

# **RAPPORT DE RECHERCHE**

# Thème 4 : Ouverture de la méthodologie SOLCYP aux autres matériaux

Auteurs : T. Bata – M. BOULON Organisme : FUGRO

> R/15/SOL/022 LC/13/SOL/47 Janvier 2015

# **SOLCYP - FICHE SIGNALETIQUE**

TITRE : Ouverture de la méthodologie Solcyp aux autres matériaux

RAPPORT N°: R/15/SOL/022

DATE D'ETABLISSEMENT : janvier 2015

AUTEUR(S) : B. TATA/M. BOULON

ORGANISME(S) CHARGE(S) DE L'ACTION : FUGRO

THEME DE RATTACHEMENT : 4

LETTRE DE COMMANDE : LC/13/SOL/47



#### **EXECUTIVE SUMMARY**

With the development of windfarms offshore France where soils are predominantly composed of calcareous to carbonate weak rocks, including marls, calcarenites and chalk, there is need to understand the behaviour of offshore piles in weak carbonate rocks and to develope efficient design approaches for offshore piles in such formations.

The present report aims at assessing the behavior of offshore piles in weak carbonate rocks, and identifying existing design approaches in offshore piles in weak carbonate rocks.

The study provides a state of the art of pile design in soils and rocks containing a significant amount of carbonates. The term carbonate is used here in its general sense and does not make reference to a particular classification nor a precise percentage in the composition of the material.

This study is divided into 6 chapters:

- An outline of French wind farm locations and geological setting is presented first. This is to understand the "raison d'être" and importance of this study in the context of the present and future French offshore wind energy farms.
- Soil and rock classification systems permitting the identification and distinction of soils and rocks containing a significant amount of carbonates are described.
- Specific behaviour of weak carbonate rocks is outlined
- Pile installation methods applicable in weak rocks are presented alongside factors influencing the choice of each installation method
- Existing design approaches for axial capacity are identified and outlined on the bases of rock type and composition.
- Existing design approaches for lateral response are identified and outlined on the bases of rock type and composition.



#### RESUME

Le développement des éoliennes au large des côtes françaises se poursuit sur des sites dont les sols sont essentiellement constitués de roches tendres carbonatée, telles que marnes, calcarénites et craies. Il est urgent de parvenir à une bonne compréhension du comportement de pieux offshore dans les roches tendres carbonatées et de disposer de méthodes de dimensionnement appropriées.

Ce rapport a pour but de préciser l'état des connaissances sur le comportement des pieux dans les roches tendres carbonatées et d'identifier les méthodes de dimensionnement disponibles.

L'étude s'appuie sur un état de l'art du calcul des pieux dans les sols et roches contenant un pourcentage élévé de carbonates. Le terme carbonate est utilisé ici dans son sens génral, sans référence particulière à un système particulier de classification ou à un pourcentage précis dans la composition du métériau.

Le rapport comporte 6 chapitres :

- On présente d'abord un panorama des lieux d'implantation des futures éoliennes au large des côtes françaises et de leur contexte géologique. Cela permet de comprendre la raison d'être et l'importance de cette étude viv à vis des besoins futurs.
- On décrit ensuite les systèmes de classification des sols et roches permettant l'identification et la classification des matériaux en fonction de leur teneur en carbonates.
- On s'intéresse au comportement mécanique spécifique des roches tendre carbonatées.
- On présente les méthodes d'installation des pieux dans les roches tendres carbonatées en soulignant les facteurs influençant le choix des méthodes.
- Les méthodes de dimensionnement des pieux sous charges axiales sont présentées en fonction du type et de la composition de la roche.
- Les méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales sont présentées en fonction du type et de la composition de la roche.



# TABLE OF CONTENT

EXECUTIVE SUMMARY					
RESUME					
TABLE	OF CONTENT	111			
LIST O	F TABLES	IV			
LIST O	F FIGURES	VI			
1.	INTRODUCTION	1			
1.1	A RECALL OF THE OBJECTIVES OF SOLCYP PROJECT	1			
1.2	CONTEXT OF PRESENT REPORT	2			
1.3	OBJECTIVES OF PRESENT REPORT	2			
2.	GEOLOGICAL SETTING AND MAIN GEOTECHNICAL CHARACTERISTICS OF WINDFARM S	ITES			
OFFSH		3			
2.1	PRESENTATION OF FRENCH OFFSHORE WIND ENERGY DEVELOPMENT SITES	3			
2.2	2.2.1 Channel sites – Haute-Normandie and Picardie	4 4			
	2.2.2 Channel sites – Basse-Normandie	4			
	2.2.3 Northern Brittany – Bay of Saint Brieuc	5			
	2.2.4 Southern Brittany	5			
3.	IDENTIFICATION AND CLASSIFICATION SYSTEMS FOR CARBONATE SOILS AND ROCKS	6			
3.1	FRENCH STANDARDS (NF P 94-048)	6			
3.2	BRITISH STANDARDS (BS 5930:1999)	6			
3.3	CLASSIFICATION OF CHALK	8			
4.		10			
4.1	INTACT BEHAVIOUR OF WEAK CARBONATE ROCKS:	10 11			
	4.1.2 CALCARENITES AND OTHER CARBONATE WEAK ROCKS	14			
	4.1.3 OTHER WEAK ROCKS	17			
4.2	FACTORS INFLUENCING THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF WEAK ROCKS	19			
	4.2.1 Weathering of rock mass	19			
	4.2.2 Influence of discontinuities	21			
5.	PILE INSTALLATION TECHNIQUES IN WEAK ROCKS	23			
5.1	OFFSHORE WINDTURBINES FOUNDATIONS	23			
	5.1.1 Monopile foundation	23			
	5.1.2 Gravity foundation	24			
		24			

9.	REFERENCES	61
8.	CONCLUSION	61
	7.2.2 Laterally loaded drilled and grouted piles in weak rocks	58
	7.2.1 Laterally loaded driven piles in chalk	57
7.2	CYCLIC LOADING	57
	7.1.2 Laterally loaded drilled and grouted piles in weak rocks	52
	7.1.1 Laterally loaded driven piles in Chalk	51
7.1	MONOTONIC LOADING	51
7.	LATERAL PILE DESIGN METHODS IN WEAK CARBONATE ROCKS	51
	6.2.4 Cyclic degradation for grouted piles in weak rocks	49
	6.2.3 Cyclic degradation for grouted piles in chalks	49
	6.2.2 Cyclic degradation for driven piles in other weak rocks	49
	6.2.1 Cyclic degradation for driven piles in chalk:	48
6.2	RESPONSE TO CYCLIC AXIAL LOADING	48
	6.1.5 Unit end bearing	47
	6.1.4 Corellating shaft resistance for grouted piles with cone resistances	46
	6.1.3 Comparing shaft frictions for driven piles with those for drilled and grouted piles	44
	6.1.2 Shaft resistance for offshore drilled and drouted niles	33 28
0.1	STATIC CAPACITY 6.1.1. Shaft registrance for driven pilos	32
<b>6</b> .	AXIAL PILE DESIGN METHODS IN WEAK CARBONATE ROCKS	32
		20
	5.2.5 Risk of pile collapse in weak rocks	28
	5.2.4 Drilling a Pilot – Hole	21
	5.2.2 Drilled and grouted onshore piles	20 27
	5.2.1 Pile installation by driving	25
5.2	PILE INSTALLATION METHODS IN WEAK ROCKS	25



