI, M, Abdelkrim

Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes
Thèse, Ecole nationale des ponts et chaussées, Octobre 1982

TOWHATA, Ikuo & ISHIHARA, Kenji

Undrained strength of sand undergoing cyclic rotation of principal stress axes
Soils and Foundations, Vol. 25, No. 2, June 1985, pp. 135-147

TOWNSEND, F. C.

A Review of Factors Affecting Cyclic Triaxial Tests
Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials, 1978, pp. 356-383

VINSON, T. S. & ASCE, T. C. & CZAJKOWSKI, R. L.

Behaviour of Frozen Clay under Cyclic Axial Loading
Journal of the Geotechnical Engineering Division, No. 13902, July 1978 pp. 779-800

VESIC, A. S. & CLOUGH, G. W.

Behaviour of granular materials under high stresses
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 94 No. SM3, May 1968 pp. 661-668

VESIC, A. S.

Creating by explosives as an earth pressure problem
Proceedings, 6th, ICSMFE, Montréal, 1964, pp. 427-431

VESIC, A. S.

Difference between the shear failure of real soils and rocks and the idealbodies of the theory of plasticity
Proceedings, 6th, ICSMFE, Montréal, 1964, pp. 521-522

VESIC, A. S. & BARKSDALE, R. D.

On shear strength of sand at very high pressure
Laboratory shear testing of soils, Ottawa, ASTM STP 361, 1963, pp. 301-305

VAID Yoginder P. & CAMPANELLA Richard G.

Triaxial and Plane Strain Behaviour of Natural Clay
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 100, No. GT3, march 1974, pp. 207-224

WARNER James

Strength Properties of Chemically Solidified Soils
Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 98, No. SM 11, November 1972, pp. 1163-1185

WHEELER, S. J. & SIVAKUMAR, V.

Development and application of a critical state model for unsaturated soil
Predictive soil mechanics, Thomas Telford, London, 1993, pp. 709-728

WONG, Colin L. Y.

A normalizing relation for granular materials
Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, 1990, pp. 68-78

WU, Han C. & ABOUTORABI, M. R.

Endochronic model of sand with circular stress
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 1, January 1988, pp 93-103

XING, Jiang Zhong & LING Qin Xiao

A New Method for Calculating Lateral Swelling Pressure in Expansive Soil
7th International Conference on Expansive Soils, pp. 233-238

XING, Zhang

Three-Dimensional Stability Analysis of Concave Slopes in Plan View
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 6, June 1988, pp. 658-671

YAMAGUCHI, Hareyuki, HASHIZUME, Yoshitomo & IKENAGA, H.

Change in pore size distribution of peat in shear processes
Soils and Foundations, Vol. 32, No. 4, December 1992, pp 1-16

YASUFUKU, Noriyuki, MURATA, Hidekazu & HYODO, Masayuki

Yield characteristics of anisotropically consolidated sand under low and high stresses
Soils and Foundations, Vol. 31, No. 1, March 1991, pp 95-109

YUDHBIR & VARADARAJAN A.

Stress-Path Dependent Deformation Moduli of Clay
Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers,
Vol. 101, No. GT3, March 1975, pp.315-327

ZIENKIEWICZ, O. C., CHANG, C.T. & BETTESS, P

Drained, undrained, consolidation and dynamic behaviour assumptions in soils
Géotechnique 30, No. 4, pp 385-395, 1980

ZIENKIEWICZ, O. C., LEUNG K.H. & PASTOR M.

Simple Model for Transient Soil Loading in Earthquake Analysis. I. Basic Model and its Applications
International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 9, 1985, pp. 453-476

ASCE

Journal of the soil mechanics and foundation division(-1973)
Journal of geotechnical engineering division(1974-1982)
Journal of geotechnical engineering(1982-)

ICSMFE : International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering

	Année	Ville	Pays
1	1936	Cambrige	Etats-Unis
2	1948	Rotterdam	Pays-Bas
3	1953	Zurich	Suisse
4	1957	Londres	Royaume Uni
5	1961	Paris	France
6	1965	Montréal	Canada
7	1969	Mexico	Mexique
8	1973	Moscou	URSS
9	1977	Tokyo	Japon
10	1981	Stockholm	Suède
11	1985	San Francisco	Etats-Unis
12	1989	Rio de Janeiro	Brsil
13	1994	New Deli	Inde
14	1997	Hambourg	Allemagne

ANNEXE A1**PROGRAMMATION****INTRODUCTION**

On traitera dans cette annexe de toutes les parties de ce travail qui, sans appartenir au domaine de la mécanique des sols, ont pourtant été indispensables au déroulement de nos essais. Ainsi, la programmation, effectuée en différents langages (QBasic, Pascal et Langage C), sera décrite ici plus en détails. Comme il serait fastidieux et superflu de présenter les divers programmes d'acquisition, de calcul et d'affichage en temps réel des données et résultats, on n'évoquera que les procédures principales, se limitant, dans celles-ci, aux blocs d'instructions essentiels à la programmation des essais. Dans le cadre des systèmes d'acquisition, on s'intéressera ensuite aux divers types d'interface, montrant comment la communication des informations du capteur à l'ordinateur peut s'effectuer par bus ou par port série. Enfin, les systèmes de pilotage, les capteurs de déplacement, force et pression puis, pour finir, la presse MTS, seront les objets successifs de notre attention (on décrira les méthodes d'étalonnage au moyen des capteurs et la précision et la résolution de ces derniers, par lesquelles est déterminée la fiabilité des données).

PROGRAMMATION

Les programmes des essais sur la cellule triaxiale oedométrique HERCULE ont été réalisés en QBasic 1.0., car des problèmes d'utilisation du port série se sont opposés, au moment de la programmation, à l'emploi de langages plus élaborés comme le Turbo Pascal ou le Langage C. Le QBasic présente l'avantage d'une très grande simplicité de programmation, en particulier pour la communication par port série. Le temps faisant défaut pour résoudre les difficultés rencontrées avec les autres langages, celui-ci a donc eu la préférence (finalement, l'origine de nos problèmes s'est révélée purement matérielle, puisqu'il s'agissait d'une carte RSC 232 défectueuse). Pour le reste, la plupart de nos utilitaires de calcul sont en Turbo Pascal 6.0.

Alors que le QBasic est tant à fait approprié à l'écriture de programmes simples et courts, il est très peu adapté au cas de programmes plus complexes. Le Turbo Pascal, en revanche, permet d'écrire aisément de tels programmes, et présente en plus l'avantage d'un apprentissage facile, ce qui justifie son utilisation pour les programmes nécessitant d'être écrits rapidement. Il demeure néanmoins un langage "non-professionnel", le langage standard pour la programmation en mécanique des sols étant le C. Actuellement, la plupart des programmes utilisés au laboratoire sont écrits en Basic, en Turbo Pascal ou en Fortran, mais un travail de développement des programmes en langage C est entrepris.

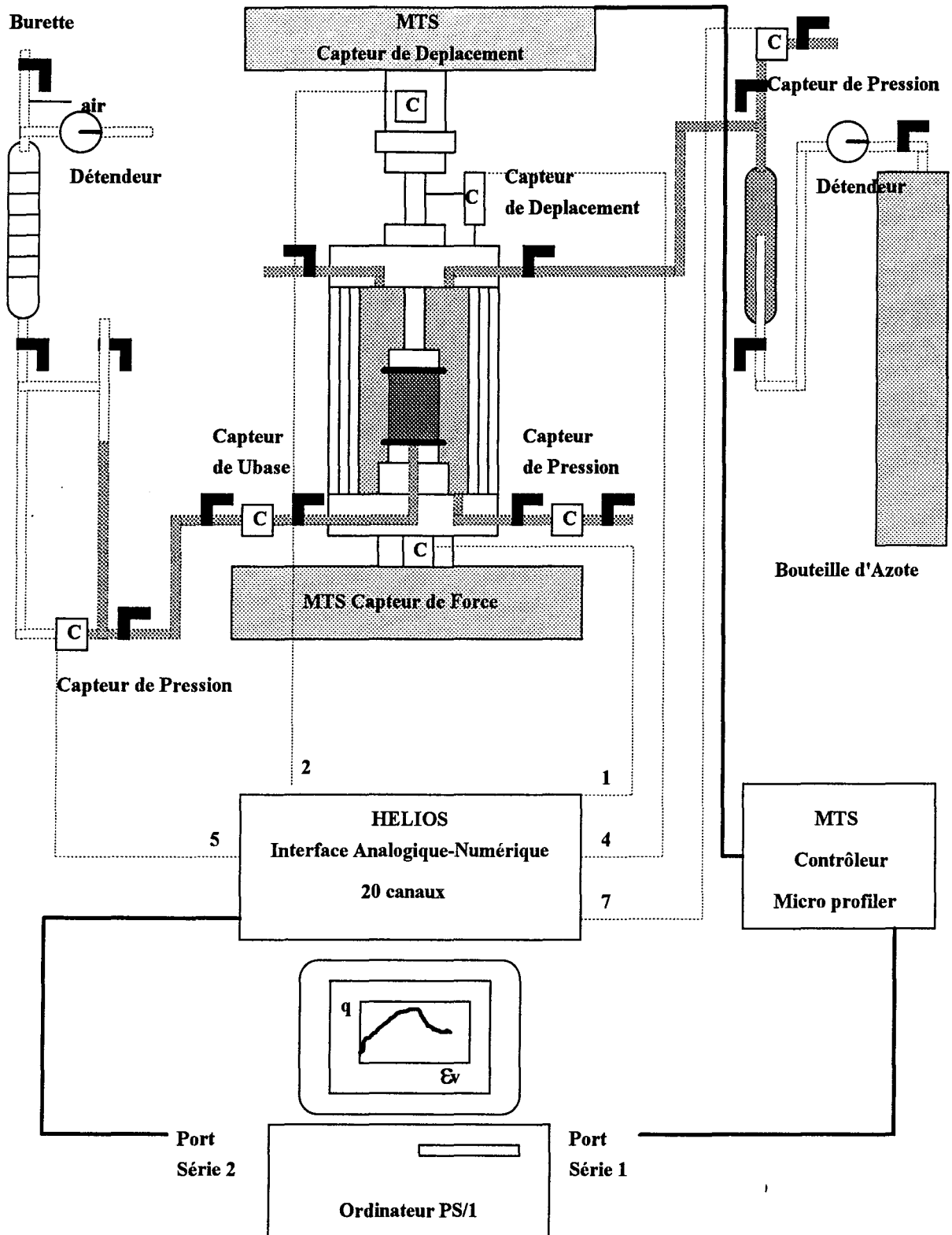


Schéma. VI. 1 Système d'Acquisition des données, 'HERCULE'

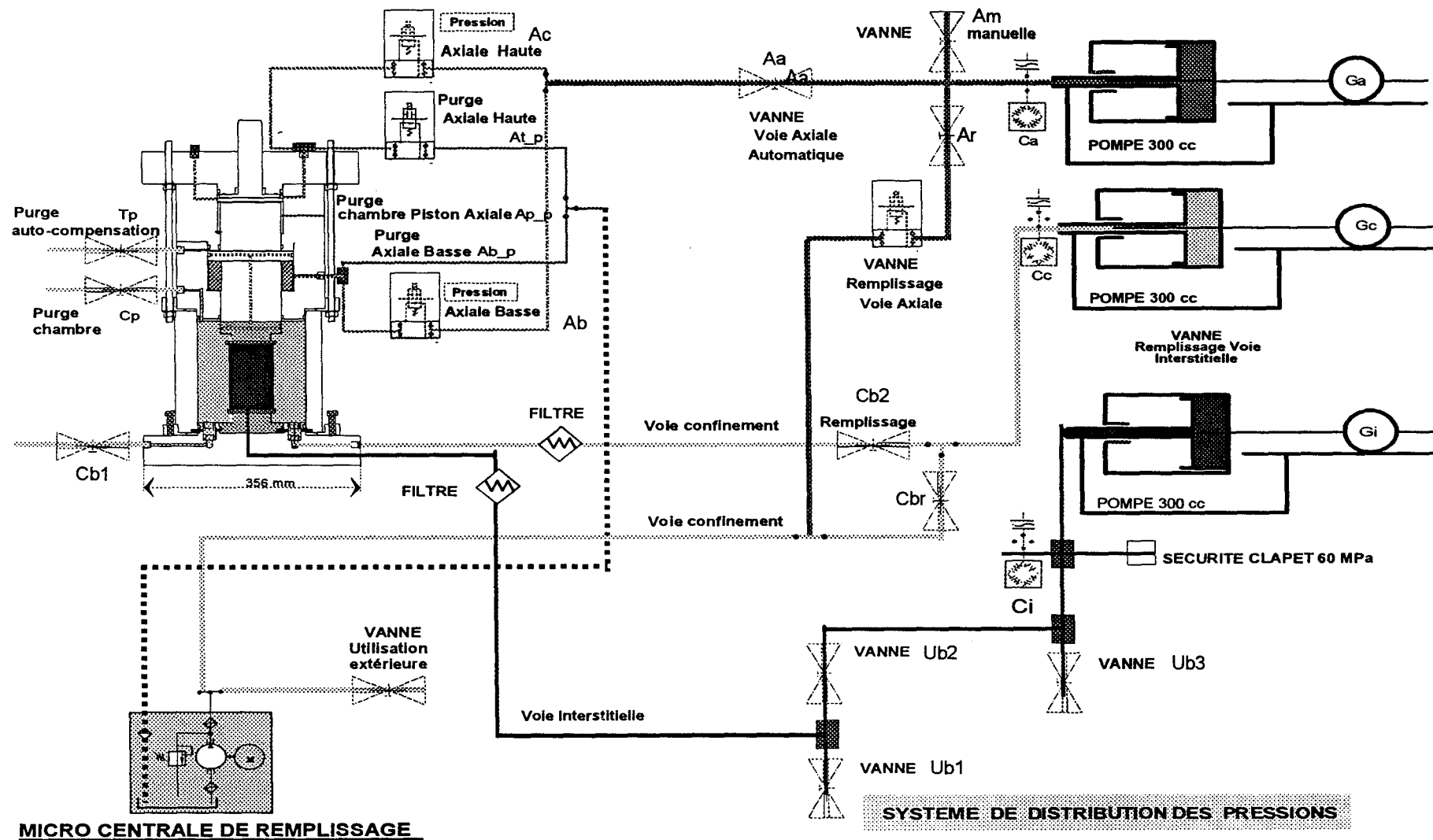


Schéma VI. 2 Système d'Acquisition des données, ATLAS

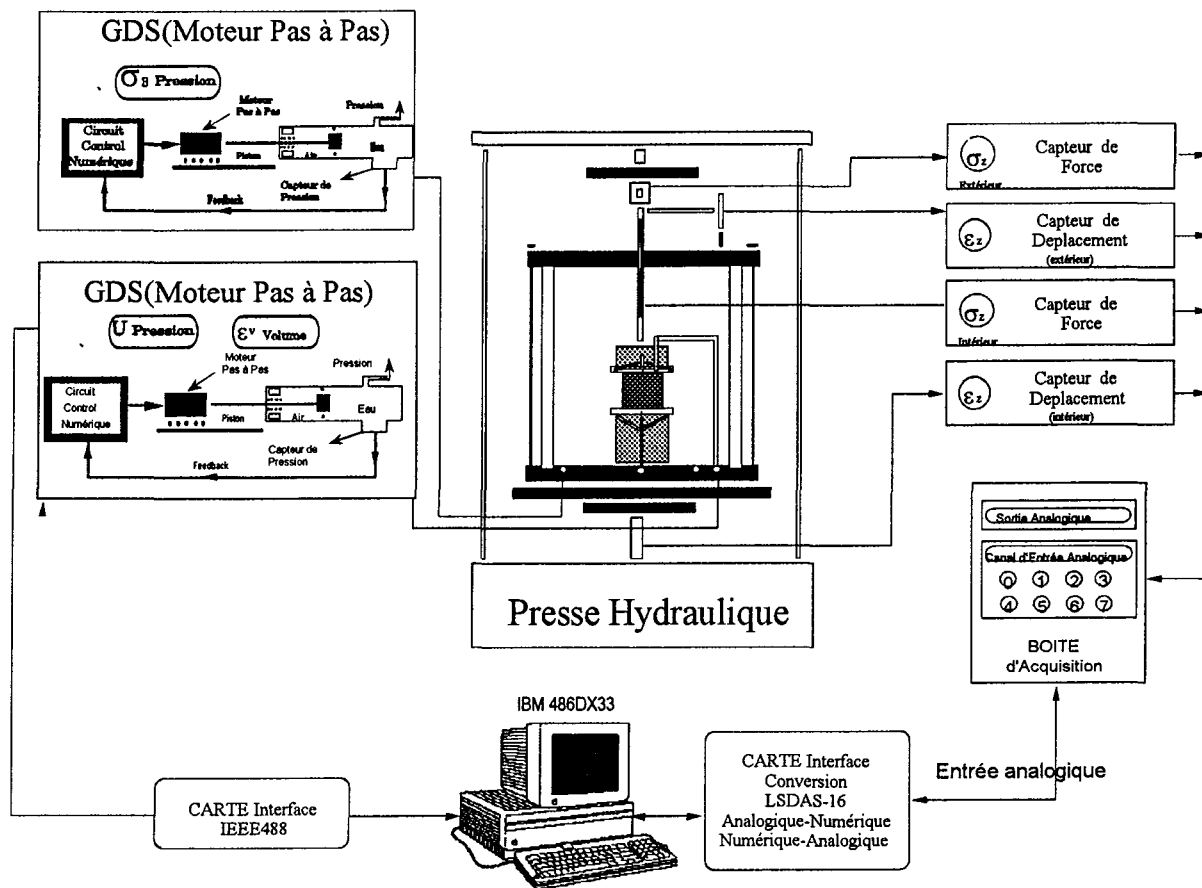


Schéma. VI. 3 Système d'Acquisition des données, TITAN

PROGRAMMATION

Les programmes des essais sur la cellule triaxiale HERCULE ont été réalisés en QBasic 1.0., car des problèmes d'utilisation du port série se sont opposés, au moment de la programmation, à l'emploi de langages plus élaborés comme le Turbo Pascal ou le Langage C. QBasic présente l'avantage d'une très grande simplicité de programmation, en particulier pour la communication par port série. Le temps faisant défaut pour résoudre les difficultés rencontrées avec les autres langages, celui-ci a donc eu la préférence (finalement, l'origine de nos problèmes s'est révélée purement matérielle, puisqu'il s'agissait d'une carte RSC 232 défectueuse). Pour le reste, la plupart de nos utilitaires de calcul sont en Turbo Pascal 6.0.

Alors que QBasic est bien adapté à l'écriture de programmes simples et courts, il est très "malhabile" dans le cas de programmes plus complexes. Le Turbo Pascal, en revanche, permet d'écrire aisément de tels programmes, et présente en plus l'avantage d'un apprentissage facile, ce qui justifie son utilisation pour les programmes nécessitant d'être écrits rapidement. Il demeure néanmoins un langage "non-professionnel", le langage standard pour la programmation en mécanique des sols étant le C. Actuellement, la plupart des programmes utilisés au laboratoire sont écrits en Basic, en Turbo Pascal ou en Fortran, mais un travail de développement des programmes en langage C est entrepris.

Les cellules TITAN et ATLAS sont programmées en C++. Les différences entre les langages sont montrées dans le schéma suivant. Au niveau de la programmation, Basic est le plus facile

à faire, Pascal est une langage qui ressemble à un langage humain, donc moyennement compliqué. Comme langage informatique Fortran était le seul langage scientifique au début (dans les années 60-70) et pour cette raison présente l'avantage d'une bibliographie riche. Le C est le plus habile et le plus difficile à apprendre parce qu'il intègre des notions de pointeurs, qu'on n'est pas obligé d'utiliser avec les autres langages. Le plus difficile à apprendre est le plus performant à appliquer.

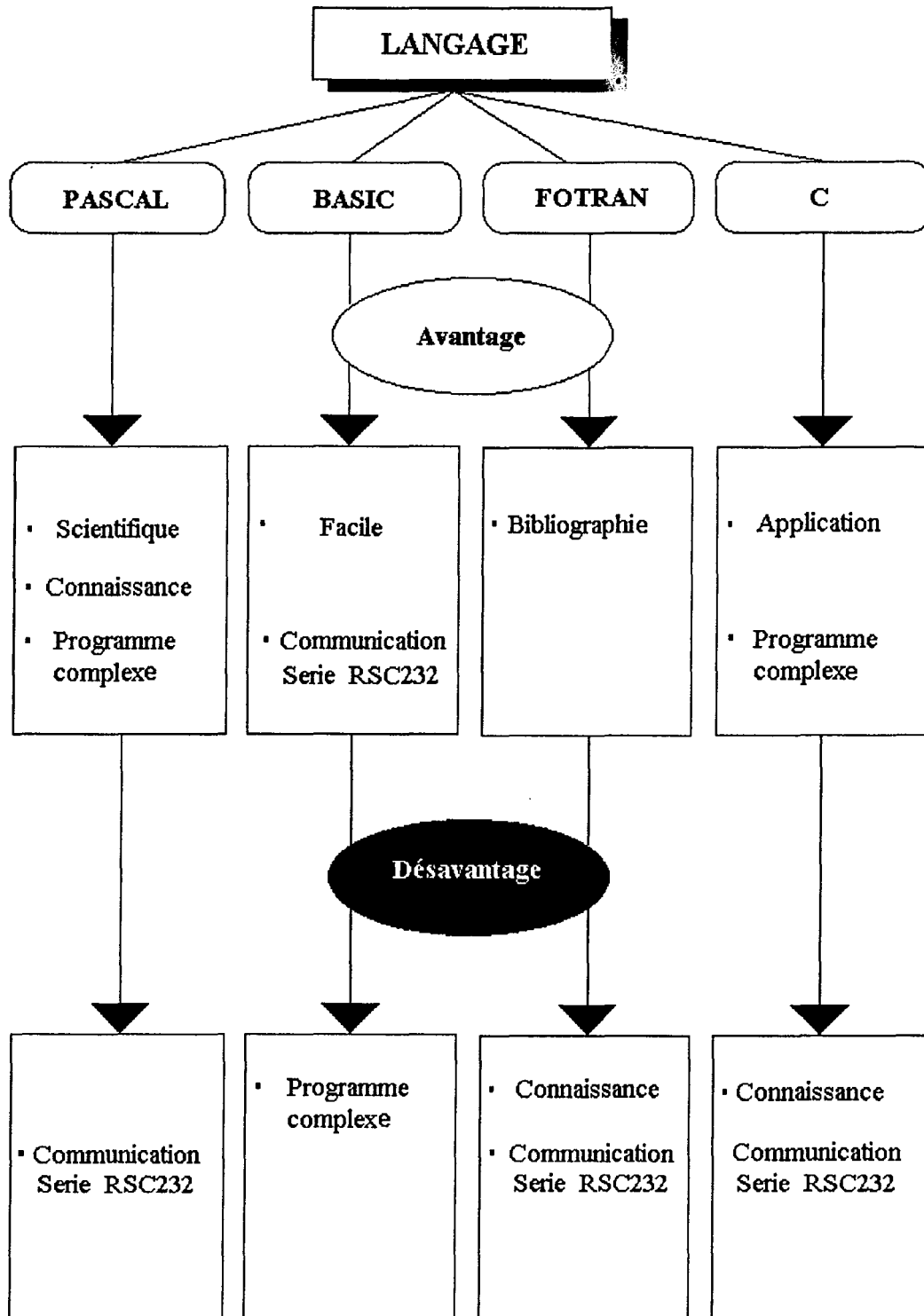


Schéma. VI. 4 Facilités et les complexités des langages scientifiques

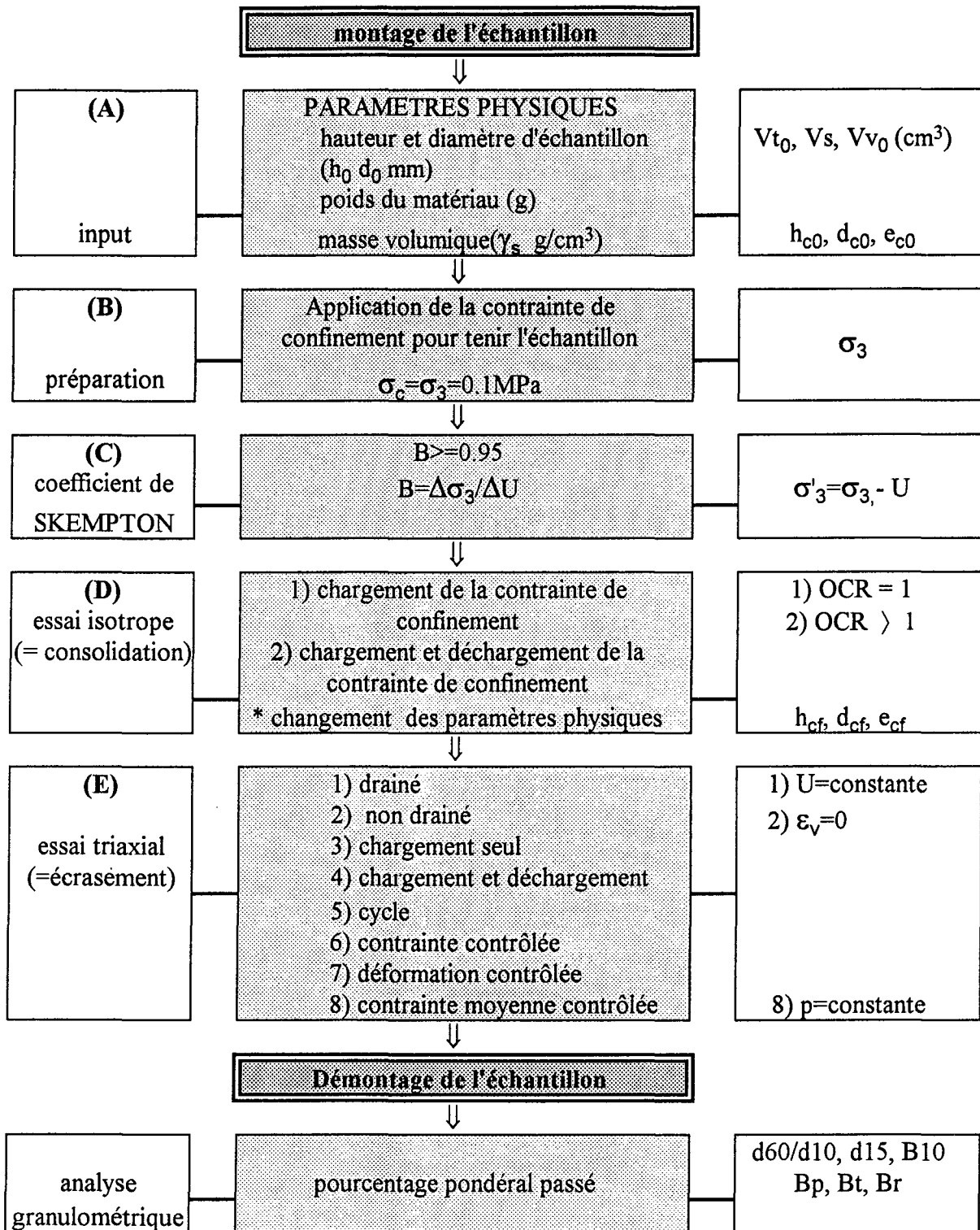


Schéma. VI. 5 Procédure générale d'essais triaxiaux

Quelque soit le système appliqué, la procédure générale d'essai triaxial suit le schéma ci-dessus. Pour moment on a fait l'étape 1)-(D) et 1)-(E).

PROCEDURE ET CALCULES EN DETAIL

Les calculs détaillés sont très importants pour obtenir les résultats corrects.

Paramètres Initiaux

V_s	Volume des solides	= poids du matériau / masse volumique	
		= p / γ_s	
Granite	= 100 g	/ 2.72	$g/cm^3 = 36.76 \text{ cm}^3$
Billes de verre	= 100 g	/ 2.5 g/cm^3	= 40 cm^3
Plomb	= 100 g	/ 11.2 g/cm^3	= 8.93 cm^3
V_{t0}	volume total de l'échantillon	= surface de l'échantillon * hauteur de l'échantillon	
		= $S * h_0$	(cm^3)
	surface de l'échantillon	= (diamètre de l'échantillon) ² * π / 4 / 10000	
		= $(d_0)^2 * \pi$ / 4 / 10000	(cm^2)
	1000	convertir unité de mm^2 en cm^2	
V_{v0}	volume des vides	= $V_t - V_s$	
e₀	indice des vides	= V_v / V_s	(sans unité)

Préparation

Pour tenir l'échantillon compacté, il faut appliquer une faible contrainte de 0.05 - 0.1 MPa qui dépend de la précision des mesures (capteur).

SKEMPTON

Au début du SKEMPTON on a déjà une pression de confinement σ_{30} de façon à tenir l'échantillon bien compacté. On commence par monter de ΔU la pression interstitielle U (jusqu'au point 1 sur le graphique) en gardant constante la pression de confinement σ_3 . Il faut surtout vérifier, pendant cette étape, que U ne dépasse jamais σ_3 , car cette situation provoquerait un gonflement de la membrane et entraînerait la destruction de l'échantillon dans le cas des matériaux non rigides. Une première condition à respecter à tout moment est donc: $\sigma_3 > U$. Ensuite, on laisse un temps d'attente qu'on appellera t_1 , après lequel on arrive au point 2. On augmente alors de $\Delta \sigma_3$ la pression de confinement, en laissant varier librement la pression U. A cette étape, on se situe au point 3, où on calcule un premier indice de SKEMPTON B_1 défini comme le rapport I_U/I_3 . On laisse ensuite s'écouler un temps mort qu'on appelle cette fois t_2 . Alors, au point 4, on calcule un deuxième indice de SKEMPTON, B_2 et on le compare avec l'indice B_{obj} qu'on a fixé tout au début comme objectif à atteindre. Si l'index B_2 est supérieur ou égal à B_{obj} on arrête et on passe à l'étape suivante, la consolidation. Autrement, on continue avec l'étape de SKEMPTON tout en répétant le cycle à partir du point 1.

Pour obtenir le Coefficient de SKEMPTON égal 1, un moyen est de répéter la procédure ci-dessous jusqu'à obtenir le $B = 1$.

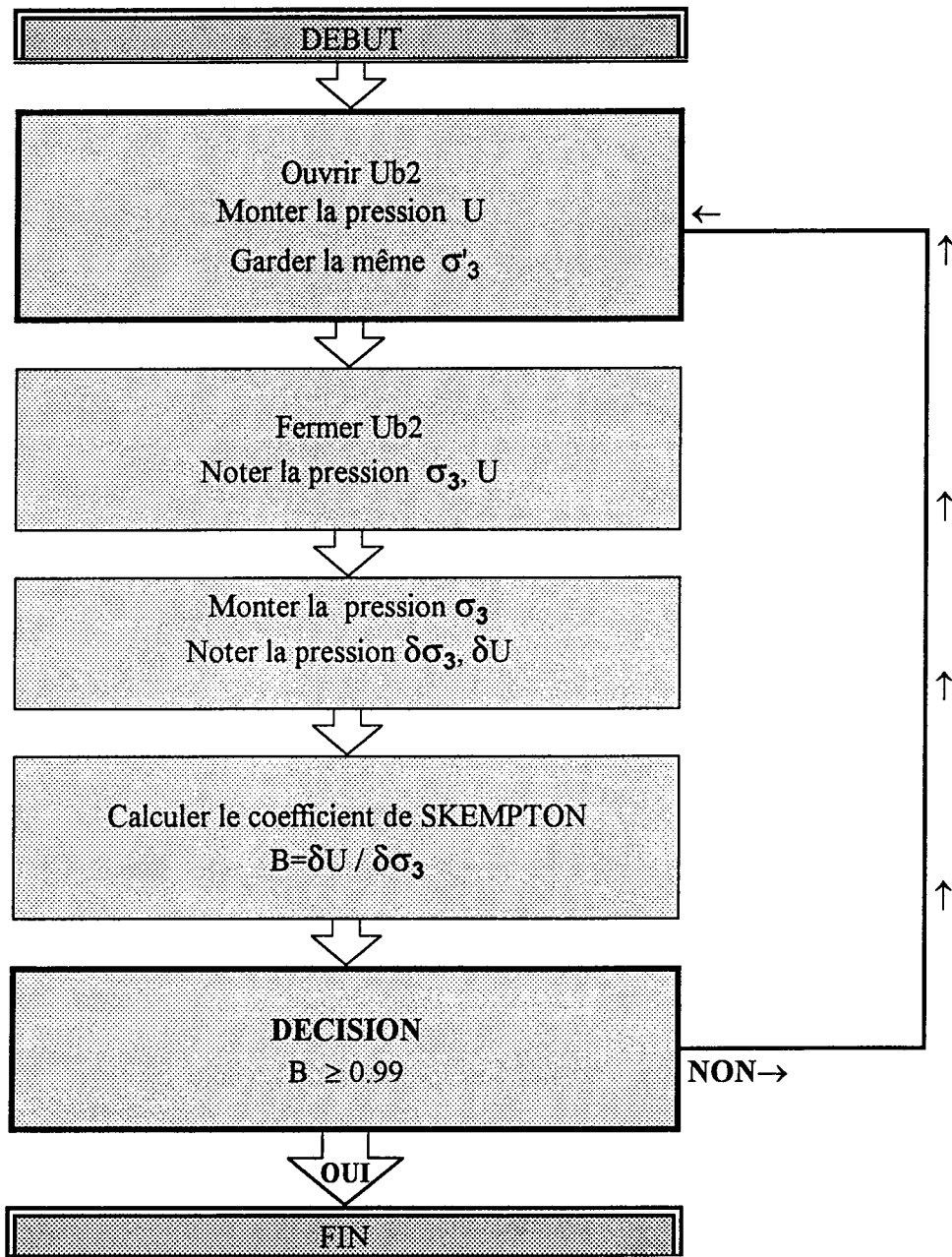


Schéma. VI. 6 Mesure du coefficient de SKEMPTON B

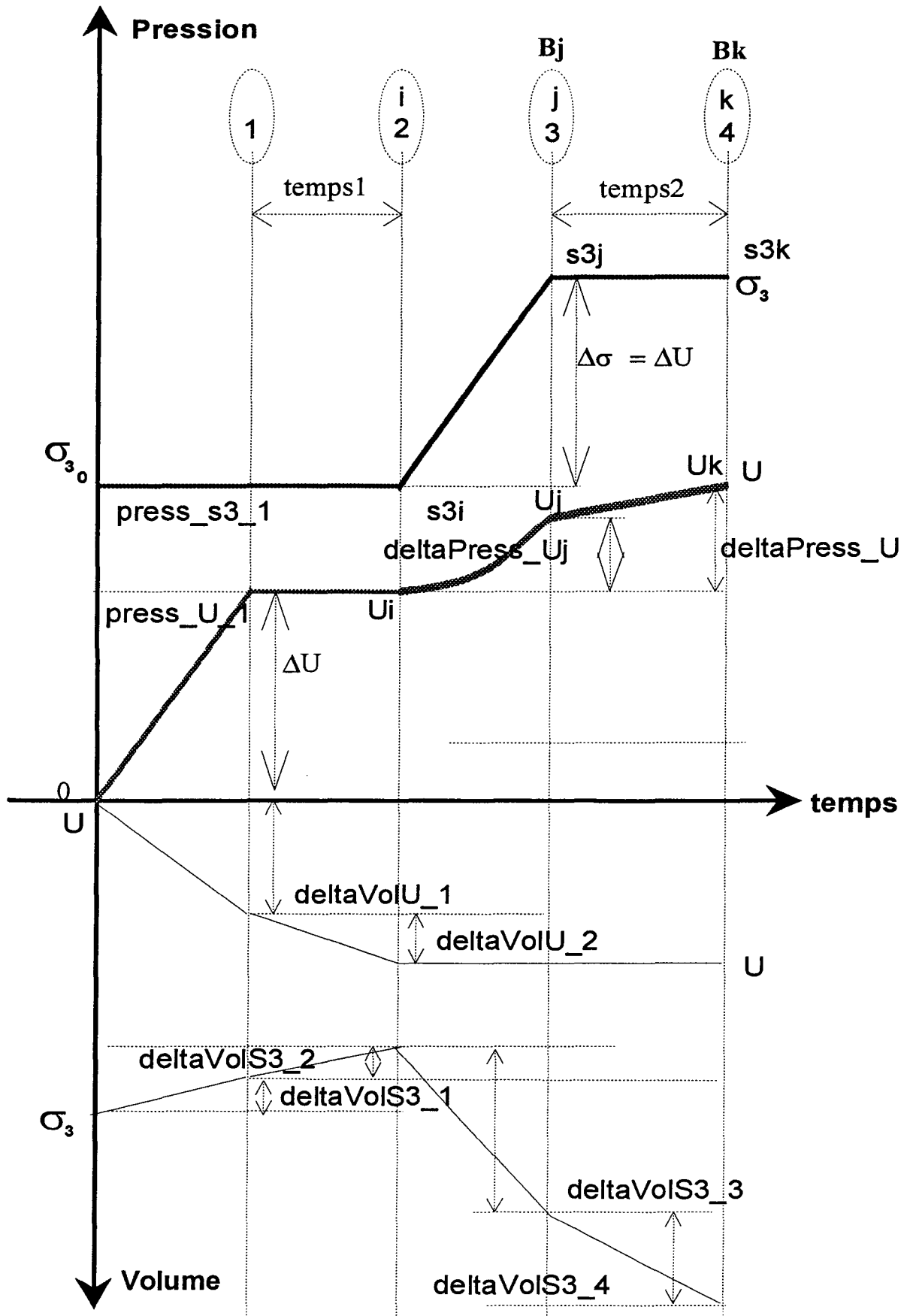


Schéma. VI. 7 Procédure de Saturation d'échantillon

Essai Isotrope

HERCULE a un système de pression comprenant une bouteille d'AZOTE de 20 MPa et une bouteille OLAER (dans laquelle une membrane sépare l'air du gaz). La mesure de la contrainte de confinement s'effectue par un capteur de pression de capacité 25 MPa . Pour ATLAS il y a un système d'application de pression avec 3 générateurs pression-volumique: le premier générateur pour la pression axiale, le générateur 2 pour la pression interstitielle, le troisième régulateur de pression-volumique pour la pression de la chambre de confinement.

Les points importants vis-à-vis de la programmation sont:

- régulation de pression interstitielle(=U) et de consolidation ($\sigma_z = \sigma_y = \sigma_x$ ou $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$)
- mesure des variations volumiques interstitielle (ϵ_v) et de consolidation (ϵ_{3v})
- sauvegarde des données en fonction des conditions dans les intervalles choisis ($int\epsilon_v$, $int\sigma'_3$).

A cette étape les paramètres physiques de l'échantillons sont nécessairement entrés pour calculer l'indice des vides, le volume total etc.

Pendant l'essai isotrope la procédure se répète jusqu'à la fin de l'essai.

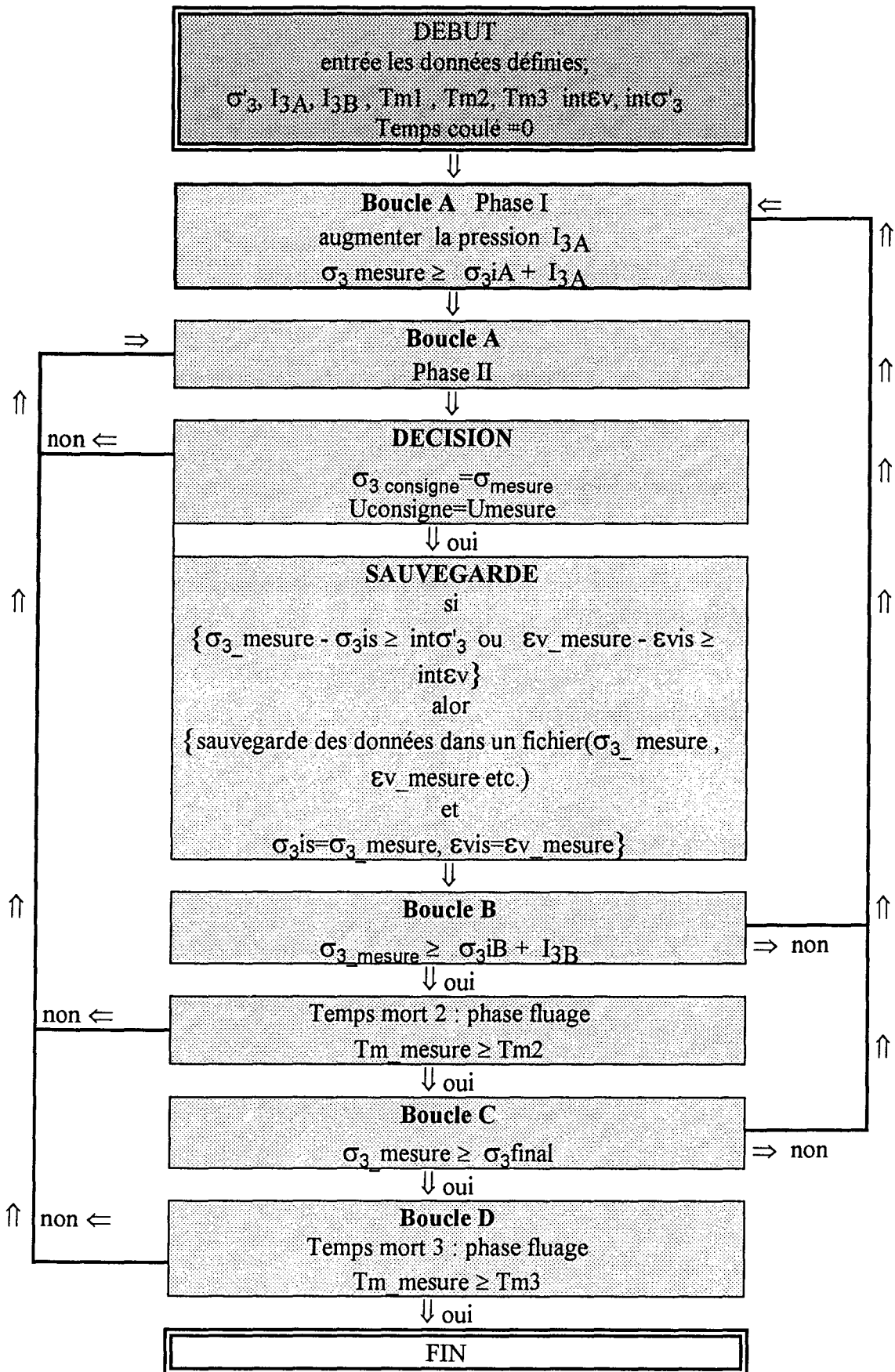


Schéma. VI. 8 Procédure d'Essai isotrope Cellule ATLAS

Fichier de sauvegarde dans l'ordre des colonnes

temps	σ'_{3j}	ϵ_{vj}	e	U	ΔV_{uj}	$\Delta V\sigma_{3j}$	σ_{3i}	ϵ_{vi}
second	MPa	(%)		MPa	cm ³	cm ³	MPa	(%)

temps temps écoulé depuis le début de l'essai isotrope

σ'_{3j} contrainte de confinement effective au niveau j
(différence entre la pression de cellule et la pression interstitielle).

$$= \sigma_3 - U$$

U pression interstitielle

σ'_{3i} contrainte de confinement effective au niveau i

σ_3 contrainte de confinement réelle de la cellule

ϵ_{vj} déformation volumique au niveau j

$$= \Delta V_u / V_t * 100$$

signe + : le volume d'échantillon est diminué

signe - : le volume d'échantillon est augmenté

ϵ_{vi} déformation volumique au niveau i

ΔV_{uj} Variation volumique niveau j

l'eau qui sort ou entre dans l'échantillon

la valeur (ΔV_u) doit être cumulée.