# LIST OF TABLES

Soil classification based on carbonate content according to the French standards	6
(NF P 94-048)	6
Table 2: Clark and Walker's Classification system (1977)	7
Table 3a: Chalk classification by grades – Lord et al, 2002-CIRIA	8
Table 3b: Chalk classification by intact dry density – Lord et al, 2002-CIRIA	8
Table 3c: Subdivisions of Grade A to C by discontinuity spacing	9
Table 3d: Grade D Subdivision according to clast and matrix proportion	9
Table 4: Corresponding values between rock mass factor j, RQD, fracture frequency and velocity index	22
Table 5: Recommended skin friction limits for driven piles in weak compressible calcarenites (ARGEMA)	34
Table 6: Skin friction parameters according to French design standards (NF P 94-262)	37
Table 7: Parameterand unit skin friction limits for calculating skin friction for open ended driveraccording to French design standards (NF P 94-262)	n piles 37
Table 8: Correlations betweenandproposed by various authors (after Whitworth and Turner, 1989)	41
Table 9: Parameterand unit skin friction limits for calculating skin friction for drilled and gpiles according to French design standards (NF P 94-262)	routed 44



# LIST OF FIGURES

Figure 1: Solcyp cyclic pile design chart (Puech et al, 2012)	1
Figure 2: Site Location for Future French offshore wind farms	3
Figure 3: stress strain response of weak carbonate rocks	10
Figure 4: Relationship between unconfined compressive strength and porosity [intact dry density] (Matth Clayton, 1993)	ew and 11
Figure 5: Yield observed in chalks of different porosities when subjected to uniaxial $K_o$ compression Leddra et al. 1993).	n (after 12
Figure 6: Stress-settlement curve for Grades B, C and D after Burland and Lord, 1970	13
Figure 7: Example of chalk massif with regularly spaced flint bands along the English Channel	14
Figure 8: Behaviour of Calcarenite during consolidation	15
Figure 9: Result of CNS test on calcarenite – Randolph et al, 1996	16
Figure 10: Deviatoric stress vs Axial strain for Gravina Calcarenite in drained triaxia (Lagio and Nova, 1995)	l tests 16
Figure 11: Drained triaxial tests on intact and reconstituted specimens of Marl, following consolidat reconstitution) at 100 kPa (top) and 500kPa (bottom)	tion (or 18
Figure 12: Stress-strain curves at constant p' of Corinth marl showing the influence of water content on b of Marls (Kavvadas et al, 2002)	ehavior 19
Figure 13 : influence of weathering on the mechanical behaviour of weak rock (after Chandler, 1969)	20
Figure 14: Types of offshore windturbine foundations	23
Figure 15: Offshore pile driving process	25
Figure 16: Idealised section through a driven pile in weak carbonate rock	26
Figure 17: Offshore drilled and grouted pile installation procedure	27
Figure 18: Redriving an offshore pile	28
Figure 19: Extrusion buckling-idealised finite element sketch (Barbour & Erbrich, 1994)	29
Figure 20: Mobilisation of static capacity for an axially loaded pile	32
Figure 21: mobilization of shaft friction in driven piles	33
Figure 22: Idealised section through a drilled and grouted pile	38

Figure 23: Measured Steel to Grout Bond Strength vs. Cube Compressive Strength (API Recommended Practice 2A-WSD) 39



Figure 24: Idealized displacement behavior of a drilled pile in rock (after Johnston and Lam, 1989)40				
Figure 25: Rock-Grout bond Relationships – Abbs & Needham, 1985 41				
Figure 26: Adhesion factor as a function of rock strength (after Williams et al, 1980)42				
Figure 27: Side resistance reduction factor reflecting ratio of stiffness of rock mass and intact rock (after Williams et al, 1980) 43				
Figure 28a: Shaft friction from driven piles in artificial calcarenite (Joer and Randolph, 1983)45				
Figure 28b: Shaft friction of grouted piles in calcarenite (Joer and Randolph, 1983)45				
Figure 29: Correlation of shaft friction with cone resistance for grouted piles in calcarenite47				
(Randolph et al, 1996) 47				
Figure 30: Cyclic Degradation in axial Capacity48				
Figure 31: Result of model grouted pile test in calcarenite (from Jewell and Randolph, 1988) 49				
Figure 32: Monotonic and cyclic rod shear test on calcarenite.50				
Figure 33: Cyclic stability (S-N) diagram for calcareous soil 50				
Figure 34: Chalk-pile interface model for perform small displacement driven piles. Lord et al., 2002 51				
Figure35:Conceptualgraphicofchalk-pilecompositeloaddeflectionmodel(Fugro internal report 2012)52				
Figure 36: Make - up Hybrid p-y curves for brittle carbonate rock (Abbs, 1983) 53				
Figure 37: Sketch of p-y curve for rock according to Reese, 199754				
Figure 38a: Comparison between Wesselink et al, 1988 lateral pile test and p-y analysis using equation 21 55				
Figure 38b: Comparison between Williams et al, 1988 lateral pile test and p-y analysis using equation 21 56				
Figure 39: Chipper model 57				
Figure 40: Typical Shape of p-y curves for ZUMAYA Claystone – Fragio et al, 1985 58				
Figure 41: Comparison of test results and P-y analysis– Fragio et al, 1985 59				
Figure 42: Comparison between North Rankin B lateral pile test (D1000 Restrained Head) results and p-y analysis using equations 21, 22 and 23 60				



#### 1. INTRODUCTION

#### 1.1 A RECALL OF THE OBJECTIVES OF SOLCYP PROJECT

SOLCYP, the French acronym for piles under cyclic loading is a French national research program created in 2008 to respond to problems of cyclic loading encountered in civil engineering practices (offshore and onshore pile foundations). The project aims at:

- Understanding the physical phenomena conditioning the response of piles subjected to vertical and horizontal cyclic loads;
- Defining a methodology to assess the behavior of cyclically loaded piles;
- Developing advanced design methods and
- Initiating pre-normative actions with a view to introducing new methodologies in national and international codes or professional guidelines.

The following chart is implemented to achieve the objectives of the project:



Figure 1: Solcyp cyclic pile design chart (Puech et al, 2012)



## 1.2 CONTEXT OF PRESENT REPORT

With the SOLCYP approach, a detailed understanding of the cyclic response of piles installed in standard soils (sand and clay) has been gained, a methodology for designing piles under cyclic loading has been developed and recommendations are being written. The SOLCYP project is presently in its final stage.

Meanwhile the development of windfarms offshore France has started and a number of projects have been awarded. The sites considered for these developments are located in the English Channel and on the Atlantic coast (Figure 2). Soils are predominantly composed of calcareous to carbonate weak rocks, including marls, calcarenites and chalk.

It was decided in the last phase of the SOLCYP project to investigate how the basic SOLCYP procedure could be extended to weak carbonate rocks.

## 1.3 OBJECTIVES OF PRESENT REPORT

The present report aims at assessing the behavior of offshore piles in weak carbonate rocks, and identifying existing design approaches in offshore piles in weak carbonate rocks.

The study provides a short state of the art of pile design in soils and rocks containing a significant amount of carbonates. The term carbonate is used here in its general sense and does not make reference to a particular classification nor a precise percentage in the composition of the material.

This study is divided into 6 chapters:

- An outline of French wind farm locations and geological setting is presented first. This is to understand the "raison d'être" and importance of this study in the context of the present and future French offshore wind energy farms.
- Soil and rock classification systems permitting the identification and distinction of soils and rocks containing a significant amount of carbonates are described.
- Specific behaviour of weak carbonate rocks is outlined.
- Pile installation methods applicable in weak rocks are presented alongside factors influencing the choice of each installation method.
- Existing design approaches for axial capacity are identified and outlined on the bases of rock type and composition.
- Existing design approaches for lateral response are identified and outlined on the bases of rock type and composition.

# 2. GEOLOGICAL SETTING AND MAIN GEOTECHNICAL CHARACTERISTICS OF WINDFARM SITES OFFSHORE FRANCE

#### 2.1 PRESENTATION OF FRENCH OFFSHORE WIND ENERGY DEVELOPMENT SITES

At present, six offshore wind farm projects have been awarded by the French government. These sites include: Le Tréport, Fécamp, Courseulles sur Mer, Saint Brieuc, Saint Nazaire (banc de Guérande) and Noirmoutiers. They are located between 5 and 18 nautical miles from the coast, along the Picardie coast, Lower Normandy, Upper Normandy, North Brittany, South Brittany and Vendée. The English Channel (La Manche) and the Brittany regions are so far the two principal regions for current offshore wind power development in France. The geological setting of these sites is mainly composed of the cretaceous, the Jurassic and the Paleogene formations. These formations are respectively made up of Chalk, Limestone/Marl/Calcarenite and Clay/Sand below the quaternary deposits.



Figure 2: Site Location for Future French offshore wind farms

UGRO



#### 2.2 MAIN GEOTECHNICAL CHARACTERISTICS OF FRENCH OFFSHORE SITES

The potential areas for the development of windfarms being very large, it is illusory to synthetize the geotechnical parameters in a simple manner. Therefore, the present chapter is only aimed at providing basic indications on the substratum lithological nature and characteristics, based on the general offshore experience for the potential sites.

#### 2.2.1 Channel sites – Haute-Normandie and Picardie

The potential sites in the Channel region, between Fecamp and Boulogne latitudes, will essentially be developed in a geological context composed of variable sedimentary layers overlying cretaceous chalks of different stages. The chalk layers are characterized by a large variability of composition and strength, and by the presence of flint inclusions which may affect the behavior of the rock massif. Chalk material is generally described and classified following a specific code in the Ciria recommendations (Ciria, 2002).

The chalk strength in the offshore domain is very different from onshore areas, even in same geological stages, due to their hydric history. Onshore chalks have experienced long and short term cycles of dessication and hydratation which have permanently changed their behavior, whereas offshore chalk have essentially been maintained saturated since their formation.

Unweathered offshore chalks are generally characterized by compressive strength range between 1 and 12 MPa, associated with intact dry density of 1.5 to 1.9 Mg/m3, which classified the material as very weak to moderately weak. Intact dry density of chalk represents a good indicator of the rock strength as many studies disclose a direct relation between density and strength in chalks. The chalk strength variations are often governed by the content of clayey mineral.

Presence of surficial weathered chalk is often reported on the French coast with up to 5 to 12 m of thickness. The weathering may affect the material at various degrees and generally results in higher content of clay minerals and lower strength and behaviour of the material. Particular attention should be given to the behaviour of such weathered material because of its potential critical impact on foundation.

The presence of localised metric beds of moderately weak to strong limestone within the chalk massif must be highlighted. These stronger layers are very limited in occurrence and thickness but their presence may affect the behaviour or installation of a foundation.

Flint materials may also affect the general behaviour of chalk. Flint is a very strong material (unconfined compressive strength up to several hundreds of MPa are reported in the literature) and occurs in various shape from dispersed isolated nodules to closely spaced semi tabular bands.

#### 2.2.2 Channel sites – Basse-Normandie

From Cabourg to Grandcamp, the Jurassic substratum is generally covered by a thin layer of recent sediment over most of the areas of concern in Basse-Normandie. This substratum is composed of alternated layers of calcareous claystone or clayey calcilutite, also called "marl" and limestone which mainly belong to the Lower, Middle and Upper Bathonian stage. These layers present variable contents of carbonate and clay minerals. The following formations are encountered:



- Port en Bessin Marls: claystone and marls alternated with metric layers of limestone,
- Saint Pierre du Mont Limestone : composed of very weak calcarenite,
- Langrune Limestone: composed of grainstone and packstone type limestone, locally with marl layers,
- Basse-Ecarde Caillasse: essentially composed of marls and bioclastic limestone.

The resistance of the both marl and limestone materials in this geological context, greatly varies depending on the content of clay and on the weathering state. For intact material, the following ranges of unconfined compressive strength could be considered in a first approach:

- Marl and claystone material: from 1 to 5 MPa, with lower values in weathered material,
- Limestones: from 2 to 20 MPa.

## 2.2.3 Northern Brittany – Bay of Saint Brieuc

A large variety of rocks could be encountered in the Bay of Saint Brieuc, disclosing various ranges of resistances. Ordovician and Devonian formations are mainly composed of sandstones, with anticipated compressive strength in the order of 5 to 15 MPa. Brioverian formation is composed of series of alternated sandstones, schists, siltstones and pelites with large and variable range of resistance, possibly from 2 to 15 MPa. The above mentioned formations should cover most of the Bay, but the magmatic intrusions are locally present and the lithology of these intrusions may include volcanites, tonalite, diorites or microgranites, which all generally present much stronger resistances.