ϵ_z EpsZ

Déformation axiale suivant l'axe Z.

$$\epsilon_z = \epsilon_v / 3$$

e indice des vides

$$= V_{vc} / V_s$$

V_{vc} volume vide pendant un essai isotrope

$$= V_{v0} - \Delta V_u \text{ (cumulée)}$$

$\Delta V\sigma_{3j}$ l'eau qui sort ou entre dans la cellule pour la contrainte de confinement au niveau j

la valeur ($\Delta V\sigma_3$) doit être cumulée.

Boucle A

σ_{3iA} valeur à chaque début d'une boucle A

$\sigma_{3consigne}$ valeur calculée à laquelle on doit aboutir chaque fois avant de sauvegarder les données dans un fichier

$U_{consigne}$ valeur fixée d'après la procédure de SKEMPTON, que l'on doit garder à chaque fois avant de sauvegarder les données dans un fichier

Sauvegarde

σ_{3is} , ϵ_{vis} valeur enregistrée précédemment

$int\sigma_3$, $int\epsilon_v$ valeur intervalle entre deux données enregistrées dans un fichier

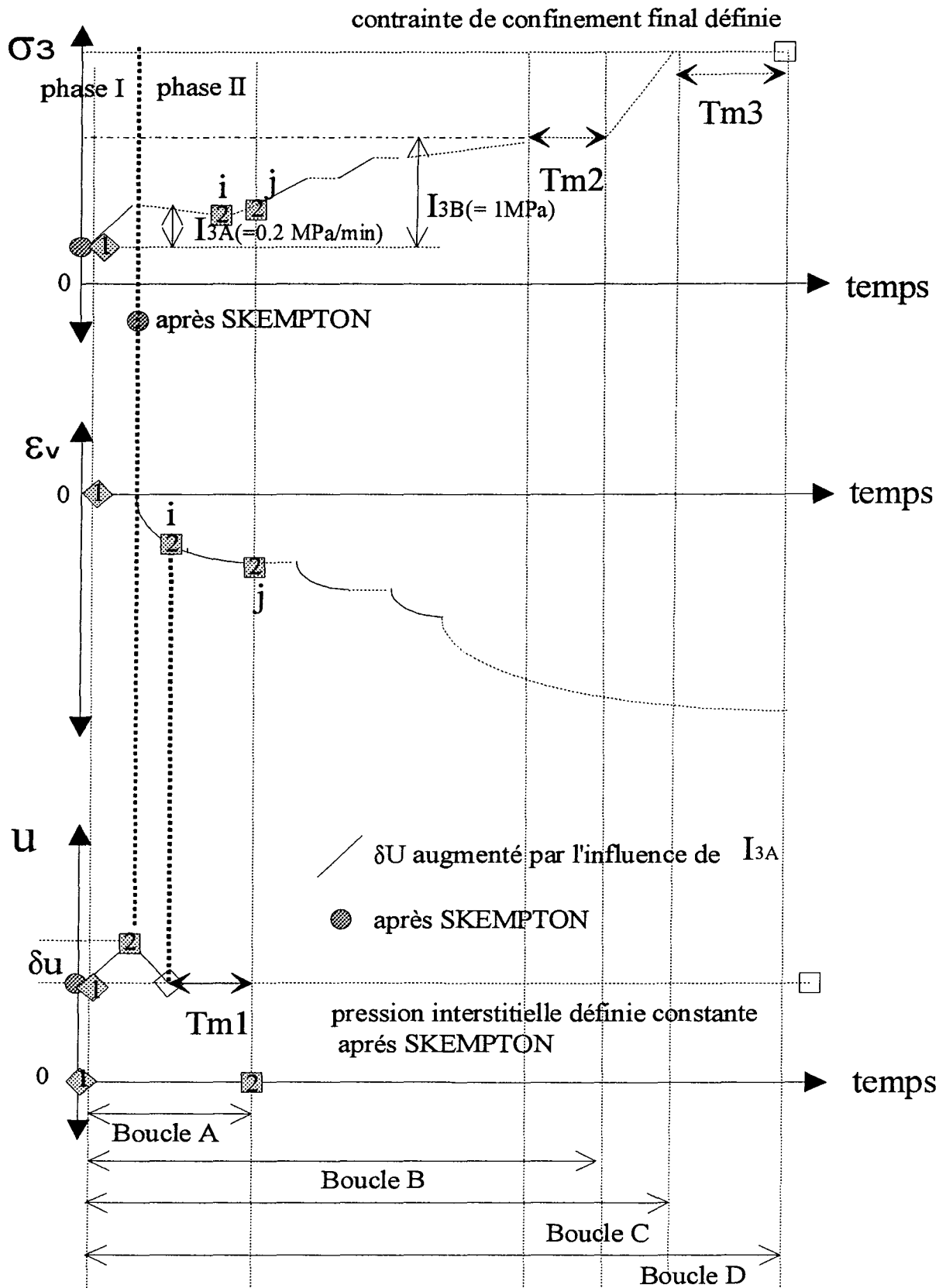


Schéma. VI. 9

Procédure de la consolidation

Essai Triaxial

Finalement on arrive à la partie la plus attendue, peut-être la plus importante car c'est elle qui nous donne les: c'est pour cette raison qu'elle paraît éclipser tant le travail antérieur pour un observateur à ce type d'essai.

Dans le système pour la cellule HERCULE on applique une force de compression suivant l'axe vertical. Au même moment que la presse exerce ladite force sur l'échantillon, on fait l'acquisition des données depuis l'ordinateur. Au moyen de la carte d'acquisition on peut avoir en temps réel les valeurs du déplacement (2 capteurs, dont un dans la presse), de la force (2 capteurs, dont un aussi dans la presse), de σ_3 et du volume entrant ou sortant de l'échantillon.

La valeur de la pression σ_3 n'est pas exactement constante, car les essais sont drainés, c'est-à-dire que l'eau peut sortir de la cellule. Pour maintenir la pression de confinement constante il faut avoir un régulateur de la pression pour le contrôler automatiquement; en fait la différence est dans la pratique ajustée manuellement . On peut mesurer des petites variations de pression.

HERCULE est équipé d'une presse (MTS810) de capacité 500KN à pilotage programmable. La force de 500 KN représente 250 MPa de contrainte axiale pour un diamètre de 50 mm. La mesure de la contrainte axiale est réalisée par un capteur de force installé à l'intérieur de la presse.

Le système d'application de pression d'ATLAS fonctionne en envoyant de l'huile par un générateur équipé d'un moteur pas-à-pas pouvant fournir une pression de 60 MPa pour un diamètre d' échantillon de 100 mm. La contrainte est mesurée par un capteur de pression (sensibilité =0.03 MPa).

Pendant l'essai de cisaillement la procédure se répète jusqu'à la fin de l'essai.

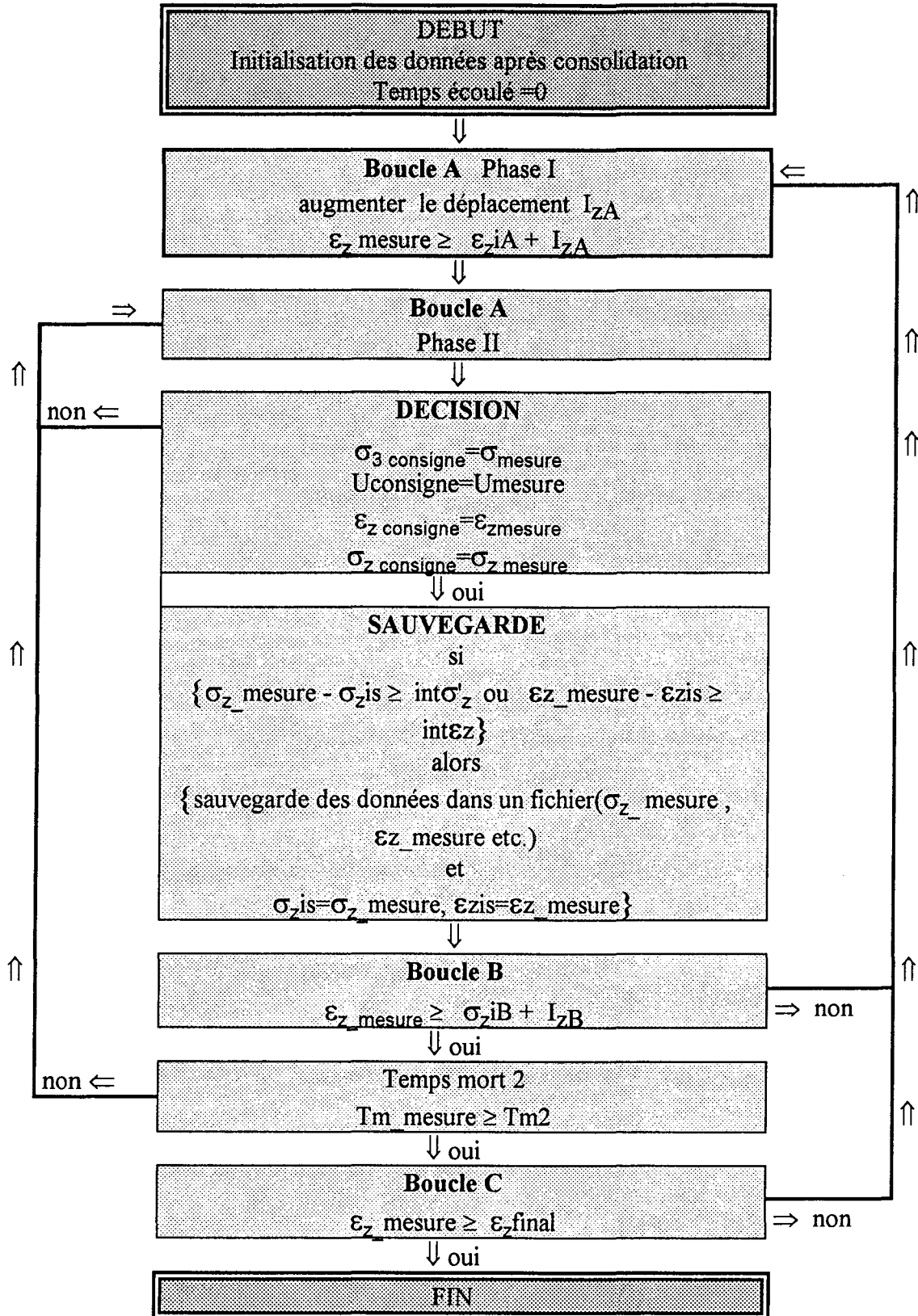


Schéma. VI. 10 Essai triaxial drainé

Essai Triaxial Drainé

Fichier de sauvegarde dans l'ordre des colonnes

a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
temps	σ'_{3j}	q	p	ϵ_v	ϵ_z	e	σ'_1 / σ'_3	$(\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$	q/p
							b+c/b	$(b+c-b)/(b+c+b)$	c/d
second	MPa	MPa	MPa	%	%	-	-	-	-

les signes des valeurs;

- positive = décroissance de volume et de diamètre, compression
- négative = croissance de volume et de diamètre, traction

ΔV

DeltaV

Variation volumique.

volume d'eau qui sort ou entre de l'échantillon

la valeur (ΔV) qui est 0 au début de l'écrasement doit être accumulée.

ϵ_v

Déformation volumique

$$\epsilon_v = -(\Delta V / \text{conVolTotal}) * 100$$

conVolTotal

Volume total actualisé après consolidation. (conVolTotal)

$$\text{conVolTotal} = \text{iniVolTotal} * (1 + \epsilon_{v_fin_consolid} / 100)$$

conHauteur

Hauteur de l'échantillon en mm actualisé après

consolidation. (conHauteur)

$$\text{conHauteur} = \text{Hauteur_init} * (1 + \epsilon_{v_fin_consolid} / 3 / 100)$$

Ici on fait $\epsilon_{v_fin_consolid} / 3$ car on veut ϵ_z variation linéal en axe Z, et on divise par 100 parce que on a le %.

conDiametre

Diamètre de l'échantillon actualisé après consolidation.

(conDiametre)

$$\text{conDiametre} = \text{Diametre_init} * (1 + \epsilon_{v_fin_consolid} / 3 / 100)$$

ϵ_z Déformation axiale en % suivant l'axe Z

$$\epsilon_z = (\Delta Z_{Ext} / \text{conHauteur}) * 100$$

ΔZ_{Ext}

Déplacement verticale en mm mesuré avec un capteur

extérieur (DeltaZExt)

$$\Delta Z_{Ext} = (\text{volt}[4] - \text{inivolt}[4]) * 50 / \text{volt}[3]$$

hauteur

Hauteur de l'échantillon en mm. (hauteur)

$$\text{hauteur} = \text{conHauteur} - \Delta Z_{Ext}$$

diamètre Diamètre de l'échantillon en mm. (diamètre)

$$\text{diamètre} = \sqrt{(\text{conVolTotal} * 1000 - \text{DeltaV} * 1000) * 4 / \pi / \text{hauteur}}$$

ϵ_x Déformation latérale en %.

$$\epsilon_x = (\text{DeltaX} / \text{conDiametre} * 100); \quad // \text{ En \%}$$

DeltaX Variation du diamètre (donc des dimension suivant l'axe X) en mm par rapport au début de l'écrasement. (DeltaX)

$$\text{DeltaX} = \text{diamètre} - \text{conDiametre}$$

σ_c Composante normale de la contrainte effective isotrope. (SigC)

$$\sigma_c = \sigma_{\text{cell}} - U \quad // \text{ En MPa}$$

surface Surface de l'échantillon en mm². (surface)

$$\text{surface} = \text{diamètre}^2 * \pi / 4$$

ForceZ Force appliquée sur l'échantillon en kN. (ForceZ)

$$\text{ForceZ} = \sigma_z \text{ (MN/m}^2\text{)} * \text{surface (mm}^2\text{)}$$

σ_z Contrainte effective axiale en MPa. (SigZ)

$$\sigma_z = (\sigma_z * \text{surface}_{100\text{mm}} / \text{surface}_{\text{actuelle}}) - \text{résistance du piston (ex. 2MPa)}$$

q Contrainte déviatoire en MPa. (q)

$$q = \sigma_1 - \sigma_3$$

p Contrainte moyenne effective en MPa. (p)

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$$

e Indice des vides. (e)

$$e = \{ \text{iniVolVide} + (\text{iniVolTotal} * \epsilon_{v_fin_consolid} / 100 - \Delta V) \} / \text{VolSolid}$$

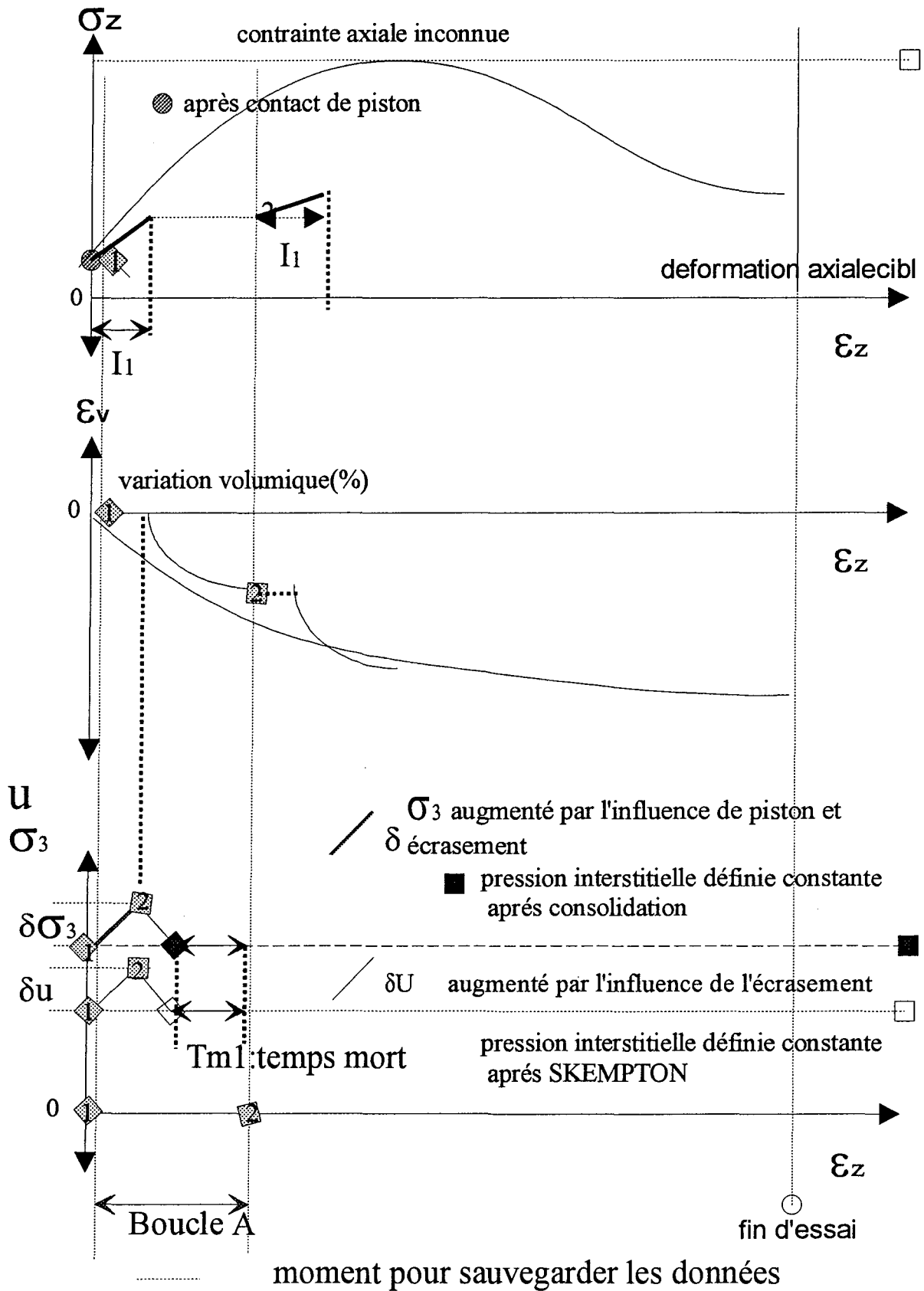
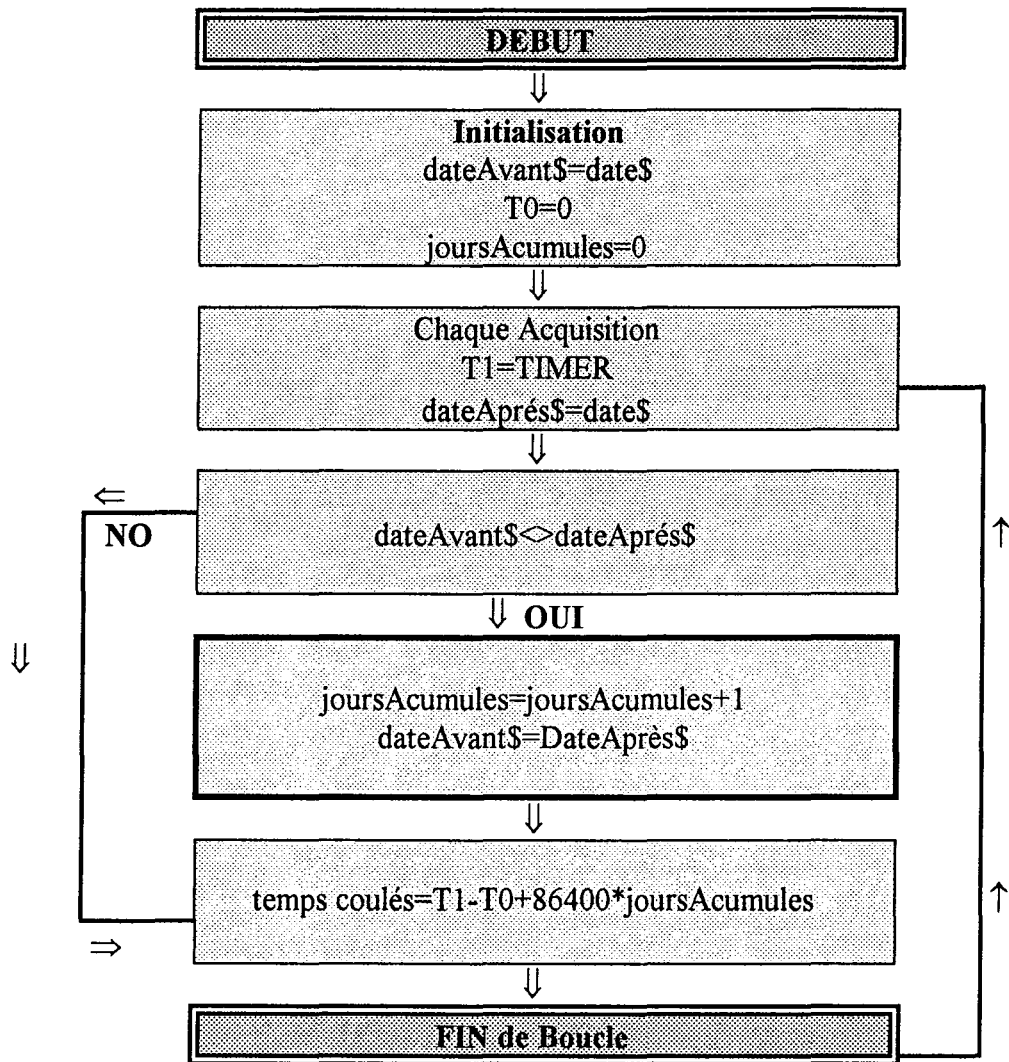


Schéma. VI. 11 Procédure de l'essai triaxial

Calcul du temps



ANNEXE A2

l'influence du changement de la pression dans la cellule sur la force initiale

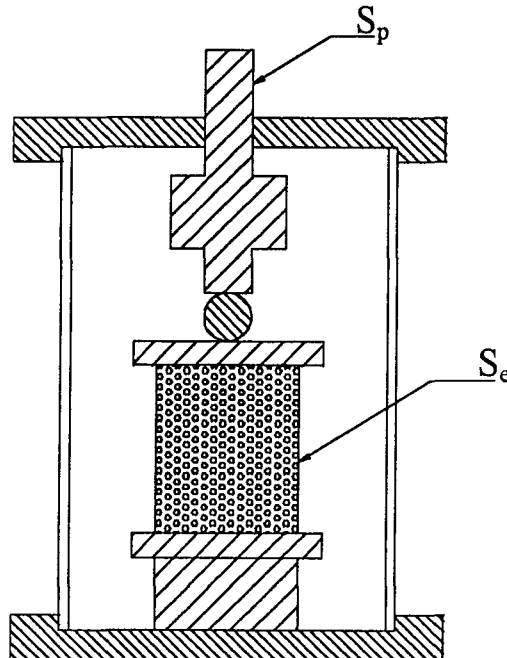
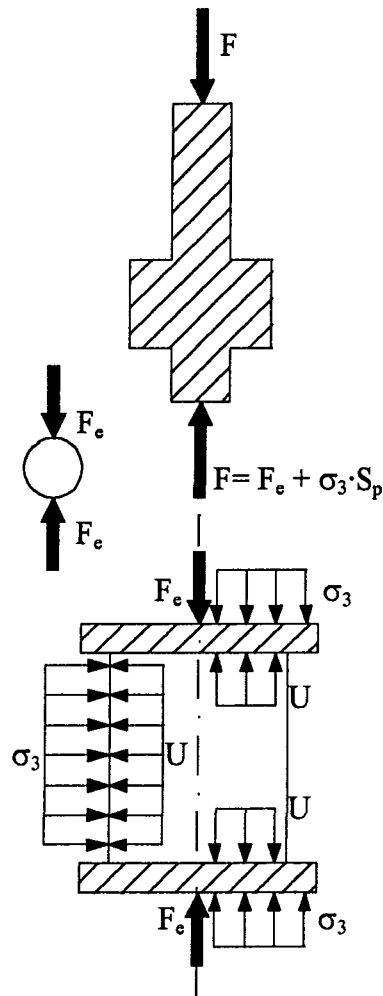


Schéma de la Cellule.

On montre ici une petite étude des forces et contraintes que l'on trouve sur les différents éléments de la cellule triaxiale pendant les essais. Cet étude nous apporte des informations très importantes, qu'il faudra bien prendre en compte lors du calcul de la force nette appliquée sur l'échantillon pendant la réalisation du programme.

On commence par l'étude de chacun des éléments isolé du reste, et ensuite par une analyse de tout l'ensemble piston + bille + échantillon (tête et base incluses).

On observe que dans tous les cas on a l'équilibre de forces sur chaque élément, aussi bien que sur l'ensemble.



Forces et contraintes sur les différents éléments.

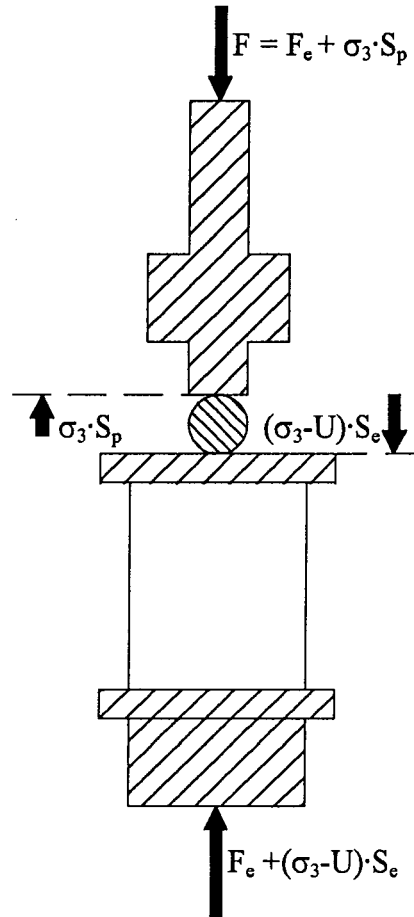
Cet étude peut paraître évidente, mais du fait que l'on travaille avec des éléments détachés, les confusions sur les forces appliquées dans chaque cas peuvent être nombreuses et très importantes si l'on ne s'arrête pas quelques minutes pour y réfléchir et pour mettre par écrit tout ce que l'intuition nous dit au premier coup d'oeil.

Analyse des forces et/ou contraintes sur les éléments détachés :

Piston: La presse applique une force F directement (ou à travers une bille en acier) sur le piston. Cette force, on peut la supposer divisée en deux (si l'on néglige les forces de friction et la masse du piston¹), d'une part la force nette appliquée sur l'échantillon et d'une autre part la

¹ La masse du piston n'est négligée que pour cet étude de forces. Cependant elle est prise en compte dans le programme.

force nécessaire pour vaincre la pression de confinement σ_3 . Cette pression nous donne, évidemment, une force en fonction de la surface de l'axe du piston S_p .



Forces sur l'ensemble.

Bille en acier: cette bille relie le piston avec la tête de l'échantillon, et sert à améliorer la transmission des forces. Elle empêche la transmission des efforts transversaux, assurant ainsi la verticalité de F_e . On observe dans la figure ci-dessus qu'elle ne transmet qu'une force verticale F_e .

Échantillon: dans la la figure ci-dessus on a tracé avec un trait épais les forces et avec plusieurs traits minces les contraintes ou pressions. On voit que l'échantillon reçoit à l'extérieur la force F_e et la pression de confinement σ_3 , et la pression U à l'intérieur (d'habitude on note $\sigma'_3 = \sigma_3 - U$). On peut faire la différence de pressions et multiplier par la surface de l'échantillon pour obtenir ainsi la force exercée par la pression.

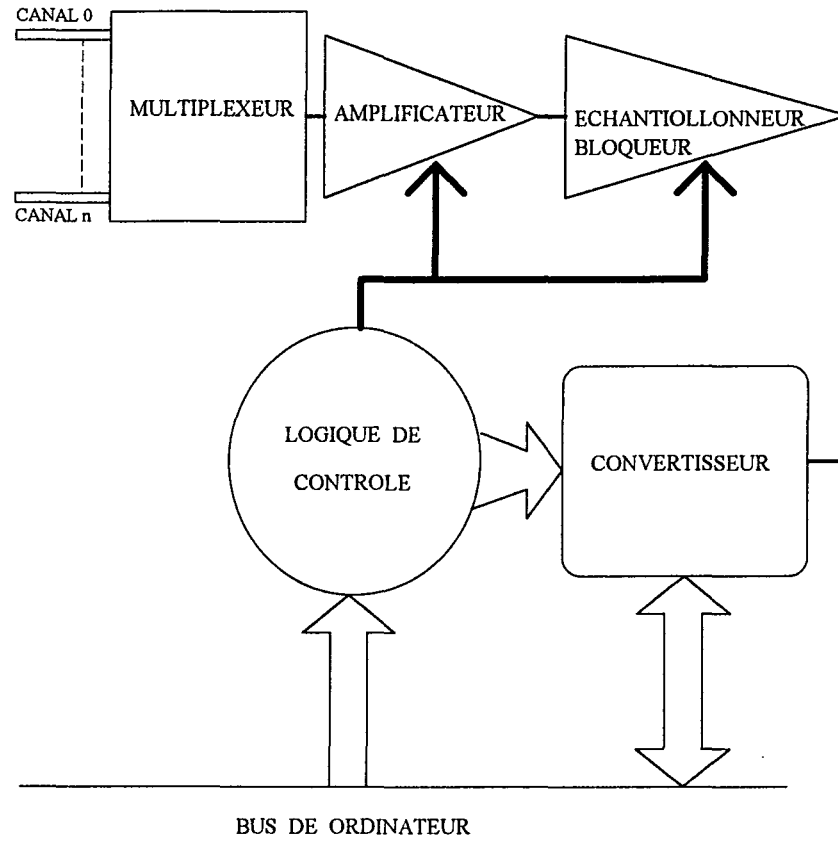


Schéma. VI. 1 Synoptique Simplifié d'une Carte Acquisition

LES PRINCIPAUX TYPES DE CONVERTISSEURS A/N	
Double Rampe(double slope)	:plus précis
Approximations Successives	:plus rapide
Comptage(incrémental)	:économique
Parallèle	:plus cher plus rapide plus complexe
Tension-Frequence	:moyen

CHOIX DE CAN	
- NOMBRE DE CANAL	: $\geq 16 \leq$ MONOFILE DIFFERENTIELLE
- RESOLUTION	INPUT RANGE(bipolar, unipolar) BITS(8, 12, 16, 22)
- CONVERSION TIME(VITESSE : Hz)	
- PRECISION	GAIN LINEARITE(LSB) LINEARITE DIFFERENTIELLE OFFSET MONOTONICITE

CALCUL DE RESOLUTION					
BITS			12	14	16
2^n bits			4096	16384	65536
RESOLUTION(volt)					
INPUT RANGE(volt)					
	UNIPOLAR	0-10	0.0025	0.0006	0.00001
	(BIPOLAR)	(± 5)	"	"	"
		0- 5	0.00125	0.0003	0.000005
PRECISION absolu	LSB	0-10 v	± 1	± 4	± 4
	volt		0.0025	0.0024	0.00004
PRECISION relative	LINEARITE	LSB	± 1	± 4	± 4
			0.0025	0.0024	0.00004
	GAIN		± 1	± 4	± 4
			0.0025	0.0024	0.00004
	TOTAL		0.0075	0.0072	0.00012
SENSIBILITE de	CAPTEUR		0.003	0.005	0.003
			0.0105	0.0122	0.00312

$$\begin{aligned}
 \text{RESOLUTION} &= \frac{\pm 5}{12 \text{ bits}} \\
 &= \frac{10 \text{ volt}}{2^{12\text{bits}} - 1} \\
 &= \frac{10}{4095} \\
 &= 0.0025 \text{ volt}
 \end{aligned}$$

L.S.B. : Least Significant Bit

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\text{Full Scale Input Range}}{2^n \text{ bits}} \\
 &= \frac{10 \text{ volt}}{12 \text{ bits}} \\
 &= \pm 1 \text{ LSB} \\
 &= 0.0025 \text{ volt} \\
 &= \pm 2 \text{ LSB} \\
 &= 0.0025 \times 2 \\
 &= 0.005
 \end{aligned}$$

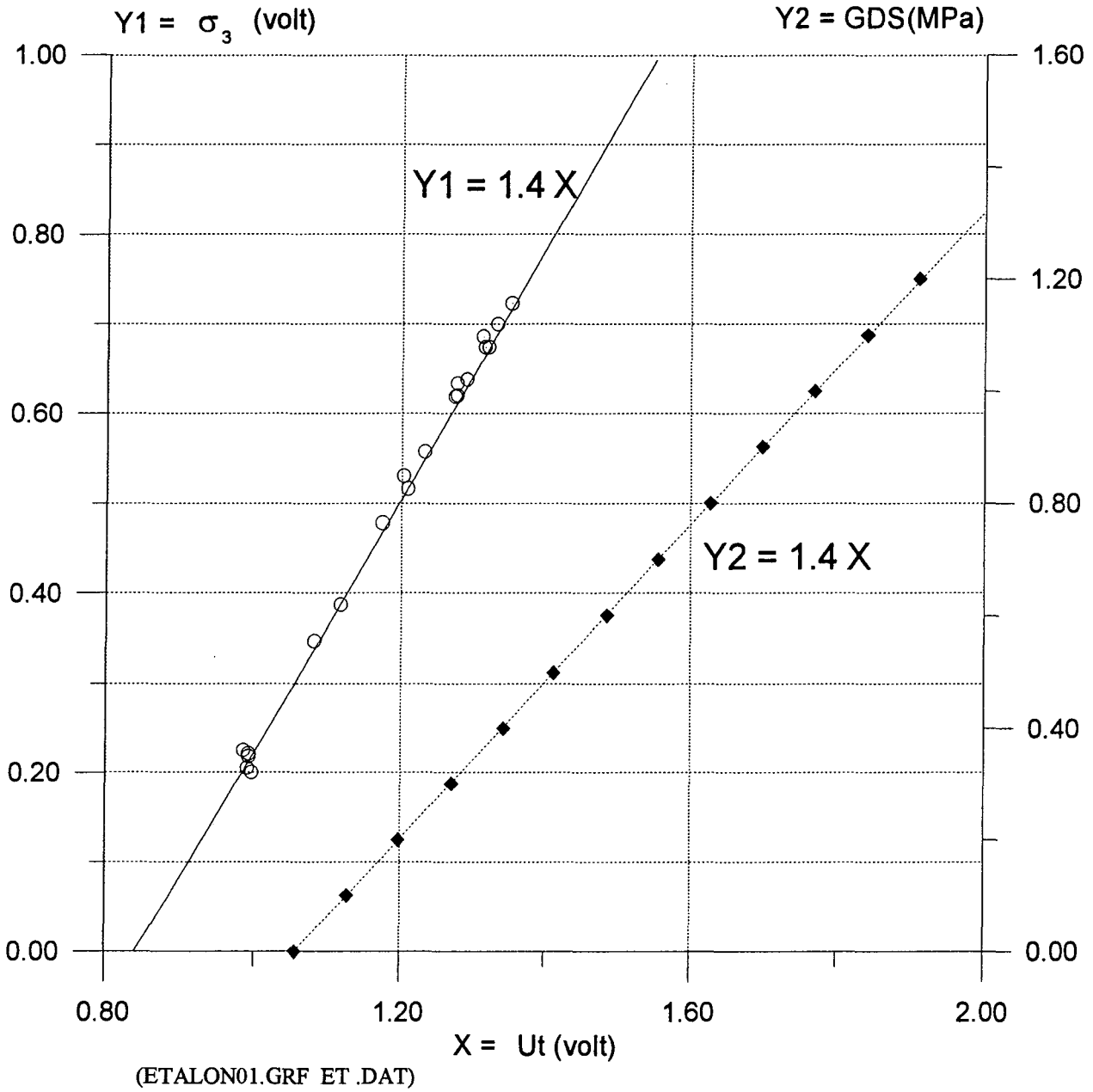
PRECISION absolu: ± 0.01 FS(Full Scale)

$$\begin{aligned}
 \text{FS} &= \pm 10 \text{ volt} \\
 10 \text{ volt} \times 0.01 \div 100 &= 0.001 \text{ volt}
 \end{aligned}$$

$$10 \text{ bits} \rightarrow \text{dB} = 20 \log_{10} 1040 = 60 \text{ dB}$$

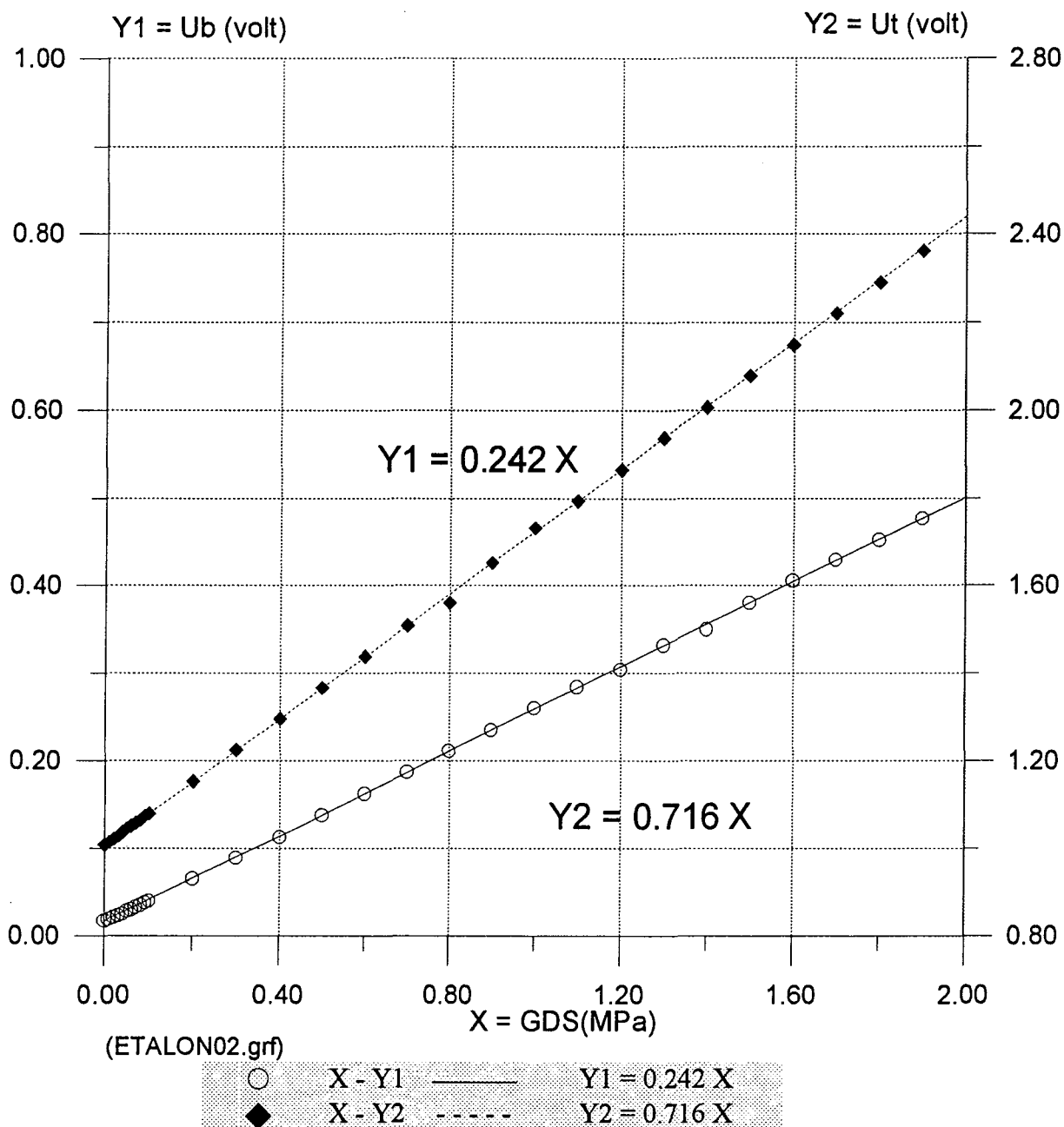
ETALONAGE DES CAPTEURS

CAPTEUR DE PRESSION



Ub : Capteur de pression interstitielle
 Ut : Capteur de pression de la cellule
 GDS : capteur de pression

Fig. VI. 1 Etalonnage des capteurs de pression (cellule HERCULE)



Ub : Capteur de pression interstitielle
 Ut : Capteur de pression de la cellule
 GDS : capteur de pression

Fig. VI. 2 Etalonnage des capteurs de pression (cellule HERCULE)

	Fonction	Coefficient	
Capteur de pression	σ_3	1.0	MPa / Volt
Capteur de pression	Ut	1.4	MPa / Volt
Capteur de pression	Ub	4.13	MPa / Volt
Capteur de pression	ϵ_v	7.69	CM ³ / Volt