#### 2.2.4 Southern Brittany

The windfarm sites presently envisaged in southern Brittany are located in areas where Bartonian and Lutetian dolomitic limestone outcrops at seabed without sedimentary covers. The thickness of these limestones could be of several tens of meters and they overlie Ypresian glauconitic sands which should not influence the fondations. Their compressive strength is, in the region, generally between 5 and 40 MPa with localised higher values up to 100 MPa.



# 3. IDENTIFICATION AND CLASSIFICATION SYSTEMS FOR CARBONATE SOILS AND ROCKS

For pile selection, installation and design purposes, identifying properly the soil/rock type likely to be encountered in offshore sites is primordial. Geotechnical analyses are therefore indispensable for characterizing the in situ soil/rock.

Soil identification can be done by applying standard recommendations such as:

- The French standards (NF P 94-048)
- The British (BS 5930; 1999) standards which recommend the use of Clark and Walker classification system. In this system, soil identification is achieved by analyzing strength properties, carbonate content, grain size and degree of indurations

#### 3.1 FRENCH STANDARDS (NF P 94-048)

Soil classification of carbonate soils and rocks in the French standard is solely based on carbonate content analysis of each soil/rock as detailed in Table 1.

# Table 1: Soil classification based on carbonate content according to the French standards (NF P 94-048)

Carbonate content	Soil class
0 – 10%	Clay, silt or sand
10 – 30%	Clay marl
30 – 70%	Marl
70 – 90%	Marl limestone
90 – 100%	Limestone ( or chalk, calcarenite )

#### 3.2 BRITISH STANDARDS (BS 5930:1999)

The BS recommends the use of the Clark and Walker (1977) classification system. In this system, soil identification is achieved by analyzing strength properties, carbonate content, grain size and degree of indurations



ADDITIONAL DESCRIPTIVE TERMS BASED ON ORIGIN OF CONSTITUENT PARTICLES							
Degree of	Approximate Unconfined Compressive	imate fined essive NOT DISCERNIBLE BIOCLASTIC OOLITE SHELL CORAL ALGAL (Organic) (Inorganic) (Organic) (Organic) (Organic)		PISOLITES (Inorganic)			
Induration	Strength	INCREASING GRAIN SIZE OF PARTICULATE DEPOSITS					
		0.00	2 mm 0.05	50 mm 2	mm	60 r	mm
1		CARBONATE MUD CARBONATE SILT CARBONATE SAND CARBONAT		CARBONATE GRAVEL		90%	
Non-ind	Verysoft (<36 to>3	Clayey CARBONATE MUD	Siliceous CARBONATE SILT 1	Siliceous CARBONATE SAND 1	Mixed carbonate and	2	50%
luraled	to hard 00kN/m²)	Calcareous CLAY	Calcareous SILT (1)	Calcareous silica SAND 1	non-carbonate GRAVEL		109/
↓		CLAY	SILT	silica SAND	GRAVEL		10%
<b>†</b>	_	CALCILUTITE (carb.clayst.)	CALCISILTITE (carb.siltst.)	CALCARENITE (carb.sandst)	CALCIRUDITE (carb.conglom or	breccia)	90%
Slightly	Hard to moc (0.3 to 12	Clayey CALCILUTITE	Siliceous CALCILUTITE	Siliceous CALCARENITE	Conglomeratic CALCIRUD	ITE 2	
indurated	derately wea 2.5 MN/m²)	Calcareous CLAYSTONE	Calcareous SILTSTONE	Calcareous SANDSTONE	Calcareous CONGLOMERATE	ATE	constituent
	~	CLAYSTONE	SILTSTONE	SANDSTONE	CONGLOMERATE OR CRECCIA		10% 20
1	2	Fine-grained	LIMESTONE	Detrital LIMESTONE	CONGLOMERATE LIMESTONE		000K 00
Moderate	toderately st (12.5 to 1	Fine-grained Argillaceous LIMESTONE	Fine-grained Siliceous LIMESTONE	Siliceous detrital LIMESTONE	NE Conglomeratic LIMESTONE		s plus matri
y indurated	rong to stroi 00 MN/m²)	Calcareous CLAYSTONE	Calcareous SILTSTONE	Calcareous SANDSTONE	Calcareous CONGLOMER/	ATE	
↓	6	CLAYSTONE	SILTSTONE	SANDSTONE	CONGLOMERATE OR BRE	CCIA	10%
Highly indurated	Strong to extremely a (70 to >200 MIV/n	CRYSTALLINE LIMESTONE OR MARBLE (tends towards uniformity of grain size and loss of original texture)			50%		
<b>•</b>	strong n°)	Conventional metamorphic nomenclature applies in this section					

 Table 2: Clark and Walker's Classification system (1977)

The Clark and Walker classification system is much more detailed and precise than the approach recommended in the French standards. Its use has proved very efficient all over the world, namely for describing carbonate sediments in the Arabic Gulf and Offshore Australia.

#### 3.3 CLASSIFICATION OF CHALK

Amongst the carbonate rocks present in French offshore sites, chalk presents a unique behavior. The mechanical response of chalk varies according to chalk type. French design codes do not provide an identification and classification system for different chalk types. The Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) (Lord et al., 2002), presents a classification system that permits identification of different chalk types. This classification system for chalks is based on discontinuity aperture (Table 3a), intact dry density (Table 3b), and discontinuity spacing (Table 3c) or proportion of matrix to clast (Table 3d)

Grade	Discontinuity aperture		
Grade A	Discontinuity closed		
Grade B	Discontinuity aperture less than 3 mm		
Grade C	Discontinuity aperture greater than 3 mm		
Grade D	Structureless or remolded mélange		

#### Table 3a: Chalk classification by grades - Lord et al, 2002-CIRIA

#### Table 3b: Chalk classification by intact dry density – Lord et al, 2002-CIRIA

Donsity Scalo	Intact dry	Porosity	Saturated water	
Density Scale	density	n*	content	
Low density	< 1.55	> 0.43	> 27.5%	
Medium density	1.55 – 1.70	0.43 – 0.37	27.5 – 21.8%	
High density	1.70 – 1.95	0.37 – 0.28	21.8 – 14.3%	
Very high density	> 1.95	< 0.28	< 14.3%	

Chalk Grades A to C may be subdivided according to the typical discontinuity spacing, t, by the addition of a numerical suffix, as indicated on the table (3c), based on the subdivisions in BS 5930 (1999)

Suffix	Typical discontinuity spacing	
1	t > 600 mm	
2	200 mm < t < 600 mm	
3	60 mm < t < 200 mm	
4	20 mm < t < 60 mm	
5	t < 20 mm	

## Table 3c: Subdivisions of Grade A to C by discontinuity spacing

Chalk Grade D can be subdivided on the basis of its engineering behaviour by the addition of the suffixes "m" or "c" as given in Table (3d) below. Where the comminuted chalk matrix dominates, the material will behave as a cohesive, fine soil (Grade Dm), and where the clasts (intact chalk lumps) dominate, the material will behave as a granular, coarse soil (Grade Dc). The proportion of matrix to clasts at which this change in behaviour occurs varies but approximate percentages are given in Table (3d) as a guide.

#### Table 3d: Grade D Subdivision according to clast and matrix proportion

Suffix	Engineering behaviour	Dominant element	Comminuted matrix	Clasts
m	Fine soil	matrix	Approx. > 35%	Approx. < 65%
с	Coarse soil	clasts	Approx. < 35%	Approx. > 65%

The CIRIA classification system for chalk is by far the most elaborated and complete system for this type of material. Its use is highly recommended.

A limitation of the CIRIA classification for French chalks is the absence of consideration of flints bands. Flints are relatively scarce on the English side of the Channel but are present under the form of thin bands more or less closely spaced on the French side of the Channel, as evidenced on the cliffs (e.g. Etretat, Fécamp, St Valery en Caux, Dieppe coast). The thickness and spacing of flint bands are two additional parameters that should be taken in consideration for describing chalks encountered on French offshore sites.



#### 4. SPECIFIC BEHAVIOUR OF WEAK CARBONATE ROCKS

#### 4.1 INTACT BEHAVIOUR OF WEAK CARBONATE ROCKS:

The stress – strain relationship of intact weak carbonate rocks usually shows a brittle post peak behaviour (figure 3). Carbonate weak rocks are characterized by high carbonate contents (>90%) and occur as cemented porous rocks. For low strain conditions, the behaviour of these materials is controlled by the inter-particle cementation and by the deformability of the rock mass (intact rock resistance). At larger strains, the mechanical behaviour will principally be controlled by the frictional properties of the material (residual resistance). The onset of yielding characterizes the beginning of inter-particle bond breakage. Collapse at failure is represented by a brittle behaviour of the weak rock. This marks the transition from rock-like to soil-like behavior. An experimental investigation on the behaviour of calcarenite (Lagioia R. & Nova R., 1995) showed the existence of three distinguished phases in the stress – strain curve of weak carbonate rocks (figure 3): an initial elastic, a destructuration phase and a softening phase which ends on an ultimate state. The denser and less porous the rock, the less susceptible it will be to crushing and subsequent brittle (softening) behaviour.



Figure 3: Stress strain response of weak carbonate rocks



#### 4.1.1 CHALK

#### 4.1.1.1 Mechanical behaviour of chalk matrix

Chalk is typical of most weak rocks in that its intact properties can range from soil-like (very high porosity chalk) to rock-like (very low porosity chalk) behaviour. Porosity is the principal factor controlling the intact mechanical properties such as strength and stiffness (Figure 4).



Figure 4: Relationship between unconfined compressive strength and porosity [intact dry density] (Matthew and Clayton, 1993)

Chalk exhibits yielding and in some cases collapse which is associated with the breakdown of the bonded structure. The higher the porosity of the chalk the more pronounced is the yield point and there is a greater likelihood of collapse. Yielding at high porosities and high stress levels leads to volumetric contraction (drained conditions) or the creation of large positive pore pressures if the process is undrained. At relatively low stress levels, brittle failure occurs. Prior to yielding the rock material behaves in a stiff and more or less elastic manner. After yield and when the rock has become completely destructured, it behaves as a granular soil (when intact chalk is crushed, a silt-and clay-size granular material results).





Figure 5: Yield observed in chalks of different porosities when subjected to uniaxial  $K_o$  compression (after Leddra et al. 1993).

Results from plate loading tests on chalk realized by Burland and Lord, 1970 and reported by Clayton, 1990 show that, on first loading, the curve relating settlement to load intensity has an initial tangent modulus,  $E_i$ , but at a fairly low stress,  $q_e$ , settlements increase more rapidly indicating that the material has "yielded" slightly. If recycled, the reloading modulus,  $E_e$  would be substantially less than  $E_i$ . When the plate is loaded further, the applied stress-settlement curve bends sharply and enters a roughly linear portion with modulus  $E_y$  for which the material could be assumed to be undergoing yield due to slip and possibly crushing between chalk blocks. The applied stress settlement curve for this stage could be projected back to intersect the zero settlement axis at an applied stress denoted by  $q_y$  and termed the "yield" stress, above which general yield would occur on first loading.





#### Figure 6: Stress-settlement curve for Grades B, C and D after Burland and Lord, 1970

It is therefore assumed that during initial loading of chalk, the entire load is sustained by the limited areas of contact on the discontinuities; at this phase, movement on these discontinuities is pseudoelastic and is restricted by high friction values as represented by the initial tangent modulus  $E_i$ . At a certain stress level  $q_y$ , the point contacts crush slightly with a dual effect of increasing the deformation of the mass and releasing water trapped in the pores. The crushing process results to increase in contact area. Although the contact area of chalk increases with deformation, its strength does not increase proportionally because the contacts get weaker rather than stronger – a form of progressive failure (Clayton, 1990). Because chalk is a material of low plasticity, the moisture content of the crushed material will be close to its liquid limit, and thus of low strength and hence the "putty" nature of remolded chalk.

#### 4.1.1.2 Influence of flint in chalk

Flint occurs in chalk in thin layers and in rows of scattered lumps (nodules). It consists of extremely small crystals of quartz (silica) tightly packed together Flint is a very strong and brittle material in contrast to its weak host chalk. Uniaxial compressive strengths of flint vary from 100 to 800 MPa (R.N. Mortimore et al, 2004). The compressibility behaviour of chalk may be greatly influenced by the strong compressive strength of flint. Flint forms an important part of much of the chalk of the English Channel (R.N. Mortimore et al, 2004), principally on the French side. As an example, in an offshore site in France, flint levels were found to range from 5 cm to 40 cm thickness in chalk.





Figure 7: Example of chalk massif with regularly spaced flint bands along the French coast of the English Channel

## 4.1.2 CALCARENITES AND OTHER CARBONATE WEAK ROCKS

Calcarenite sediments are highly variable, with a wide range of particle sizes and level of cementation, but generally with a  $CaCO_3$  content of over 80%. The two key parameters which most directly characterize the insitu state are:

- The void ratio, and
- The degree of cementation.

Together, these two characteristics determine the strength, or cone resistance, small strain stiffness, and the resilience to cyclic loading.

Figure 8, from Carter et al, 1988, shows the response of calcarenites from North-West Shelf of Australia during isotropic compression. The initial compressibility is relatively low, but once yield occurs, at a mean effective stress of around 1-2 MPa, the compression index increases to  $C_c \sim 0.4 - 0.55$  (critical state parameter,  $\lambda \sim 0.18 - 0.24$ ). The yield point will clearly depend on the level of cementation, reducing to close to the effective overburden pressure for uncemented material.