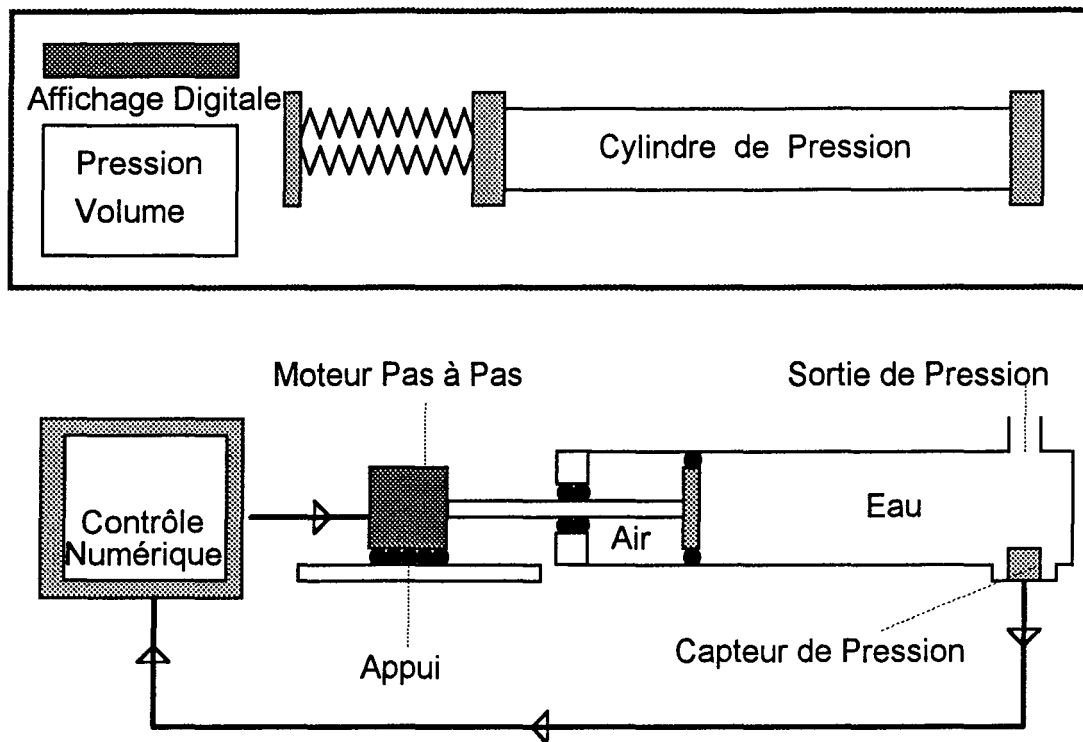


Fig. VI. 3 Schéma du générateur pression-volumique (GDS)

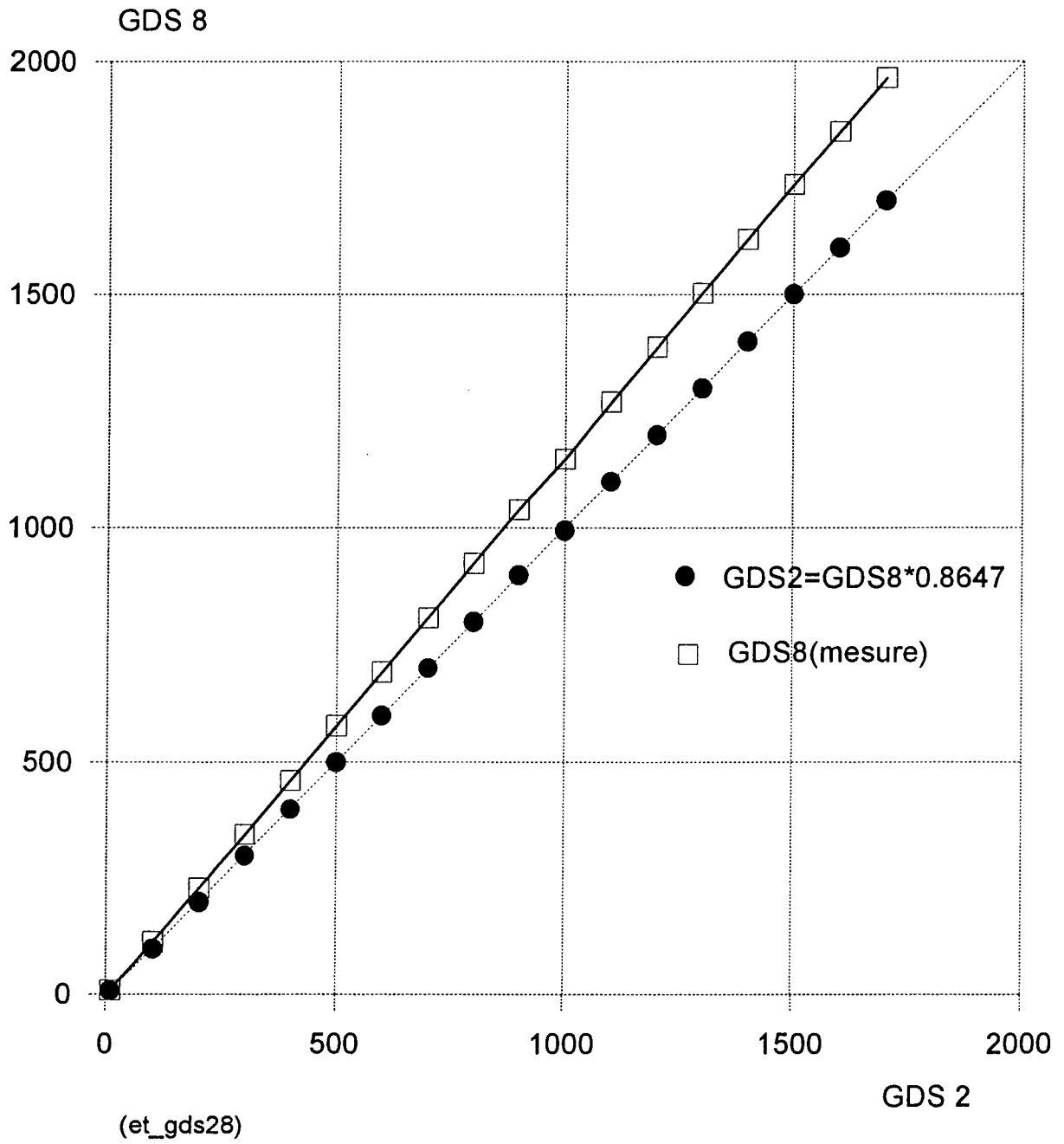


Fig. VI. 4 Etalonnage des GDS

ANNEXE C0

PROCEDURE DE L'ESSAI TRIAXIAL

PROCEDURE DE L'ESSAI TRIAXIAL

Pour obtenir les meilleurs résultats sur les essais triaxiaux, toutes les étapes doivent être suivies avec précision, surtout la première étape: la préparation du matériau consiste à composer un échantillon en pesant le matériau granit préparé. Chaque étape est très importante, de la préparation jusqu'à l'analyse des résultats des essais triaxiaux. Pour réaliser un essai triaxial dans les meilleures conditions, nous devons effectuer plusieurs choix concernant la plaque antifretage, l'épaisseur de la membrane, le poids et la hauteur de l'échantillon. Avant tout, il faut vérifier tous les étalonnages du système de mesure (capteur, carte et presse etc.). On utilise de plus en plus des appareils électroniques, des capteurs de déplacement, de force, de différentiel (mesure de la déformation volumique) et de pression à la place de comparateurs, de manomètres et de burettes. Pour nos essais nous avons utilisé 5 cellules (3 cellules triaxiales, 2 cellules oedométriques) et 3 systèmes de contrôle différents.

PREPARATION DES MATERIAUX POUR L'ESSAI TRIAXIAL

La préparation du matériau par la courbe granulométrique initiale dépend d'une part de l'épaisseur de membrane et des densités relatives (50%, 70 %, 90%), d'autre part de la hauteur de l'échantillon. La dimension du moule pour le montage change en fonction de la contrainte de consolidation pour les différents essais, [donc l'épaisseur de membrane (tableaux suivants), les densités relatives (50% et 90%) et la hauteur de l'échantillon (64.3 et 85 mm) déterminent le poids total d'un échantillon pour chaque essai triaxial] Les compositions détaillées sont présentées dans le chapitre I.

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

Tableau. III. 1 Poids d'un échantillon en fonction de contrainte de consolidation pour la courbe granulométrique initiale étalée G1

Pression de consolidation (MPa)	Epaisseur de membrane (10ème mm)	Densité relative (50%)	Densité relative (90%)	Hauteur d'échantillon (mm)
$\sigma_c < 1$	10	210	235	64
> 1	10+15	200	225	64
> 1	15+15	200	225	64
> 30	10+15	-	292	85

Tableau. III. 2 Poids d'un échantillon en fonction de contrainte de consolidation pour la courbe granulométrique initiale étalée G2

Pression de consolidation (MPa)	Epaisseur de membrane (10ème mm)	Densité relative (50%)	Densité relative (90%)	Hauteur d'échantillon (mm)
$\sigma_c < 1$	10	-	242	64
" > 1	10+15	-	235	64
" > 30	10+15	-	292	85

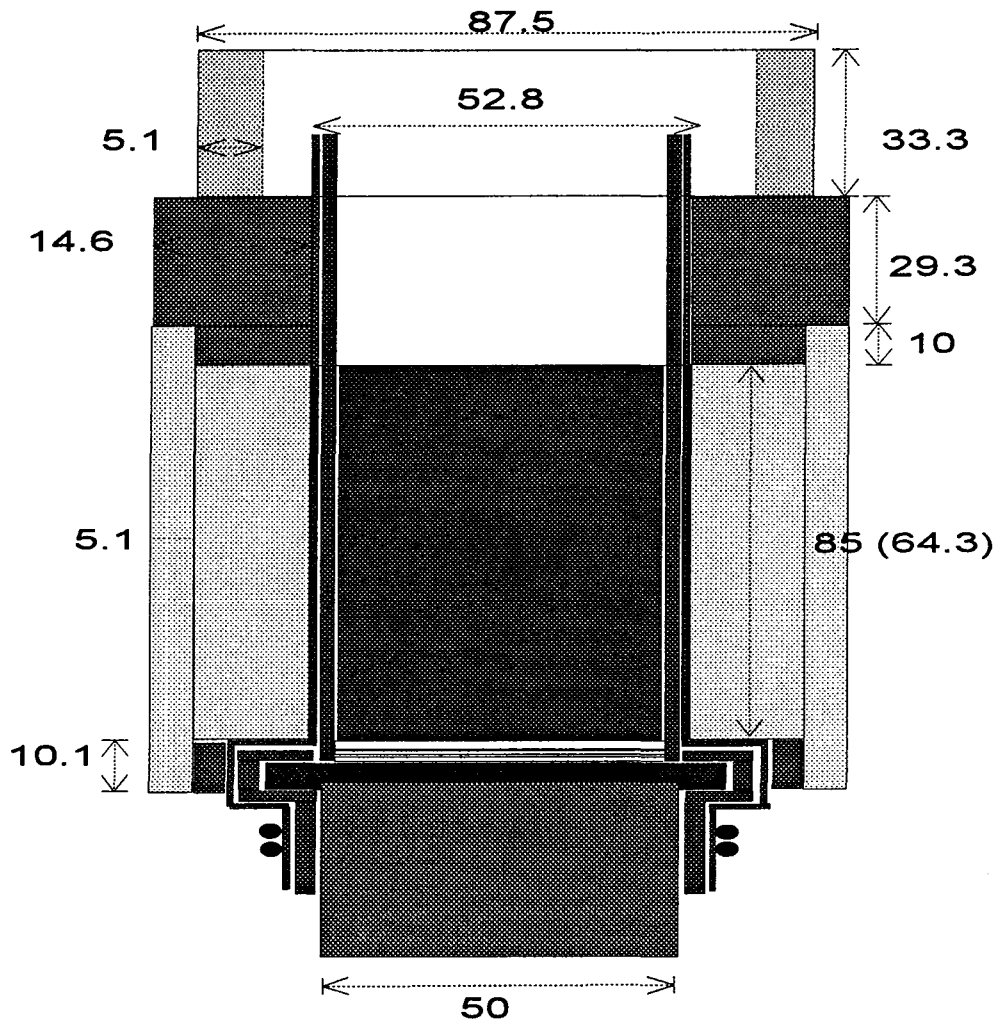
Tableau. III. 3 Utilisation de membrane pour les billes de verre en fonction de la contrainte de consolidation

Pression de consolidation (MPa)	Epaisseur de membrane (10ème mm)		Hauteur d'échantillon (mm)
$\sigma_c < 1$	10	fritté	64
" < 1	10	non fritté	50
" = 15	10+15	fritté	64
" = 15	10+15	non fritté	50

Deux plaques élargies sont disposées en parties basse et haute. Elles sont percées d'un trou central dans lequel on a placé un morceau de pierre poreuse. Sur cette plaque, on étend une couche de graisse pour robinets sur laquelle on dispose régulièrement deux couches de morceaux de membrane d'épaisseur 3/10 de mm, entre lesquelles est également déposée une couche de graisse. Puis on ajoute un petit morceau de tissu sur la pierre poreuse ainsi que trois couches de papier filtre.

De cette façon, bien que l'eau puisse passer, le matériau ne sortira pas de l'échantillon. En effet, si cette situation se présentait, elle entraînerait non seulement une perte du matériau, mais aussi des dépôts qui pourraient coincer les canalisations intérieures de la cellule: l'essai ne serait plus drainé. On met en place une ou deux membranes, selon la contrainte de consolidation, fermement maintenue(s) en bas de la cellule par deux joints toriques (en nitril). Le positionnement du moule joue un rôle important dans cette étape, puisqu'il donne sa forme à l'échantillon. Ce moule doit être bien fixé par une corde, qui assure son immobilité. Avant de mettre en place le matériau, on prend une référence pour la hauteur, car l'échantillon doit avoir une hauteur précise. Puis on verse le matériau à l'intérieur de la membrane. On mesure ensuite la hauteur (un tassage est en général nécessaire pour obtenir la taille voulue). On ferme alors l'échantillon en mettant trois couches de papier filtre, un morceau de tissu, puis la même plaque qu'en bas, munie du morceau de pierre poreuse et de deux couches de membrane antifrettage bien lubrifiées. Enfin, on place la tête de drainage au-dessus de la plaque.

A l'aide d'une pompe à vide branchée au robinet pour la pression interstitielle en bas (Ub2), on aspire l'intérieur pendant environ dix minutes, puis on ferme le robinet: l'échantillon tient par lui-même, on retire alors le moule. Aussitôt, on met en place la cellule et on la remplit avec de l'eau (*dans le cas des cellules HERCULE et TITAN, avec de l'huile en ce qui concerne la cellule ATLAS*) à l'aide des robinets Cb1 et Cb2. Après avoir sorti toutes les bulles d'air de la cellule, on applique une légère pression de consolidation. On procède alors à la saturation de l'échantillon avec de l'eau désaérée provenant du GDS. On fait entrer l'eau par le bas de l'échantillon (robinet Ub1) et sortir par la tête (robinet Ut1), tout en laissant passer à peu près 60 cm^3 d'eau pour s'assurer qu'il est vraiment saturé.



(moul_01.drw)

Schéma. III. 1 Schéma du moule pour le montage d'un essai triaxial (cotes en mm)

MONTAGE DE LA CELLULE

Pour des raisons de maintenance et de sécurité, le montage de la cellule doit être effectué avec beaucoup de précautions. Tous les serrages doivent être effectués à la main, sans forcer. On termine par un tour de clé de manière à bien consolider le serrage.

Si l'opérateur rencontre une résistance au cours du vissage manuel, deux vérifications s'imposent (en aucun cas il ne faut forcer le vissage):

- du fait des dimensions très précises de la cellule, une simple poussière logée entre la vis et le filetage peut bloquer l'opération. Il faut alors parfaitement nettoyer l'appareillage.
- la résistance au vissage peut aussi provenir d'un mauvais positionnement de la vis par rapport au filetage. Un petit angle d'attaque au début du vissage peut conduire à un grand décalage par la suite. Continuer à visser en forçant peut conduire à un accident lorsque l'on installera la très haute pression: une pièce mal placée risque alors d'être éjectée, avec une énergie nettement supérieure à celle d'une balle de revolver. Dans le cas même où ce premier accident n'a pas lieu, la pièce risque d'être cassée au moment du démontage. Cela s'est produit pour le filetage No 2, qui est resté abîmé depuis que l'on a cassé une tige à l'intérieur, en forçant le serrage. Pour le réparer, il faudrait refaire toute la base de la cellule, à laquelle il appartient.

ESSAI ISOTROPES

Des expériences menées sur la compressibilité isotrope d'un matériau granulaire sont venues corroborer les calculs de HERTZ: le comportement du matériau est non linéaire. La pression de consolidation, qui correspond à une réalité dans le cas des sols fins argileux ou de sables avec un indice des vides extrêmement grand, ne peut être définie que par analogie pour les sables ordinaires. La pression fictive de consolidation ainsi obtenue permettra la même modélisation numérique des lois de comportement pour les deux types de sols.

Dans l'expression décrivant le comportement élastique des milieux granulaires, l'exposant n de la pression est de l'ordre de $1/2$ si l'indice des vides est stable (cet exposant vaut $1/3$ pour des sphères identiques):

$$E = \alpha p^n$$

L'arrangement des grains n'influence pas le type de loi non linéaire sous faible contrainte. Sa seule répercussion est dans α , à travers $K(e)$. D'après ce qui précède, on peut comprendre qu'il soit fréquent d'assimiler le chemin isotrope élastique à une droite en e -log p de pente C_s ou C_g , ou encore en e -ln p de pente κ pour les décompressions faibles.

Dans les essais triaxiaux, l'élasticité non linéaire se manifeste en compression par un module croissant avec la contrainte latérale $\sigma_2 = \sigma_3$. Pour garantir la réversibilité des phénomènes, il faut disposer d'appareils triaxiaux spéciaux mesurant directement les déplacements sur l'échantillon de sol, avec une précision supérieure au $1/10$ de micron, de manière à maintenir les déformations en deçà de 10^{-5} .

La phase isotrope est aussi importante que la phase triaxiale. Pendant les essais isotropes, l'évolution de la déformation volumique est bien mesurée par la quantité d'eau quittant l'échantillon.

La vitesse d'application de la pression dans la cellule joue un rôle significatif. Nous avons essayé différentes vitesses de contrainte pour le cas $\sigma_c = 5 \text{ MPa}$. Finalement la vitesse a été fixée comme suit :

vitesse de la contrainte de consolidation

1 MPa / 1 Minute

temps de consolidation pour l'effet de fluage 12 heures

Tableau. III. 4 Vitesse de la phase consolidation pour les essais sous faibles contraintes

Nom	avant consolidation			h0	d0	poids	p.spec	Intervalles de sauvegarde		t1	t2	t3	$\Delta\sigma_3$ 1	$\Delta\sigma_3$ 2
	σ_3	U	σ_3'					$\Delta\sigma_3$	$\Delta\varepsilon_v$					
	kPa	kPa	kPa	mm	mm	g	g/cm ³	MPa	%	s	s	s	kPa	kPa
E309010	950	900	50	64.3	50.5	235	2.72	0.005	0.1	60	1800	43200	10	100
E309001	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.005	0.1	60	1800	43200	5	10
E319001	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.003	0.05	60	1800	43200	5	10
E329001	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.005	0.05	60	600	43200	5	10
F509001	1600	1550	50	84	50.5	242	2.72	0.005	0.05	60	1800	43200	5	10
F509005	800	750	50	84	50.5	242	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
F519005	1000	950	50	84	50.5	242	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
F509010	850	800	50	84	50.5	242	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
E319010	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
E309005	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
E309002	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
F509002	1300	1250	50	84	50.5	242	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
F519001	1250	1200	50	84	50.5	242	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	5	10

MILIEU CONTINUE

Les particules composant un milieu discontinu granulaire formant autant de "milieux continus", il est possible de leur appliquer les lois de la mécanique des milieux continus. Une étude du comportement mécanique de l'ensemble demande l'établissement, en plus des équations communes à tous les corps (i), des lois de comportement du matériau des grains et de leur contact (ii), et de conditions aux limites géométriques (iii) (BIAREZ & HICHER).

(i) On doit écrire, dans tous les cas, le principe fondamental de la dynamique:

$$\mathbf{F} = m \Gamma.$$

m se calcule à partir de la masse volumique ρ_s . On peut introduire un poids volumique $\gamma_s = \rho_s g$, où g est l'accélération de la pesanteur.

(ii) Après cette équation très générale, il est nécessaire de considérer les propriétés spécifiques des composants du milieu étudié. Le comportement d'un matériau se laisse ordinairement décrire à partir de la connaissance de son élasticité linéaire, que caractérisent un module d'Young E_g et un coefficient de Poisson ν_g . Si l'on envisage cependant des cas où les contraintes mises en oeuvre sont fortes au point de provoquer une rupture des grains, on ne pourra plus se contenter de ces valeurs. Il faudra alors affiner notre étude, et écrire une loi plus complète.

En ce qui concerne le contact entre grains, on prendra seulement en compte le frottement ψ , négligeant les effets de "colle" (seuls des sols remaniés, dans lesquels cette "colle" n'intervient pratiquement pas, seront traités ici).