Figure 8: Behaviour of calcarenite during consolidation

# 4.1.2.1 <u>Response of calcarenites to shearing:</u>

The monotonic response of calcarenites in triaxial tests have been discussed by Carter et al, 1988 and Lagioia R. & Nova R., 1995 while the cyclic response under CNS (Constant Normal Stiffness) direct shear tests have been discussed by Carter et al, 1992 and Randolph et al,1996. The tests show very similar features, with peak shear stresses controlled by combined friction and cementation followed by quite rapid strain-softening (severe breakage of particle cementation). Under two - way cyclic loading, very low cyclic resistance develops, accompanied by a dramatic drop in the normal stress. Subsequent monotonic displacement leads to a slight rise in resistance, to a level which is similar to that at the end of the previous monotonic phase. One-way and two-way cyclic shearing tests above a certain threshold, are accompanied by a gradual development of cumulative displacement (one-way) or 'S' shaped response with increasing strain amplitude (two-way), culminating in failure (Figure 9).













## 4.1.3 OTHER WEAK ROCKS

Other weak rocks cover weak rocks with carbonate content less than 90%. They can be qualified as calcareous or siliceous in relation with the amount of carbonates (according to Clark and Walker's classification)

## 4.1.3.1 Marls and Mudstones:

Weak rocks such as marl and mudstone generally possess clay-like and carbonate rock characteristics. Marl generally contains about 10 to less than 90% calcium carbonate and a complementary fraction of clay minerals. These materials have developed a structure, mainly in the form of "bonding" between individual particles, due to cementation caused by the deposition of calcium carbonate at the time of sedimentation or via a sustained seepage of calcium-rich pore water through the material after gravitational consolidation. The mechanical behavior of marls would depend on the percentage of carbonates and water content.

At relatively high carbonates content and due to the cementation, marls may exhibit an abnormally high stiffness and strength at low and moderate stress levels and a relatively gradual reduction of these properties when bond de-structuration is initiated with straining.

The governing influence of cementation-induced structure on the stiffness and strength of intact marl was investigated by comparing the stress-strain response of intact and reconstituted specimens, consolidated isotropically in the triaxial cell at the same confining pressure and then sheared in drained mode. Figure 11 shows the results of such triaxial tests for specimens consolidated at pressures of 100 kPa and 500 kPa. The average secant stiffness of the reconstituted specimens is only about 20% of the corresponding intact stiffness. The intact specimen sheared at low confinement (100 kPa) shows a very pronounced peak strength and an abrupt post-rupture strength reduction, while the intact specimen sheared at higher confinement (500 kPa) shows a much less pronounced peak strength and post-peak reduction. In both cases, the post-rupture strength of the intact specimens is practically equal to the strength of the reconstituted specimens.





Figure 11: Drained triaxial tests on intact and reconstituted specimens of Marl, following consolidation (or reconstitution) at 100 kPa (top) and 500kPa (bottom)

At relatively low carbonates content, the behavior of marls and mudstones may be influenced by the water content and the ability of the material to swell and slake. A mudstone will become stiffer and stronger, which is called "like a stone" when the rock is dried from its natural water content. On the contrary, it will change into "mud", while the water content increases much higher than the situation in original mudstone formation.

During shearing, an increase in cohesion and decrease in friction angle are observed with disaggregation (destructuring) associated with decreasing moisture content at failure (Chandler, 1967).

Figure 12 shows the stress-strain curves of two specimens of marl obtained from a block sample having a lower initial moisture content (wc=21%). The material at lower initial moisture content has higher stiffness and lower strain at failure than the material at wc=25-26%. However, irrespective of the initial moisture content, the specimens show abrupt post-peak re-ductions in strength, which are associated with the formation of single distinct slip planes.



UGRO

Figure 12: Stress-strain curves at constant p' of Corinth marl showing the influence of water content on behavior of Marls (Kavvadas et al, 2002)

#### 4.2 FACTORS INFLUENCING THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF WEAK ROCKS

#### 4.2.1 Weathering of rock mass

Weathering processes result in significant changes in the structure of the rock mass. Weathering processes such as stress relief and frost action and dissolution tend to bring about an increase in frequency of discontinuities through the development of new fractures and disintegration of the rock structure. These fractures are not as persistent as the primary discontinuities associated with diagenesis and tectonism. They are however particularly abundant near the ground surface where these weathering processes are most active. The general weathering profile for chalk is characterized by structureless chalk grading downwards into structured chalk with discontinuity frequency and aperture reducing with depth. Around the English Channel, weathering has been observed in chalk units at various offshore sites. As this unit is often sub-cropping, the chalk is weathered in the first meters. The thickness of this weathering zone is variable (typically from 4.5 m to 9.0 m).

The effect of weathering on strength and deformability has been investigated by Chandler, 1969. Unweathered (intact) weak rock tends to exhibit brittle failure at low strains, whereas the weathered material tends to exhibit plastic failure with a low elastic modulus. Deformation behaviour, ranges from brittle for intact rock to fully plastic for severely weathered material (figure 13).





# Figure 13 : influence of weathering on the mechanical behaviour of weak rock (after Chandler, 1969)

The process of weathering also tend to increase the permeability of weak rocks. High values of permeability are usually measured during insitu testing (CPTU, dewatering tests) on chalk mass. These values are usually greater (possibly up to several orders of magnitude) than those measured in the laboratory on chalk samples.



#### 4.2.2 Influence of discontinuities

It is common practice in rock mechanics to emphasize the role of discontinuities as the principal factor controlling the engineering behavior of rock masses. The compressibility characteristics of a rock mass involve the interaction of multiple discontinuities and intact rock. Compressibility of a loaded rock mass is affected by:

- the stiffness characteristics of the discontinuities present within the zone of influence of the applied load,
- the orientation of the discontinuities relative to the direction of the applied load,
- the confining pressure,
- the spacing of discontinuities relative to the size of the loaded area,
- the number of discontinuity sets present,
- the stress strain characteristics of the intact rock,
- the magnitude of the applied load.

The influence of discontinuities on the rock mass stiffness can be accounted for through the use of a rock mass factor (j), which is defined as the ratio of rock mass modulus to intact rock modulus =j

Hobbs, 1975 has proposed the following expression:

Where:

= Rock mass factor

- = Fracture frequency (the number of natural discontinuities per meter length of rock core/rock mass)
- = diameter of asperities
- = Number of asperities per unit area
- = Poisson's ratio

Poisson's ratio for chalk ranges between 0.18 and 0.27 (measured by Burland & Lord for Mundford Chalk)

for Gravina calcarenite (Aldo Evangelista & Luciano Picarelli, 1998)

An indication of the intensity of discontinuities within a rock mass can be obtained from the rock quality designation (RQD) and the fracture frequency. RQD represents the proportion of the borehole rock core comprising sticks of solid core in excess of 100 mm length, each stick being separated by a natural discontinuity. Weak rocks are on average of poor or very poor quality.