(iii) Dans l'étude des conditions aux limites, on devra distinguer la géométrie des grains, peu variable tant que ceux-ci conservent leur élasticité, de la géométrie de l'arrangement des grains, qui évolue au cours des déformations plastiques du milieu.

Une géométrie simplifiée des grains fera intervenir deux termes: leur dimension et leur forme (aplatissement, angularité, rugosité, ...). La granulométrie du milieu donne la répartition des grains selon leurs dimensions dans le matériau considéré. On définit la granulométrie à partir du pourcentage de particules inférieures à 80 microns (on mesure cette valeur au moyen d'un tamis de 200 mailles / pouce²), ou bien à partir de la dimension d_{10} en dessous de laquelle se trouvent 10% en poids des particules. La valeur utilisée pour l'étalement plus courant est d_{60}/d_{10} .

L'arrangement des grains est caractérisé par ses aspects isotrope et anisotrope. Alors qu'on mesure l'anisotropie à partir de l'orientation statistique des plans tangents entre particules, l'indice des vides e , le poids volumique sec γ_d , γ_d/γ_s ou encore w_{sat} (teneur en eau du sol saturé), permettent de déterminer le milieu granulaire.

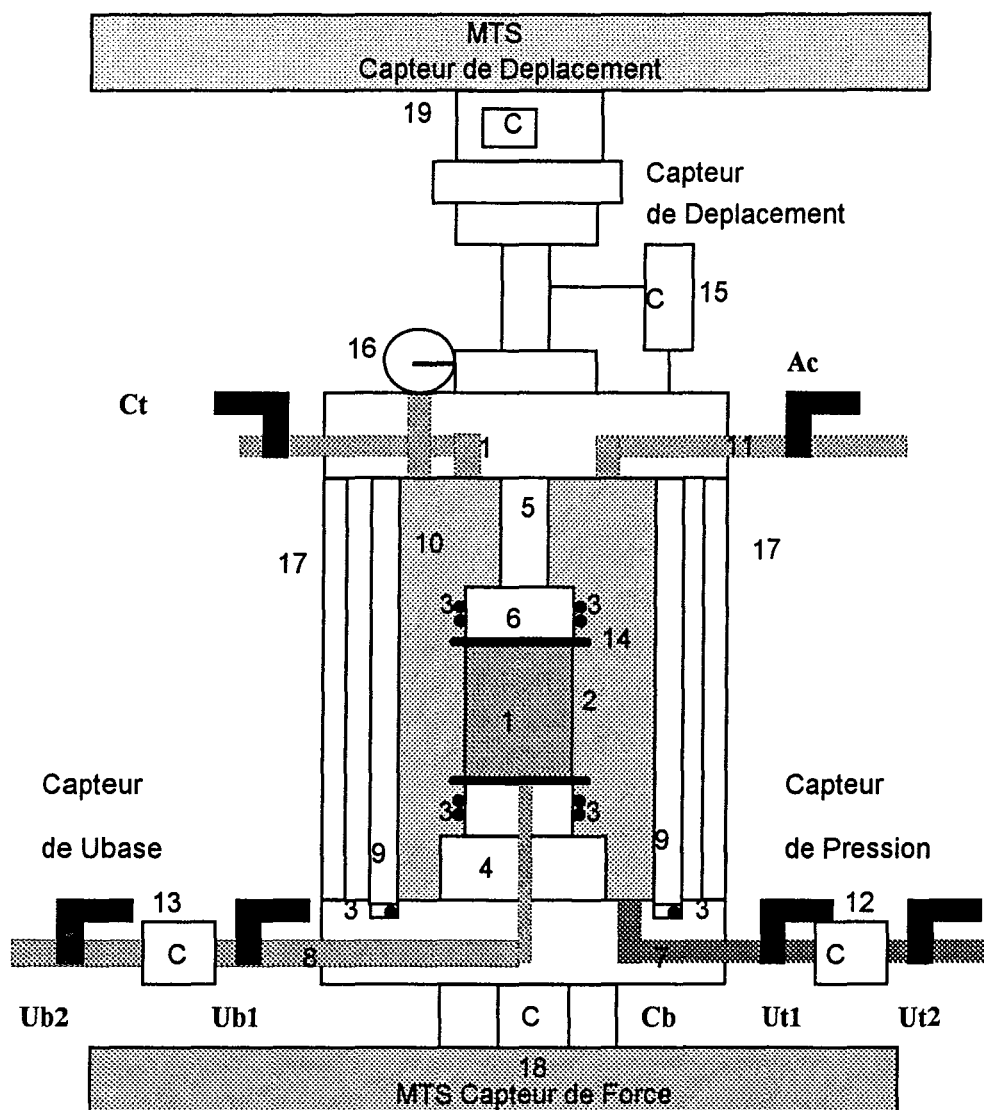
Seules les expériences menées à l'aide de l'appareil triaxial ordinaire (dans lequel les contraintes principales intermédiaire et mineure sont équivalentes) et de l'oedomètre (dans lequel les déformations latérales ε_2 et ε_3 sont nulles) seront considérées ici. Néanmoins, le comportement que l'on va décrire concerne aussi d'autres chemins réels, dont la réalisation en laboratoire est plus difficile.

ANNEXE C1

CELLULE HERCULE

Capteur de variation volumique

Fonction	Signe	Couleur de fil
alimentation	+	rouge
	-	jaune
mesure	+	bleu
	-	blanc
masse		vert



- 1 . échantillon : diamètre = 50 mm
- 2 . membrane de néoprène
- 3 . joints d'étanchéité
- 4 . base de la cellule : diamètre = 50 mm
- 5 . piston : diamètre = 30 mm
- 6 . tête de l'échantillon : diamètre = 50 mm

- 7 . circuit de drainage par la tête
- 8 . circuit de drainage par la base
- 9 . parois de la cellule
10. intérieur de la cellule , eau en pression
11. circuit de pression latérale
12. capteur de pression
13. capteur de pression interstitielle base
14. plaque d'antifretage
15. capteur de déplacement
16. manomètre de contrôle de la pression latérale
17. tige de montage de la cellule triaxiale
18. capteur de force, MTS
19. capteur de déplacement, MTS

Les abréviations ci-dessous, que l'on peut retrouver sur la figure ci-dessus, seront utilisés systématiquement dans notre description des procédures à suivre.

Les abréviations commençant par **A** correspondent aux éléments reliés au circuit de maintien de la pression par l'azote.

Ab	robinet au bas de la bouteille d'azote
Ac	robinet en haut de la cellule, relié à la bouteille d'azote
Ad	détendeur entre la bouteille d'azote et le réservoir de pression OLAER
Ah	robinet du circuit d'eau
Am	robinet du circuit d'eau
Az	robinet de la bouteille d'azote

La majuscule **C** désigne la cellule.

Cb	robinet au bas de la cellule
Ct	robinet en haut de la cellule

Les termes commençant par **U** sont associés à la pression interstitielle.

Ub1	robinet de pression interstitielle de base avant capteur
Ub2	robinet de pression interstitielle de base après capteur
Ut1	robinet de pression interstitielle de tête avant capteur
Ev	robinet de déformation volumique
Ut2	robinet de pression interstitielle de tête après capteur

Préparation:

s'assurer que la pompe à vide se trouve à côté de la presse.

nettoyage du piston de la cellule d'abord avec le solvant ensuite avec l'huile pour mouvement

MONTAGE DE L'ECHANTILLON

☞ **MESURE** : Capteur de pression de consolidation sur le voltmètre
 Capteur de pression interstitielle de base sur le voltmètre
 Capteur de pression sur le voltmètre

- Allumer la presse MTS
- Appuyer sur le bouton Enter de la Microconsole 458.20
le bouton Display du Module de Déplacement
- Ajuster le DC error des capteurs de Déplacement et de Force
- Appuyer sur le bouton Hydraulic Low de la Microconsole 458.20
le bouton Hydraulic High de la Microconsole 458.20
- Nettoyer la cellule à sec
- A l'aide d'une pipette, saturer le circuit de pression interstitielle de la base (Ubase)
- Régler de la bouteille d'OLAER à 0.
 $A_h = 0, A_b = 0$
- Couper 6 papiers filtre (diamètre = 52 mm, épaisseur = 0.1mm) ,6 pièces de tissu (diamètre = 47 mm, épaisseur = 0.3 mm) et 4 membranes (dia=35 mm, épaisseur=0.5 mm) pour l'antifretage. Les autres membranes, destinées à maintenir l'échantillon et choisies en fonction de la pression de consolidation, doivent être posées en enduisant de Talc la partie intérieure (celle qui se trouvera en contact avec la base de la cellule) pour éviter le frottement entre membrane et base de la cellule.
- Serrer la membrane avec deux joints toriques.
On calcule le diamètre de l'échantillon à partir de l'épaisseur de membrane .
- Poser d'abord la plaque avec deux couches de membrane graissée pour l'antifretage sur la base de la cellule avec trois papiers filtre et trois tissus pour ne pas déchiqueter les papiers filtre.
- Installer le moule.
- Installer le comparateur et le guide et mesurer la hauteur du guide pour obtenir la densité relative précise.
- Verser le matériau régulièrement.
- Remuer le matériau dans le moule.
- Poser un tissu et le guide de compactage(80.04 mm) sur le matériau.
- Mesurer la hauteur initiale de matériau et le guide de compactage.
- Commencer à compacter le matériau avec le poids jusqu'à la densité relative définie. Pour 50% de densité relative, il suffit de frapper légèrement, tandis que pour 90% de densité relative, la force des coups doit être importante.

☞ **MESURE** : Hauteur de l'échantillon
Diamètre de l'échantillon

- Verser l'eau dans l'échantillon en faisant le vide.
- Poser les tissus restants, les trois papiers filtre et la plaque avec les deux couches de membrane graissée, en faisant le vide.
- Poser la tête d'échantillon et la serrer avec deux joints (en faisant le vide).
- Laisser fonctionner la pompe à vide pendant au moins dix minutes.
- Enlever le moule.
- Mesurer le diamètre de l'échantillon en cinq endroits différents.
- Poser un joint torique au bas de la cellule, poser la paroi, puis un second joint en haut de la cellule.
- Descendre la tête accrochée au piston de la presse (MTS).
- Serrer la cellule avec 6 tiges.
- Vérifier les robinets suivants.
 - Cb = O
 - Ct = O
 - Ac = F
 - Ah = O
 - Ab = O
 - Am = O
 - Ad = O
 - Az = F
- Connecter un tuyau à Ct pour évacuer l'air et l'eau.
- Remplir la cellule avec de l'eau par Cb, robinet en bas de cellule.
- Vérifier les robinets après avoir rempli la cellule d'eau.
 - Ac = O
 - Ct = F
- Laisser couler l'eau par Ah, robinet en haut de la bouteille OLAER, jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de bulles d'air.
- Attendre un moment. Vérifier les robinets.
 - Ah = F
 - Ab = F
 - Ad = relâché
 - Az = O
- Appliquer une pression (serrer Ad) de 2 bar pour tenir l'échantillon.

- Arrêter la pompe à vide.
- Laisser un moment (au moins 10 minutes) pour stabiliser l'échantillon

SATURATION DE L'ECHANTILLON

- Ub1 = F: Fermer le robinet de circuit de pression interstitielle de base.
Si la pression de consolidation est supérieure à 5 MPa, le robinet de pression interstitielle de tête doit être fermé, la limite de capacité de ce capteur étant 5 MPa.

- Vérifier les robinets

$$U_{t1} = F$$

$$U_{b2} = F$$

- Connecter le tuyau de contre-pression et le capteur de déformation volumique.

$$U_{b2} = O$$

- Ajuster la contre-pression.

- Vérifier les robinets

$$\varepsilon_v = O$$

$$A_c = O$$

$$A_m = O$$

$$A_h = O$$

$$A_b = O$$

Burette pour $\varepsilon_v = O$

- Mettre en place le capteur de déplacement extérieur.
 - Ajuster la presse pour que le piston touche la tête de l'échantillon.
 - Allumer l'interface HELIOS (convertisseur analogique - numérique).
 - Commencer le programme d'acquisition HERCULE
 - Vérifier l'acquisition de HELIOS en comparant les valeurs à l'écran avec l'affichage des voltmètres (on ne doit pas observer plus de ± 5 mV de différence entre les deux types de résultats).
- Par la suite, la fluctuation de tous les capteurs doit être vérifiée.

HELIOS	Programme	Fonction
Canal 1	Volt 1	Force MTS
Canal 2	Volt 2	Déformation Axiale MTS
Canal 3	Volt 3	volt de référence
Canal 4	Volt 4	Déformation Axiale Extérieure
Canal 5	Volt 5	Pression de consolidation
Canal 7	Volt 6	Déformation volumique

Initialisation des variables

Le langage ,Turbo Pascal V7.0, n'initialise pas de nouvelles variables comme le Basic ou Quick Basic. Par conséquent il faut initialiser presque toutes les variables déclarées :real; integer etc...

Déclaration de caractère de communication de l'interface HELIOS

`_openCom`

Pour appeler les fonctions du système d'exploitation et du BIOS, les registres généraux auront pour nous une importance toute particulière: ils servent en effet à transmettre les paramètres d'appel. Ils peuvent par ailleurs être utilisés pour des opérations arithmétiques(addition, soustraction, etc..)

Vérification de réussite de la communication entre l'ordinateur et l'interface, HELIOS

`_checkCommunication`

Envoi d'une commande et réception du résultat de la commande envoyée

Dans le cas du TURBO PASCAL, la commande d'envoi est "Writeln" parce que la commande inclut `ctrl+z=chr(13)`.

Le résultat est en STRING (on peut déclarer le résultat en Hexadécimal au début du programme). Le transfert du résultat du STRING en REEL est nécessaire.

`_writeReadHelios`

`_str2Real`

APRES L'ESSAI DE CISAILLEMENT

- Préparer le ticket du nom de l'essai pour prendre les photos.
- Mettre en place l'appareil photo et la pompe à vide.
- Imprimer la courbe contrainte déviatoire - déformation axiale.
- Fin du programme d'acquisition(code : ALT+255).
- HELIOS off.

- Fin de programme du Micro profiler MTS (Automatique).
- Enlever le capteur de déformation extérieur.

☞ **MESURE** : Capteur de pression de consolidation sur le voltmètre
 Capteur de force MTS en force (kN)
 Capteur de pression interstitielle de base sur le voltmètre
 Capteur de pression sur le voltmètre

- Changer les tuyaux de la Déformation volumique à la pompe à vide.
 (Ub2=0;le deuxième robinet de la pression interstitielle de base est ouvert)
 Faire tourner la pompe à vide pendant au moins 10 minutes pour grader la forme. (finalement ce n'est pas nécessaire,il suffit d'ouvrir le robinet interstitiel pour bassair la pression ensuite de fermer ce robinet)

- Appuyer sur le bouton Return to Zéro du Micro profiler MTS: Etat initial de MTS.

☞ **MESURE** : Capteur de pression de consolidation sur le voltmètre
 Capteur de force, MTS en force (kN)
 Capteur de pression interstitielle de base sur le voltmètre
 Capteur de pression sur le voltmètre

- Az = F ; Fermer le robinet de la bouteille d'azote.
- Ad = O ; Ouvrir le détendeur de la bouteille d'azote.
- Ab = O ; Ouvrir le robinet en bas de la bouteille d'OLAER.
- Ah = O ; Ouvrir le robinet en haut de la bouteille d'OLAER.
- Réduire la pression de cellule, σ_3 (pression de consolidation).
 Cb = O ; Ouvrir le robinet en bas de la cellule.
 Ct = O ; Ouvrir le robinet en haut de la cellule.
- Evacuer l'eau dans la cellule par Cb (robinet en bas de la cellule).
- Enlever les 6 tiges de la cellule.
 Enlever la tête de la cellule avec la presse hydraulique.
 Enlever la paroi de la cellule.
- Vérifier les circuits, la pression de consolidation et la pression interstitielle.
- Faire sécher l'échantillon dans le fourneau pendant au moins 24 heures
- Tamiser l'échantillon

ANNEXE C2

CELLULE ATLAS

L'acier utilisé pour la cellule est Z90CDV18 inox.

La vérification des capteurs est essentielle

capteur de déplacement LVDT voie 2

couleur de fil	bleu	noir	jaune	rouge	vert	masse
fonction	+mesure	mesure 0	- alimentation	+alimentation	-mesure	masse
tiroir	C	D	B	A	E	H

Résistance (k ohm)

Premier	jaune	rouge	0.033
Secondaire	vert	bleu	0.0876
Secondaire	noir	vert	0.0443
Secondaire	noir	bleu	0.044

pression axiale

manomètre(bar)	100	200	300	400	500	600
voltemètre(bar)	86	179	272	361	464	546

pression consolidation

manomètre(bar)	100	200	300	400	500	600
voltemètre(bar)	86	179	272	361	464	546

calcul de sensibilité

alimentation 3 volt, 5 kHz

pleine échelle 50.8 mm/4.8 volt=2inch/5volt

$mV/V/mm=50000./3/50.8=19.6$

Il existe deux manuels de référence détaillés :

- Moteur pas-à-pas à aimant disque escap P852,
- Commande programmable pour le moteur ESI-402.

Il faut éviter de faire entrer de la poussière dans la cellule, surtout dans les chambres d'autocompensation et dans la chambre à vide pour la voie axiale. Si des grains de poussière entrent dans les chambres, ils peuvent rayer la cellule et les pistons. Il suffit d'une petite rayure pour que la cellule ne fonctionne plus, car alors on ne pourra pas installer la haute pression.

Pour l'étalonnage du débit de voie interstitielle, 100000 pas = 10.1 ml.

Les abréviations ci-dessous, que l'on peut retrouver sur la figure "Application des pressions (cellule ATLAS)", seront utilisés systématiquement dans notre description des procédures à suivre.

Les abréviations commençant par **A** correspondent aux éléments reliés au circuit de maintien de la pression Axiale.

Aa	robinet de la voie axiale automatique
Ab	robinet automatique en bas de la voie axiale
Ac	robinet automatique en haut de la voie axiale
Ab_p	robinet automatique de purge en haut de la voie axiale
Am	robinet manuel de la voie axiale
Ar	robinet de remplissage de la voie axiale
At_p	robinet automatique de purge au bas de la voie axiale
Ap_p	purge de la chambre du piston axial

La majuscule **C** fait référence à la cellule ou au capteur.

Cb1	robinet au bas de la cellule de la voie consolidation
Cbr	robinet de remplissage au bas de la cellule de la voie consolidation
Ca	capteur de pression axiale
Cc	capteur de pression de consolidation
Ci	capteur de pression interstitielle

Les éléments reliés à la purge sont désignés par **P**.

Tp	robinet de purge de la chambre d'autocompensation
-----------	---

Les termes commençant par **U** sont associés à la pression interstitielle.

Ub1	robinet de pression interstitielle de base pour le montage de la cellule(connexion avec vide)
Ub2	robinet de pression interstitielle de base vers le générateur
Ub3	robinet de pression interstitielle de base

Préparation avant le montage :

On effectue la vérification des outils suivants :

- 1) s'assurer que la pompe à vide se trouve à côté d'ATLAS;
- 2) disposer de clefs dynamométriques;
- 3) disposer de clefs de 17 , 20 et 22;
- 4) préparer un bidon pour récupérer l'huile usée.

Vérification des circuits :

Générateur de pression interstitielle
1.51 MPa acquisition sur l'écran de SESTAR
ouvert le robinet
Cb2

La sensibilité du capteur de déplacement LVDT 1000HR006 doit être de 19.68 mV/V/mm.
mais avec le ain de 2 (dans le tiroir universel) sensibilité = 0.06 et zéro=0

On nettoie les filetages des tirants et les tirants eux-mêmes (tiges) à l'aide de dégraissant et d'air comprimé (1.7MPa).


MONTAGE DE L'ECHANTILLON

Commande programmable pour moteur pas-à-pas(ESI-402)

- Vérifier la position du piston : le programme SESTAR doit le monter jusqu'à l'extrémité. La course du piston est de 62.14 mm.
- Vérifier qu'il n'y a pas d'huile dans le circuit interstitiel, le laver avec de la lessive s'il y a de l'eau.
- Couper 6 papiers filtre (diamètre = 52 mm, épaisseur = 0.1mm), 6 pièces de tissu (diamètre = 47 mm, épaisseur = 0.3 mm) et 4 membranes (dia=35 mm, épaisseur=0.5 mm) pour l'antifretage. Les autres membranes, destinées à maintenir l'échantillon, et choisies en fonction de la pression de consolidation, doivent être posées en enduisant de Talc leur partie intérieure (celle qui se trouvera en contact avec la base de la cellule) pour éviter le frottement entre membrane et base de la cellule.
- Serrer la membrane avec deux joints toriques placés en bas. On calcule le diamètre de l'échantillon à partir de l'épaisseur de membrane :
- Poser d'abord la plaque sur la base de la cellule, puis deux couches de membrane graissée pour l'antifretage. Ensuite poser trois papiers filtre, et enfin trois tissus pour ne pas déchiqueter les papiers filtre.
- Installer le moule.

Attention l'aspérité intérieur du moule peut causer des déchirures sur les membranes

- Installer la jauge de profondeur pour obtenir la densité relative précise.

 : la profondeur de l'échantillon doit être de 0 avant de verser le matériau dans le moule.

- Verser le matériau régulièrement.
- Remuer le matériau dans le moule.
- Poser un tissu et le guide de compactage (80.04 mm hauteur) sur le matériau.
- Mesurer la hauteur initiale de matériau.
- Commencer à compacter le matériau avec le poids jusqu'à la densité relative définie. Pour 50% de densité relative, il suffit de frapper légèrement, tandis que pour 90% de densité relative, la force des coups doit être importante.

☞ **MESURE** : Hauteur de l'échantillon.
Diamètre de l'échantillon.

- Verser l'eau dans l'échantillon en faisant le vide.
- Poser les tissus restants, les trois papiers filtre et la plaque avec les deux couches de membrane graissée, en faisant le vide.
- Poser la tête d'échantillon et la serrer avec deux joints (en faisant le vide).
- Laisser fonctionner la pompe à vide pendant au moins dix minutes.
- Enlever le moule.
- Mesurer le diamètre de l'échantillon en cinq endroits différents.
- Poser les parois de la cellule sur la base de la cellule à l'aide du levier.
- Faire descendre les parois doucement en centrant avec la base de la cellule. Pour centrer, installer 3 tiges.
- Serrer progressivement les 4 vis qui portent les parois achever de poser les parois.
- Serrer à la main la cellule avec 8 tiges. A la fin du serrage manuel, passer au serrage mécanique, à raison de 13 m.kg.
- Vérifier tous les joints des robinets (vannes).
- Vérifier la quantité d'huile dans le réservoir.
- Ouvrir Cb1 pour vérifier le remplissage dès qu'on voit un peu d'huile sortir par Cb1.
- Fermer Cb1.
- Lancer le programme SESTAR.
- Ouvrir Cbr.
- Remplissage de la cellule >> Choisir dans le programme MENU /utilitaire/remplissage voie consolidation et actionner la microcentrale pendant 15 minute sans faire marcher le moteur de consolidation.
- Laisser couler un peu d'huile par Cp et Tp pour éviter que de la saleté entre dans les circuits.
- Remplissage du générateur de consolidation >> Choisir dans le programme MENU /utilitaire/remplissage voie consolidation et actionner la microcentrale et faire marcher le moteur de consolidation.

- Fermer Cbr.
- Pour la voie interstitielle, la course doit être au milieu dans le cas d'un essai drainé.
- Si le voyant de fin de course est allumé, avancer manuellement la voie axiale.
- Augmenter la pression de consolidation (σ_3)
La fluctuation de pression entre l'état de marche du moteur et son arrêt est de ± 0.03 MPa.
- Ouvrir Ub2 et laisser passer quelques minutes.

MESURE

capteur	Interstitielle	consolidation	axiale
écran	0	1.9	7.6
voltmètre	0	2	1*

* : coefficient 4
avec une hauteur de piston de 64 mm.

SATURATION DE L'ECHANTILLON

remplissage le voie interstitiel moitié du générateur pour qu'il puisse reculer pendant la consolidation

- SESTAR Main Menu/ Utilitaire/Skempton/

Description	Initial	valeur	unité
Incrément de la pression interstitielle	Iu	1	bar
Vitesse de rotation du générateur interstitielle	Vu	20	pas/seconde
Incrément de la pression de consolidation	I3	1	bar
Vitesse de rotation du générateur de consolidation	V3	1000	pas/seconde
Temps Mort 1	T1	60	seconde
Temps Mort 2	T2	600	seconde
Coefficient de SKEMPTON	B	95	%

nombre de pas I509061 pour faire monter l'interstitielle jusqu'à 0.5 bar = 100760

A	avant			D	après			G	après 12h			Iu	Vu	I3	V3	T1	T2	B
	B	c=A-B	pas		E	f=D-E	H		i=G-H	σ ₃	U							
σ ₃	U	U	xt1000	σ ₃	U		σ ₃	U	σ ₃	bar	pas/s	bar	pas/s	s	s	%		
H519060	4.3	2.1	2.2	600						1	20	1	100	120	300	95		
H509060	3.2	0.8	2.4	95						1	20	1	1000	120	300	95		
I309060	3.2	0.5	2.70		26.7	23.8	2.9	35.2	30.7	4.5	1	20	1	1000	120	600	95	
H309060	5.1	2.4	2.70								1	20	1	1000	60	60	95	
H009060	3	0	0								1	20	1	1000	120	300	95	
H009030	2.1	0.2	1.9		15.2	13.4	1.8	15.2	13.4	1.8	1	100	1	100	120	300	95	
I509060	3	0			13.3	11.2	2				1	1000	1	1000	60	600	95	
I159060	1.9	0			19.1	15.6	3.5				1	1000	1	1000	60	600	95	

ESSAI ISOTROPE


sélectionner le nom d'essai dans le menu de lancement de test : triaxial classique
suivre les indications du programme SESTAR

	ax	σ ₃	U	σ ₃ '	drainé	essai		v3	contrôle	max	V
						u	σ ₃				
						bar	bar	bar/ min		ε _z mm	mm/ in
H519060	7.1	8.5	7.0	0.15	o	7	600	1	D	0.1	0.1
H009030					manuel						

H519060

commence à 10h38
durée: 600-8.5=591.5 bar= 591.5 min = 9h51.5 min
fin 20h29.5

CONSOLIDATION MANUELLE

 : surveiller visuellement la fin de course, dans le cas du mode automatique la fin de course peut être actionner automatiquement.

	σ ₃				U			
	data speed	max set speed	ramping time	nb.full step	data speed	max set speed	ramping time	nb.full step
1509060	1020	2012	244	10000 20000 40000 60000 (0.51)	1020	2012	244	1500

Le temps de rotation se calcule selon : number of steps / max set speed
(ex. 60000/2012 = 30 secondes)

L'ESSAI TRIAXIAL

les fichiers créés après un essai triaxial classique contrôlé par le déplacement dans le répertoire c:\resultat sont dans la liste suivante:

	essai			essais				capteur	LVD		
	isi	isi	isi	depla	deltaZ	Vz	VGa		T		
	drainé	u	s ₁	v3	force	mm	mm/m	pas/	sensibilité	zéro	gain
	bar	bar	bar/	bar/				min	mV/V/m	m	
			min	min			in				
I509061	oui	32.5	600	1	d	37	0.1	50000	32	0	2

nom	type	description
carte2	res	capteur de déplacement
pas	asc	temps_2-volume(mm3) Générateur interstitiel
press1	res	pression axiale (en bar)
press2	res	pression consolidation (en bar)
press3	res	pression interstitielle (en bar)
resultat	asc	des données X, Y de graphique choisis et les pression et temps_1
temps	res	temps_1
volume	asc	temps_1

temps_1 : durée de l'enregistrement décidé par l'essai
temps_2 : le moment que le générateur interstitiel bouge

APRES L'ESSAI TRIAXIAL

- Préparer le ticket du nom de l'essai pour prendre les photos.
- Mettre en place l'appareil photo et la pompe à vide.
- Fin du programme.
- Enlever le capteur de déformation extérieur.

☞ **MESURE** : Capteur de pression de consolidation sur le voltmètre
Capteur de pression interstitielle de base sur le voltmètre
Capteur de pression axiale

- Réduire la pression de cellule, σ_3 (pression de consolidation).
Cb = 0 ; Ouvrir le robinet en bas de la cellule.
Ct = 0 ; Ouvrir le robinet en haut de la cellule.

- Evacuer l'eau dans la cellule par Cb (robinet en bas de la cellule).

- Enlever les 6 tiges de la cellule.
 Enlever la tête de la cellule avec la presse hydraulique.
 Enlever la paroi de la cellule.

- Vérifier les circuits, la pression de consolidation et la pression interstitielle.

- Faire sécher l'échantillon dans le fourneau pendant au moins 24 heures

- Tamiser l'échantillon.

Joint torique en vuiton

nitril < 80°C

vuiton < 180 ° C

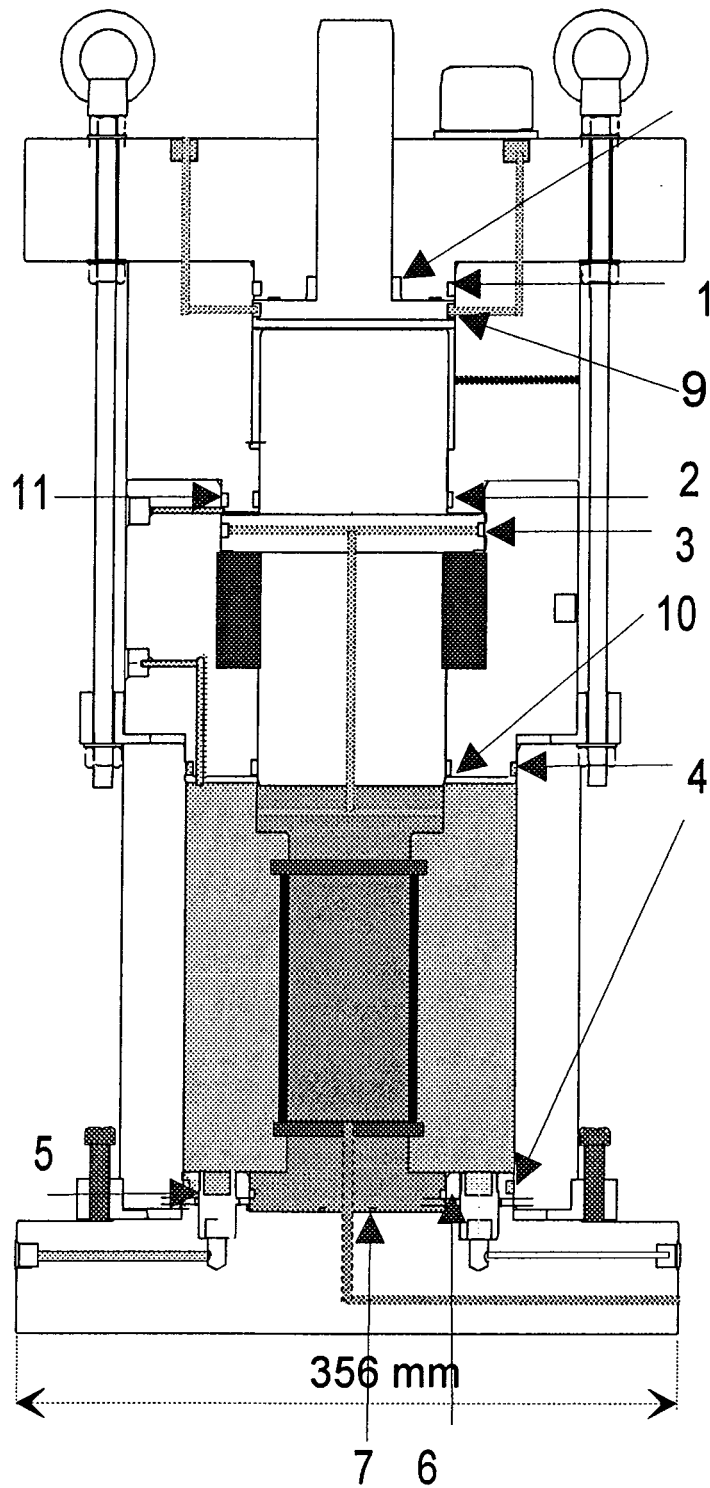


Schéma Joints toriques en vuiton (atlas_4.drw)

No schéma	diamètre	eppaisseur	ARP-O-Ring Ref.	Quantité	prix total (H.T.)	prix Unitaire (H.T.)
1,9	97.79	x 5.33	0344-19457	4	332.64	83.16
2a,10	107.32	x 5.33	0347-19457	4	372.28	93.07
#2b	100.0	x 5.95x3.45	S55043-1000-46	2	310.18	155.09
3,11	129.54	x 5.33	0354-19457	2	304.56	152.28
4	170.81	x 5.33	0364-19457	11	2335.96	212.36
5	20.29	x 2.62	0117-19457	2	42	21.00
6	98.02	x 3.53	0241-19457	2	99.6	49.80
7	18.77	x 1.78	0018-19457	2	42	21.00
*8			U306(40-5)GFP			
					total(HT)	3839.22
					taxe	714.09
					total(TTC)	3839.22

●*attention le prix par unite plus de 11 pièces il y a remise
<BUSAK+SHAMBAN FRANCE S.A.>

78501 Sartrouville
tel) 39683518
fax) 39135606
prix:service comercial
doc:serice marketing
Bague metal

* <SOCIETE MINNESOTA RUBBER ASNIEERES>

13 bis et 15 rue des champs
92602 Asnières CEDEX, BP 205
TEL) 1-47.33.17.20
FAX) 1-47.91.04.21

ANNEXE C3

CELLULE TITAN

Les abréviations ci-dessous, que l'on peut retrouver sur la figure "Application des pressions (cellule TITAN)", seront utilisés systématiquement dans notre description des procédures à suivre.

Les abréviations commençant par **A** correspondent aux éléments reliés au circuit de maintien de la pression par l'azote.

La majuscule **C** désigne la cellule.

Cb1	robinet au bas de la cellule
Cb2	robinet au bas de la cellule
Cb3	robinet au bas de la cellule
Ct	robinet en haut de la cellule

Les termes commençant par **U** sont associés à la pression interstitielle.

Ub1	robinet de pression interstitielle de base avant capteur
Ub2	robinet de pression interstitielle de base après capteur
Ut1	robinet de pression interstitielle de tête avant capteur

AVANT MONTAGE DE L'ECHANTILLON

- s'assurer que la pompe à vide se trouve à côté de la presse.
- nettoyage du piston de la cellule d'abord avec le solvant ensuite avec l'huile pour le mouvement
- saturation des circuits
- remplissage des deux GDS

MONTAGE DE L'ECHANTILLON

☞ **MESURE** : Capteur de pression de consolidation sur le voltmètre
 Capteur de pression GDS interstitielle à Zéro
 Capteur de pression GDS consolidation à Zéro

- Ajuster le DC error des capteurs de Déplacement et de Force
- Appuyer sur le bouton Hydraulic Low de la Microconsole 442
 le bouton Hydraulic High de la Microconsole 442

- Nettoyer la cellule à sec
 - A l'aide d'une pipette, saturer le circuit de pression interstitielle de la base (Ubase)
 - Couper 6 papiers filtre (diamètre = 52 mm, épaisseur = 0.1mm) ,2 pièces de tissu (diamètre = 15 mm, épaisseur = 0.5 mm) et 4 membranes (dia=35 mm, épaisseur=0.5 mm) pour l'antifretage. Les autres membranes, destinées à maintenir l'échantillon et choisies en fonction de la pression de consolidation, doivent être posées en enduisant de Talc la partie intérieure (celle qui se trouvera en contact avec la base de la cellule) pour éviter le frottement entre membrane et base de la cellule.
 - Serrer la membrane avec deux joints toriques.
On calcule le diamètre de l'échantillon à partir de l'épaisseur de membrane
 - Poser d'abord la plaque avec deux couches de membrane graissée pour l'antifretage sur la base de la cellule avec trois papiers filtre et trois tissus pour ne pas déchiqueter les papiers filtre.
 - Installer le moule.
 - Installer le comparateur et le guide et mesurer la hauteur du guide pour obtenir la densité relative précise.
 - Verser le matériau régulièrement.
 - Remuer le matériau dans le moule.
 - Poser un tissu et le guide de compactage(80.04 mm) sur le matériau.
 - Mesurer la hauteur initiale de matériau avec le guide de compactage.
 - Commencer à compacter le matériau avec le poids jusqu'à la densité relative définie. Pour 50% de densité relative, il suffit de frapper légèrement, tandis que pour 90% de densité relative, la force des coups doit être importante.
- ☞ **MESURE** : Hauteur de l'échantillon
Diamètre de l'échantillon
- Verser l'eau dans l'échantillon en faisant le vide.
 - Poser les tissus restants, les trois papiers filtre et la plaque avec les deux couches de membrane graissée, en faisant le vide.
 - Poser la tête d'échantillon et la serrer avec deux joints (en faisant le vide).
 - Laisser fonctionner la pompe à vide pendant au moins dix minutes.
 - Enlever le moule.

- Mesurer le diamètre de l'échantillon en cinq endroits différents.
- Nettoyer le joint torique au bas de la cellule, poser la paroi
- Descendre la tête accrochée au piston de la presse (MTS).
- Serrer la cellule avec 6 tiges.
- Vérifier les robinets suivants.
 - Cb2 = O
 - Ct = O
 - Ut1=F
 - Ub1=F
 - Ub2=F
- Connecter un tuyau à Ct pour évacuer l'air et l'eau.
- Remplir la cellule avec de l'eau par Cb, robinet en bas de cellule.
- Vérifier les robinets après avoir rempli la cellule d'eau.
 - Ct = F
- Laisser couler l'eau par Ct = F, jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de bulles d'air dans la cellule.
- Attendre un moment. Vérifier les robinets.
- Appliquer une pression (serrer Ad) de 150 kPa pour tenir l'échantillon.

SATURATION DE L'ECHANTILLON SKEMPTON

Description	Initial	valeur	unite
Incrément de la pression interstitielle	deltaU	100	kPa
Temps Mort 1	T1	60	seconde
Temps Mort 2	T2	600	seconde
Coefficient de SKEMPTON	B	0.95	

	avant			après			B	lu	T1	T2
A	B	c=A-B	D	E	f=D-E					
σ_3	U	σ_3'	σ_3	U	σ_3'	()	kPa	sec	sec	
kPa	kPa	kPa								
E309010	150	0	150				0.95	-	-	-
E309001	150	0	150				0.95	100	300	600
E319001	150	0	150				0.95	100	300	600
E329001	150	0	150				0.95	100	120	600
F509001	150	0	150				0.95	100	120	600
F509005	100	0	100				0.95	50	120	600 a
F519005	100	0	100				0.95	50	60	300
F509010	100	0	100				0.95	50	120	600
E319010	100	0	100				0.95	50	120	600
E309005	100	0	100				0.95	50	120	600
E309002	100	0	100				0.95	50	120	600
F509002	100	0	100				0.95	50	120	600
F519001	100	0	100				0.95	50	60	300

a : condition pour finir le programme Skempton à partir de F509005 Bj avant c'était Bk

ESSAI ISOTROPE

Consolidation

Description	Initial	valeur	unité
Nom de fichier		E309010.dat	
Hauteur Initial	h0		mm
Diamètre initial	d0		mm
Poid Matériau	pm		g
Poids spécifique	ps		mm ²
Volume Solid	vS		cm ³
Volume Total initial	vT		cm ³
Indice des Vide initiales	ei	0.461	
U constant (calculé) σ_3' -50 kPa(pas valeur affiché à GDS)	s3		kPa
Incrément 1 de pression σ_3	I31		kPa
Incrément 2 de pression σ_3	I32		kPa
Temps d'attente t1	t1		sec
Temps d'attente t2	t2		sec
Temps d'attente t3	t3		sec
Intervalle σ_3 pour sauvegarde	s3		MPa
Intervalle ε_v pour sauvegarde	eV		%

	avant consol			h0	d0	pm	ps	ei	$\sigma_{3'}$ final kPa	$\sigma_{3'}$ int kPa	eV	t1	t2	t3	I31	I32
	σ_3	U	σ_3'													
	kPa	kPa	kPa													
E309010	950	900	50	64.3	50.5	235	2.72	0.46		0.005	0.1	60	1800	43200	10	100
E319001	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.47		0.003	0.05	60	1800	43200	5	10
E329001	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.47		0.005	0.05	60	600	30000	5	10
F509001	1600	1550	50	84	50.5	245	2.72		150	0.005	0.00	60	600	43200	5	10
F509005	750	800	50	84	50.5	242	2.72		500	10	0.1	12	600	43200	10	50

Nom	avant consolidation			h0	d0	poids	p.spec	Intervalles de sauvegarde		t1	t2	t3	$\Delta\sigma_{3'1}$	$\Delta\sigma_{3'2}$
	σ_3	U	σ_3'					$\Delta\sigma_3$	Δe_v					
	kPa	kPa	kPa	mm	mm	g	g/cm3	MPa	%	s	s	s	kPa	kPa
E309010	950	900	50	64.3	50.5	235	2.72	0.005	0.1	60	1800	43200	10	100
E309001	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.005	0.1	60	1800	43200	5	10
E319001	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.003	0.05	60	1800	43200	5	10
E329001	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.005	0.05	60	600	43200	5	10
F509001	1600	1550	50	85	50.5	242	2.72	0.005	0.05	60	1800	43200	5	10
F509005	800	750	50	85	50.5	242	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
F519005	1000	950	50	85	50.5	242	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
F509010	850	800	50	85	50.5	242	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
E319010	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
E309005	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
E309002	950	900	50	63	50.5	235	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50
F509002	1300	1250	50	85	50.5	242	2.72	0.01	0.1	60	600	43200	10	50

- Ub1 = F: Fermer le robinet de circuit de pression interstitielle de base.

Si la pression de consolidation est supérieure à 5 MPa, le robinet de pression interstitielle de tête doit être fermé, la limite de capacité de ce capteur étant 5 MPa.

- Vérifier les robinets

Ut1 = F

Ub2 = F

- Connecter le tuyau de contre-pression et le capteur de déformation volumique.

Ub2 = O

- Ajuster la contre-pression.