Hudson (1989) gives an approximate relation between RQD and fracture frequency ( ):

**Equation 2** 

Equation 1

The ratio of the compressive wave velocity as measured in the field (e.g. seismic refraction, borehole geophysical logging) and in the laboratory (Pundit measurements, bender elements) is also indicative of the intensity of discontinuities.

Comparative values relating Hobbs' rock mass factor j, RQD, fracture frequency and velocity index are reported on table 4 below.

# Table 4: Corresponding values between rock mass factor j, RQD, fracture frequency and velocity index

Quality R.Q.D.		Fracuture	Velocity index	Mass Factor j	
classification	%	frequency per	VF2/VL2		
		m			
Very poor	0-25	15	0-0.2	0.2	
Poor	25-50	15-8	0.2-0.4	0.2	
Fair	50-75	8-5	0.4-0.6	0.2-0.5	
Good	75-90	5-1	0.6-0.8	0.5-0.8	
Excellent	90-100	1	0.8-1.0	0.8-1.0	
VF the wave velocity in the field VL the velocity in the laboratory					



#### 5. PILE INSTALLATION TECHNIQUES IN WEAK ROCKS

This chapter includes two sections:

- a brief recalling of the types of foundations commonly used in the offshore renewable industry
- a description of pile installation techniques applicable in weak rocks.

The objective of this section is limited to (1) highlight installation risks and (2) outline the impact of the installation technique on the resulting soil-pile interactions.

#### 5.1 OFFSHORE WINDTURBINES FOUNDATIONS

The most common types of foundation used so far for offshore wind turbines are monopiles, gravity bases, and piles combined with jacket type or tripod sub-structures.

With the progressive increase of the water depth, piles may play an important role in future developments.





#### 5.1.1 Monopile foundation

The monopile foundation is a simple design by which the tower is supported by the monopile, either directly or through a transition piece, which is a transitional section between the tower and the monopile. The monopile continues down into the soil. The structure is made of cylindrical steel tubes. The diameter of the monopile is directly related to the diameter of the tower and tends to increase with the water depth and the power of the turbines. Diameters of 6 to 7m are not uncommon for the more recent development projects.



The pile penetration depth can be adjusted to suit the actual environmental and soil conditions. However due to the relatively modest axial force imposed by the turbine, the relative penetration remains limited (D/B < 6). The monopole foundation behaves essentially as a rigid body and the design is governed by the lateral stability and displacements (rotations) of the foundation A limiting condition of this type of support structure is its sensitivity to the overall deflection and vibration which may become critical in water depth in excess of say 35 meters.

#### 5.1.2 Gravity foundation

The gravity based foundation (GBF) is a concrete cylindrical/conical structure. It is a support structure held in place by its own gravity. Stability is optimized by adjusting the quantity of ballast in the structure. The base width can be adjusted to suit the actual soil conditions but the supporting soil must be competent enough to withstand the weight of the foundation and the cyclic action of the environmental forces. The interaction with the soil is complex and may require specific works like preparation of the seabed, installation of scour protection (possibly skirts), underbase grouting, etc...

## 5.1.3 Jacket foundation

A jacket foundation is a steel structure with four (or more) legs connected to each other with braces. Jackets are extensively used in the offshore oil and gas industry. Jackets are fixed to the seabed by means of piles which can be installed through the legs or inside vertical sleeve piles. Connection between piles and sleeve piles can be made by grouting or swaging.

Jacket piles are generally driven but can alternatively be drilled in grouted where driving can be precluded as may be the case in weak rocks.

Jacket piles are flexible pipe piles which are subjected to significant axial and lateral cyclic forces in their upper part. Piles are open ended steel pipes with diameters generally comprised between 1 and 2m

Jackets are increasingly seen as one of the standard foundation designs for offshore turbines in middepth waters (25-70 meters). It is noted that jackets are also commonly used as substructures for substations.

#### 5.1.4 Tripod foundation

A tripod is a three-leg structure made of cylindrical steel tubes. The central steel shaft of the tripod makes the transition to the wind turbine tower. The foundation is anchored into the seabed using steel pipe piles at each corner. The piles are installed through and connected to vertical pile sleeves. The base width and pile penetration depth can be adjusted to suit the actual environmental and soil conditions.

Design of pile foundations for tripods and jackets are similar in essence.



#### 5.2 PILE INSTALLATION METHODS IN WEAK ROCKS

#### 5.2.1 Pile installation by driving

The great majority of pile foundations used in the oil and gas industry are installed by driving. Driving is so far the basic installation methods for monopiles and piles used for the renewable industry, although significant adaptations have been required to install large diameter monopiles (figure 15).



#### Figure 15: Offshore pile driving process

Methods for calculating the axial and lateral response of driven piles in sands and clays are well documented in offshore standards (API RP2GEO, ISO 19904-1). Procedures for assessing the soil resistance to driving and predict pile drivability are available.

Experience has been gained with driving offshore piles in carbonate rocks, mainly in the weak to moderately weak calcarenites encountered in the Arabic Gulf and offshore Australia. Main problems were:

- the very low friction capacities resulting from driving in these highly compressible materials and,
- the risks of pile collapse resulting from extrusion buckling when driving through cemented layers.

Pile driving in chalk is also feasible but depends to a large extend on the grade of the chalk. In low to medium density chalk driving is easy due to chalk remolding and crushing of the structure. Correlatively the resulting friction capacity is very low and may improve only marginally with time. In high density chalk driving may be hard and resulting pile capacities are significant. The presence of flint bands may cause premature pile plugging and complicate the pile penetration process and the resulting pile interaction phenomena.





#### Figure 16: Idealised section through a driven pile in weak carbonate rock

Pile driving in the very to hard calcareous clays (marls) encountered in the Arabic Gulf has never caused particular problems. Friction capacities mobilized in calcareous clays are very similar to those mobilized in non-calcareous clays presenting equivalent stress history and shear strength.

Pile driving through moderately strong and thin layers of calcarenites or limestones has proved feasible (e.g. offshore West Africa). Methods to evaluate the soil resistance to driving through rock bands are available. Drastic procedures should be applied to avoid both:

- 1. compressive collapse of the pile: severe refusal criteria to limit steel fatigue; pile instrumentation to control stress level and stress amplification in the pile wall, and
- 2. extrusion buckling of the pile: the main parameter governing extrusion buckling is the diameter D to wall thickness t ratio: D/t.

Risks associated to pile buckling are commented in 5.2.5 herebelow.

#### 5.2.2 Drilled and grouted offshore piles

In the offshore practice, a drilled and grouted pile refers to a type of pile in which the pile is installed by drilling a hole below the sea floor, removing the drilling tool, lowering a steel pipe into the open hole, and grouting the annulus between the steel pipe and the soil (Figure 17).