- Vérifier les robinets

- Mettre en place le capteur de déplacement extérieur.
 - Ajuster la presse pour que le piston touche la tête de l'échantillon.
 - Commencer le programme d'acquisition Titan
 - Vérifier l'acquisition de DAS en comparant les valeurs à l'écran avec l'affichage des voltmètres (on ne doit pas observer plus de ± 5 mV de différence entre les deux types de résultats).
- Par la suite, la fluctuation de tous les capteurs doit être vérifiée.

HELIOS	Programme	Fonction
Canal 1	Volt 1	Force MTS
Canal 2	Volt 2	Déformation axiale extérieure
Canal 3	Volt 3	Déformation Axiale MTS
Canal 4	Volt 4	Pression de consolidation
Canal 5	Volt 5	Force intérieure
Canal 7	Volt 6	volt de référence

AVANT L'ESSAI DE CISAILLEMENT

Hydraulic allumé pour chauffer l'huile au moins pendant 2 heures
 GDS_U va reculer ou avancer selon l'essai
 GDS_C va reculer

MTS458

		MTS Force kN	Deplac mm	Capteur Depla volt	Capteur Sig3 bar	GDS U KPa	U mm3	GDS sig 3 KPa	sig3 mm3
E329001	avant contact	1.45				1948 1684	-1731	?	-873
	après fin	0	-9.29	0.109	0.178	1950	-	1786	-
F509001	avant contact	0.80	-	-	12.50	868	+4697	?	?
	après fin	0.65	-4.84	0.656	12.50	868	+4697	12.50	-5960

MTS442

	MTS Force kN	Deplac volt	Capteur Depla volt	Capteur Sig3 bar	GDS U kPa	GDS U mm3	GDS sig 3 kPa	GDS sig3 mm3	
E319001	avant contact								
	après	0.30	1.74	-2.437	9.36	982	0	1005	0
E309001	avant contact	0.43	2.28	sans	1.06	1036	-5411	1053	-230
	après fin	0.17	2.10		1.06	1036	-5411	1053	-100
E309010	avant contact	0.02	2.277	0.95		900	+2320	1833	-18886
	après fin	0.1102	2.875	0.95	1.977	900	+2512	1833	-18885
		5.0	-0.56	1.4	2.145	900	+5119	1976	-10308

MTS442

rate2	0		fixé
control mode	single cycle		choisi
return to zero			allumé
break point	percent	100	fixé
	local	normal	choisi
dual slope			appuyé
ramp			appuyé
invert			appuyé
control	deplacement		choisi

MTS458

	interval q	interval ϵ_v	MTS rate	span 1 %	level	start -end	rem.
E329001	0.05	0.1	0.0017	100	-19.5	10h24+191min=1 3h27	
F509001	0.001	0.001	0.0017	100	-40	6h32	
F509005	0.02	0.3	0.0017	100	-40	6h32	

MTS458

ϵ_v (%)	level %=mm	rate	durée (sec)	min	heure
30	-19.5	0.0017	23529.5	392.16	6h32
50	-40	0.0017	11470.6	191.2	3h11

MTS442

	interval Force	interval deplace	MTS rate1	span 1 %	span 1 mm	vitesse span/rate	start -end	rem
E309001	-	0.1	1.1E0	40	20	0.0018	15h28+183min =18h03	
E309010	0.1	0.1	1.1E4	40	20	0.0018	15h28+183min =18h03	c
X010A30			1.5E4	40	20	0.0013		a
X101B30			1.1E4	40	20	0.0018		b

a: enregistrement manuel

b: la conditon d'interval est: force MTS et DeplacementMTS en volt

c: la conditon d'interval est: force MTS et DeplacementMTS en volt

APRES L'ESSAI DE CISAILLEMENT

- Préparer le ticket du nom de l'essai pour prendre les photos.
- Mettre en place l'appareil photo
- Imprimer la courbe contrainte déviatoire - déformation axiale.
- Fin du programme d'acquisition(code : ALT+255).
- Fin de programme du Micro profiler MTS (Automatique).
- Fermer Ub1, Ut1
- Baisser la pression de GDS interstitielle jusqu'à 100kPa
- Ouvrir Ub2Fermer, Ub2 pour garder la forme d'échantillon
- Fermer Cb2
- Baisser la pression de GDS consolidation jusqu'à 100kPa
- Bloquer le piston de cellule pour que piston n'écrase pas l'échantillon
- Appuyer sur le bouton Return to Zéro et Fonction selecte (programmed) à Micro profiler ensuite Run Stop MTS: pour revenir à l'état initial de MTS.
- Baisser la pression de cellule par Cb3 ouvrir Ct
- Enlever le capteur de déformation extérieur.

**MESURE**

: Capteur de pression de consolidation sur le voltmètre
Capteur de force MTS en force (kN)

Capteur de pression interstitielle de base sur le GDS
Capteur de pression consolidation sur leGDS

- Evacuer l'eau dans la cellule par Cb (robinet en bas de la cellule).
- Enlever les 6 tiges de la cellule.
 - Enlever la tête de la cellule.
 - Enlever la paroi de la cellule.
- prendre des photos de l'échantillon
- Vérifier les circuits, la pression de consolidation et la pression interstitielle.
- Faire sécher l'échantillon dans le fourneau pendant au moins 24 heures
- Tamiser l'échantillon

ANNEXE C4

CELLULE ODO1

(cf. schéma du montage de l'échantillon oedométrique ODO1)

- Nettoyer la cellule avec du solvant.
- Laisser la cellule jusqu'à ce que le solvant s'évapore
- Graisser l'intérieur de la cellule, pour éviter les frottements entre le matériau et la cellule la tête et la cellule la plaque et la cellule.
- Avant de mesurer la hauteur initiale mettre les deux plaque la tête et tous les éléments constituant le moule sauf matériau
- Mesurer la hauteur initiale avec la jauge de profondeur: si on oublie de le faire, on n'aura aucun moyen de connaître l'indice des vides et on perdra un échantillon composé.
- Verser le matériau (composé d'après la courbe granulométrique) dans la cellule, au moyen de l'entonnoir de diamètre 1.25 cm (dans le cas où le diamètre maximum du matériau est inférieur à 4mm selon le standard américain d'ASTM D 4253 - 83).
- Poser la plaque et la tête, toutes deux graissées, sur l'échantillon.
- Poser le guide de cellule et le contact de la presse.
- Poser le capteur extérieur et fixer en laissant un peu d'espace entre le moule et le support magnétique. La linéarité de capteur est très importante.
- Calculer une estimation du déplacement maximum.

Essai	h_0	e	J_{final} J_0-h_0-10	J_0	J_1	Course Piston cellule	Course Piston MTS	Course Capteur déplacement
	mm	(-)	mm	mm	mm	mm	mm	mm
A250A90	61.3	0.454	91.12	162.5	91.1	91.1-25 =66.1	-76.5-(-25) =56.5	50-(0.1/2) =45
B250A90	64.3	0.855	88.1	162.5	88.1	88.1-25 =63.1	-76.5-(-28.85) =47.65	50-(0.101/2) =45.0
A250A50	67.7	0.606	85.1	162.60	85.1	88.5-25 =63.5	-76.5-(-25) =51.5	50-(0.7/2) =46.5

- h_0 : hauteur d'échantillon
 J_{final} : mesure de jauge profondeur finale pour la hauteur calculée
 J_0 : mesure de jauge profondeur sans compactage pour avoir la densité relative (90 ou 50 %)
 J_1 : mesure de jauge profondeur avec compactage faible
 J_2 : mesure de jauge profondeur avec compactage fort

Essai	avant	après	hr min	
	contact	changer	contrôle	
	kN	kN		
A250A50	- ¹ 0.25	-0.7	23	27
A250A90	-0.25	-0.7	22	20
B250A90	-0.05	-0.75	22	21

Essai		force	depla	deplac	piston	hr	min
		MTS	MTS	ext			
		kN	mm		mm		
A250A50	fin	0	-42.07	3.222	100		
A250A90	avant	-0.25	-0.7				
B250A90	après	-0.05	-28.85	0.105	100		
	contact						
	fin						

☞ MESURES A :

Noter la hauteur de l'échantillon en mm, et toutes les valeurs affichées sur
 le Capteur de Déplacement extérieur (en volt)
 le Capteur de force MTS (en force (kN) et en volt)
 le Capteur de Déplacement de MTS (en volt)

- Ajuster le piston et le cross-head (tête transversale) de la presse, de façon à pouvoir la poser sur le contact:

Sur le AC Controller, déplacer le Set Point à +10 mm du Zéro (pour laisser un espace de cette taille entre le piston et le contact de la presse).

Sur la Microconsole (458.20), choisir l'affichage associé au DC Controller. Comparer avec l'affichage de l'AC Controller qui apparaît sur un des voltmètres, et déplacer le Set Point de ce dernier jusqu'à ce qu'on lise une variation de 0.2 kN sur l'écran

¹ le signe négatif signifie la compression pour la machine

de la Microconsole (ce qui signifie que le piston a commencé d'appuyer sur le contact de la presse). Cette pression de 0.2 kN garantit la fixité du contact.

- Vérifier que le cross-head est bloqué.

☞ **MESURES B :**

Noter la hauteur de l'échantillon en mm, et toutes les valeurs affichées sur
 le Capteur de déplacement extérieur (en volt)
 le Capteur de force MTS (en force (kN) et en volt)
 le Capteur de déplacement de MTS (en volt)

💣 Cette étape est FONDAMENTALE !

- Passer du mode "contrôle du déplacement" au mode "contrôle de la force", en sélectionnant le DC Controller avec le programme "Control" de la Microconsole (458.20). Si l'un des voyants du Set Point s'allume, tourner celui-ci dans la direction indiquée jusqu'à extinction du signal lumineux.

☞ **MESURES C :**

Noter la hauteur de l'échantillon en mm, et toutes les valeurs affichées sur
 le Capteur de Déplacement extérieur (en volt)
 le Capteur de force MTS (en force (kN) et en volt)
 le Capteur de Déplacement de MTS (en volt)

- Sélectionner le menu Programmed par Mode Select sur le MicroProfiler (458.91).
 Allumer le Run enable par Function Select.
 Le voyant Output at 0 doit être allumé.
- Vérifier tous les segments du programme choisi avant chaque essai
- Allumer l'interface d'acquisition des données HELIOS.
- Lancer le programme d'acquisition (odo_r.bas).
- Vérifier les acquisitions en comparant l'affichage à l'écran de l'ordinateur avec celui des capteurs.
- Introduire les données initiales dans le programme.
- Appuyer sur le bouton Run Program/Record de la Microconsole (458.20).
- Accepter la proposition du programme de commencer l'essai.
- Sur le MicroProfiler (458.91), appuyer sur le bouton Enter/yes, qui lance le programme d'essai.
- Le message "memory left" apparaît dans la fenêtre du MicroProfiler correspondant à l'affichage de "Level" et "Time".

Surveiller tous les indicateurs des appareils électroniques. Veiller au bon déroulement de l'essai.

- Fin de l'essai: "memory left" disparaît de l'écran sur le MicroProfiler (458.91). Arrêter le programme sur l'ordinateur(ALT+255).

 **MESURES D :**

Noter la hauteur de l'échantillon en mm, et toutes les valeurs affichées sur
le Capteur de Déplacement extérieur (en volt)
le Capteur de force MTS (en force (kN) et en volt)
le Capteur de Déplacement de MTS (en volt)

- Appuyer sur le bouton Stop Program/Record de la Microconsole (458.20).
- Sur la Microconsole (458.20), régler le DC Error du AC Controller (458.13) à 0.

 Cette étape est FONDAMENTALE !

- Passer du mode "contrôle de la force" au mode "contrôle du déplacement", en sélectionnant le AC Controller avec le programme "Control" de la Microconsole (458.20). Si l'un des voyants du Set Point s'allume, tourner celui-ci dans la direction indiquée jusqu'à extinction du signal lumineux.
- Eteindre HELIOS.
- vérifier les données de résultat
- Démontez l'échantillon
- Tamiser l'échantillon

ANNEXE C5

MTS810

Tous les détails concernant le système et la presse sont bien expliqués dans les manuels. Le système de contrôle se divise en: Microconsole(458.20), Microprofilier(458.91), Presse, Servo Valve, AC Controller(458.13), DC Controller(458.11).

Mise en marche de la presse MTS

- Laisser la Microconsole (458.20) allumée (de manière à ce que le système se recharge).
- Avant chaque essai pour faire bien circuler l'huile dans le système hydraulique faire marcher un programme de Microprofilier de cyclique
- Vérifier que la cartouche est conforme à l'essai à mettre en oeuvre.
- Allumer la presse MTS:
 - appuyer sur le bouton Enter de la Microconsole (458.20)
 - le bouton Display du Module de Déplacement (458.13)
- Vérifier les valeurs de la Microconsole (458.20)
 - Transducer Full Scale = Capacité de la Cartouche de Force et de Déplacement
 - ATTENTION! : 100 = ± 100 mm / ± 10 volt
 - 500 = ± 500 KN/ ± 10 volt
- Verifier les valeurs de la Microconsole (458.20) sur Upper et Lower limit detect

	capacité de Force (kN)	capacité de cartouche de Force (kN)	Limite de Force (kN)	capacité de Déplacement (mm)	capacité de cartouche de Déplacement (mm)	Limite de Déplacement (mm)
Upper	+ 500	< +50	= +499	+76.5	< +10	= +9.0
		< +100			< +25	= +24.0
		< +250			< +50	= +49.0
		< +500			< +100	= +75.0
Lower	- 500	> -50	= -499	-76.5	> -10	= -9.0
		> -100			> -25	= -24.0
		> -250			> -50	= -49.0
		> -500			> -100	= -75.0

-Vérifier les valeurs du AC Controller(458.13)et du DC Controller(458.11), selon les conditions désirées pour l'essai. Ici, on a choisi systématiquement:

Span	= 1000
Gain	= 0
Rate	= 0
Zéro	= 0

- Ajuster le DC error (458.20) des capteurs de Déplacement et de Force à 0.

- Appuyer sur le bouton Hydraulic Low de la Microconsole (458.20)
le bouton Hydraulic High de la Microconsole (458.20)
(préchauffage de la presse),

2 heures au moins avant l'essai.

- Calculer le programme de contrôle de la presse.
(voir manuel de MTS)

Exemple d'un essai oedométrique à la contrainte maximum $\sigma_z = 5$ MPa:

A)	Contrainte maximum	=	5	MPa
B)	Surface de l'échantillon	=	6358.5	mm
C)	Cartouche de Force	=	50	KN
D)	Vitesse de l'essai	=	1	MPa / min
E)	Durée du chargement	=	300	second
F)	Durée du déchargement	=	300	second
G)	Force	=	A / B	
		=	31.7925	KN
H)	Level	=	-G / C * 100	
		=	-63.585	%
I)	Rate	=	H / E	
		=	0.212	

- Enregistrer le programme de contrôle de la presse dans le MicroProfiler(458.91).

Segment 1 : Rate = 0.212
Level = -63.6 \rightarrow Niveau

Segment 2 : Time = 60 (secondes)

Segment 3 : Rate = 0.212 \rightarrow taux, pourcentage
Level = 0

3 MTS au laboratoire(1995)

Maintenance

MTS Fance

tel) 60171351

fax) 60171505

M. Regnier

1) 500KN

date de la mise en installation : 1992 Janvier

capacité de la presse 500KN

Filtre basse pression MTS ref. 100883-23

Filtre haute pression(manifold serie 29811C s/n 0120757

428494-01

No. Job 51.274

2) 50 KN

date de la mise en installation : 1971 Fevrier

capacité de la presse 50KN

Filtre basse pression MTS ref. BENIX 90005-28025-G

AN 6235-3A

Filtre haute pression(manifold 284-11 serie 444

No. Job

ANNEXE C6

MESURE DE L'INDICE DES VIDES

DEFINITION

La densité relative est définie comme l'état de compacité d'un matériau granulaire par rapport à deux états extrêmes de densité minimale et maximale obtenus en laboratoire.

$$D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min})$$

Un tel matériau peut contenir jusqu'à 12 % en poids de particules passant au tamis A.S.T.M. No. 200, soit 74 microns.

Un compactage par vibration est utilisé pour obtenir l'indice des vides maximale, tandis que l'indice des vides minimale utilise un simple remplissage au moyen d'un entonnoir normalisé.

CONSTITUTION

- une table vibrante carrée de 76 cm équipée d'un vibreur générant 3600 vibrations par minute avec une amplitude variable de 0.05 à 0.64 mm.
- un moule de 2830 cm³ (diamètre = 152.4 mm, hauteur = 150 mm) avec une surcharge normalisée de 25.821 kg, un guide et une plaque de chargement.
- un moule de 160 cm³ (diamètre = 279.4 mm, hauteur = 230.89 mm) avec les mêmes accessoires que ci-dessus: surcharge de 86.07 kg.
- un comparateur 50/0.01 mm, son support et sa barre d'étalonnage.
- un entonnoir à ouverture diamètre 25 mm pour particules inférieures à 9.5 mm
- un entonnoir à ouverture diamètre 12.5 mm pour particules inférieures à 4.75 mm
- un boîtier de commande comportant un bouton marche - arrêt et un variateur d'amplitude
- alimentation :
 - 3 X 380 V
 - 3 X 220 V triphase - 50 Hz
- poids total du matériel : 225 kg

ETALONNAGE

- Déterminer le volume exact des moules à 0.1 % précision (mesure + calcul ou poids du volume d'eau)
- Déterminer l'épaisseur de la plaque de chargement et de la barre d'étalonnage avec un pied à coulisse.
- Placer la barre d'étalonnage au-dessus du moule. Placer le support de comparateur dans son logement, le comparateur reposant sur la barre d'étalonnage.
- Six lectures doivent être prises (3 à gauche, 3 à droite) : calculer la moyenne.

- Calculer la lecture initiale en ajoutant l'épaisseur de la plaque de chargement) la moyenne précédemment calculée et en soustrayant l'épaisseur de la barre d'étalonnage.

PREPARATION DE L'ECHANTILLON

- Choisir un échantillon représentatif du matériau à tester. le poids de l'échantillon dépend de la dimension maximale des grains.
- sécher l'échantillon à l'étuve à 110 C degrés.

Taille de Tamis	G1		G2		G3	
	(%)	g	(%)	g	(%)	g
4.00	100	0			100	0
3.15	92	400			98	120
2.50	86	300			92	360
2.00	80	300	100	0		
1.25	66	700	76	1440	80	720
0.71	52	700	35	2445	66	840
0.50	43	450	10	1515	60	360
0.315	33	500	0	600	50	600
0.20	24	450			40	600
0.16	19	250				
0.125	14	250			30	600
0.10	10	200				
0.08	8	100			24	360
≤ 0.08	0	400			0	1440
TOTAL		5000		6000		6000

- matériaux inférieurs à 0.074 mm ne peuvent dépasser 12%
- Dans la norme ASTM il y a 3 méthodes qui dépendent de la taille des grains
 - Méthode A 100% des matériaux sec passent au tamis 75 mm et
30% des matériaux sec restent au tamis 37.5 mm
 - Méthode B 100% des matériaux sec passent au tamis 19 mm
 - Méthode C 100% des matériaux sec passent au tamis 9.5 mm et
10% des matériaux sec restent au tamis 2 mm
- Méthode C choisi

Diamètre	= 152.4	mm
Hauteur	= 152.4	mm
Surface	= 18232	mm ²
Volume	= 2850	cm ³

MESURE DE LA DENSITE MINIMUM

- Choisir le moule en fonction de l'échantillon.
 - Pour un échantillon passant à 9.5 mm, utiliser l'entonnoir de 25 mm. Le débit du matériau doit être constant autant que la hauteur de chute : environ 25 mm. Déplacer régulièrement l'entonnoir en suivant une spirale de l'extérieur vers le centre pour constituer des couches d'égale épaisseur.
 - Si le sol contient des particules supérieurs à 9.5 mm, utiliser une pelle à main et déposer le matériau en restant le plus près possibles de la surface : ceci afin de limiter la ségrégation des particules fines.
 - Remplir le moule au-delà de son bord supérieur puis araser (éviter de choquer le moule pendant ces opérations : risque de densification).
 - Dans le cas d'un échantillon grossier, veiller à équilibrer les vides et les grains à la surface supérieure du moule.
- Déterminer le poids de matériau contenu dans le moule.

MESURE DE LA DENSITE MAXIMUM

- Choisir le moule et le fixer sur la table vibrante
- Remplir le moule comme la méthode de la mesure de la densité minimum.
- Centrer le guide et le bloquer sur le moule.
- Placer la plaque de chargement sur le échantillon puis la surcharge (utiliser un palan pour le moule de 14 160 cm³).
- Sélectionner l'amplitude au boiter
0.05 - 0.64 mm
0.48±0.08 mm pour fréquence 50Hz Methode A
Contrôle de l'amplitude variable

variateur amplitude	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
amplitude (mm)	0.05	0.109	0.168	0.227	0.286	0.345	0.404	0.463	0.522	0.581	0.64

- ajuster le variateur amplitude au milieu entre 7 et 8
- vibrer l'échantillon pendant (ASTM D- 4253-83 11.1.7 page 569)

8 ± ¼ minutes à 60 Hz.
12 ± ¼ minutes à 50 Hz

- Enlever guide et surcharge.
- Positionner le support de comparateur et faire 2 mesures sur les côtés opposés de la plaque de chargement et déterminer la moyenne.
- Enlever la plaque de chargement et peser le moule.