Constructing drilled and grouted piles offshore is more expensive than installing piles by driven. This explains why drilled and grouted piles are only used when:

- driving is not feasible (too hard soil/rock);
- driving may result in very poor friction capacity at the soil-pile interface (calcarenites, coral, other compressible or collapsible formations)





Figure 17: Offshore drilled and grouted pile installation procedure

Procedures for assessing the axial capacity of drilled and grouted piles have been developed, which consider both the steel-grout and rock-grout bonding. However degradation of the interfaces by cyclic loading is not explicitly considered in these simplified approaches.

The roughness created by the drilling tool is expected to have a great influence on the maximum side resistance of piles. Such effects as quantified by Nam, 2004 must be considered when designing drilled and grouted piles.

# 5.2.3 Combined drill- drive technique

The drill-drive technique is a method whereby a steel tube is first driven by a conventional hammer to the maximum depth compatible with the integrity of the steel pipe (allowable driving stresses not exceeding; steel fatigue limited). Then a grab or reverse-circulation drill is used to remove the plug of soil/rock, which has formed inside the hollow pile section. Drilling is continued to a limited depth below the pile toe, after which the hammer is again used to drive the pile to its final foundation level or to the next level of pile refusal, where-after the drilling process is repeated.




# Figure 18: Redriving an offshore pile

In principle, removing the plug and drilling below the pile toe reduces the resistance to penetration by driving for the next phase at least by eliminated the skin friction inside the pile wall.

This technique may be considered as a remedial procedure in case of driving conditions harder than anticipated or as an alternative to the drilled and grouted pile technique.

Occasionally used as remedial procedure, the technique presents a number of drawbacks which make it extremely risky as an alternative procedure to the drilled and grouted pile technique:

- drilling equipment must be mobilized, just like for the drilled and grouted technique;
- skin friction resulting from the drill-drive process and mobilizable at the outside pile-rock interface is unpredictable unless extensive tests are carried out ;
- the risk of extrusion buckling when continuing driving in the predrilled section is dramatically increased (see figure 19).

#### 5.2.4 Drilling a Pilot – Hole

This is a method whereby, after an initial pile section is driven to refusal or to a maximum depth compatible with the integrity of the steel pipe (see 4.2.3), re-driving to a greater penetration is achieved after a pilot hole is drilled to a chosen depth below the pile tip. The pilot hole is drilled at a diameter smaller than the inside pipe diameter. The role of the pilot hole here is to release stresses in the rock mass, which in principle should decrease the resistance to driving.

The efficiency of the technique is uncertain and hardly predictable. The risk of extrusion buckling remains high due to the non-homogenous stress field in the rock below the pile tip.

#### 5.2.5 Risk of pile collapse in weak rocks

Pile structural damages associated to driving in weak rocks may have two different origins.

<u>Compression buckling</u>: when driving in competent rock, stresses generated by the hammer into the pile wall are amplified at the pile toe. Repeated high stress cycles cumulated near the pile toe cause a local fatigue of the pile steel and compressive collapse of the pile in its lower part may arise. Compressive stresses can be predicted by means of uniaxial stress wave analyses. Stresses in the pile can be measured by implementing pile driving instrumentation techniques and stress amplifications can be monitored.

**Extrusion buckling:** extrusion buckling results from a lateral instability of the pile wall under hoop stresses. A small default in the steel material or in the pile geometry may initiate a local deformation at a given depth which amplifies as the penetration continues to result in a partial or total closure of the internal dimensions (figure 19).



#### Figure 19: Extrusion buckling-idealised finite element sketch (Barbour & Erbrich, 1994)

Experience gained so far indicates that:

- piles with small D/t ratios (typically D/t < 40) are very resistant to extrusion buckling;
- piles with high D/t ratios (typically D/t > 60) are very sensitive to the risk of extrusion buckling when driven through competent layers of weak to moderately strong rocks. Dramatic case histories are reported (e.g. North Rankin or Goodwyn platforms offshore Australia but also numerous jacket piles on the continental shelf offshore West Africa).

The higher the ratio (D/t), the more likely the pile is prone to structural deformation.

The risk of extrusion buckling is difficult to quantify. The initiating mechanism of local buckling may be described (Bhattacharya et al, 2005). A key risk during pile driving is the potential for any initial imperfections in the structural geometry to grow as the pile is installed into the soil, where the soil has



a higher stiffness than the elastic stiffness of the pile itself, as discussed in Erbrich et al. (2011) and Barbour and Erbrich (1994).

Extrusion buckling can be initiated by small local damages to the pile tip which can arise from handling and installation processes.

Such damages may occur during:

- i. Lifting and handling on deck: Generally the lifting process is checked for the global bending of pile, but pile tip damage can occur due to concentrated lateral and axial loads acting at the pile tip from the self-weight of the pile. More details about the lateral and axial loads from the self-weight of the pile are discussed in next section.
- ii. Lowering of pile into a pile sleeve: Impact between pile and pile sleeve during the initial pile lowering process can cause lateral buckling of the pile tip. This can be avoided using a slow and controlled pile lowering process.
- iii. Pile in pile sleeve: Pile damage can occur from forces between the pile and the pile sleeve. These forces can result from out-of-verticality of the pile, hammer weight and wave/current loading on the piles whilst in the pile sleeve.
- iv. Obstruction within the soil: The pile tip damage can occur if the pile hits an obstruction such as a boulder during pile installation.
- v. Hard or cemented soil layer: Pile tip damage can occur during the pile installation into hard/cemented soil layers, especially if the pile is battered and/or the soil layer is not horizontal or non homogeneous in resistance.
- vi. Pile tip configuration: An external chamfer at the pile tip tends to force the soil beneath the pile wall to the outside of the pile during pile installation which increases stresses at the pile tip compared to a straight ended pile. This effect is exacerbated in hard/cemented soils.

Whether local buckling would propagate and cause complete collapse of the pile during driving could be determined from the Aldridge et al, 2005 method. This method, based on theories of lateral deflection developed by Roark & Young, 1975 and Poulos & Davis, 1974, involves the calculation of the maximum pile slenderness ratio (D/t) using pile and soil stiffness parameters to avoid propagation of local buckling (Equation 3).

$$\left(\frac{D}{t}\right) < \left(\frac{4.5(1 - v^{2}_{soil})E_{pile}}{(1 - v^{2}_{pile})E_{soil}}\right)^{1/3}$$

**Equation 3** 

Where;

- D/t = Pile slenderness ratio
- D = Outer diameter of the pile
- t = Wall thickness of the pile
- $v_{\text{soil}}$  = Poisson's ratio of soil
- E<sub>soil</sub> = Young's modulus of soil
- v<sub>pile</sub> = Poisson's ratio of the pile
- E<sub>pile</sub> = Young's modulus of the pile



Development of extrusion buckling can be described by finite element analyses (Erbrich et al, 2011) but this remains so far a difficult and cumbersome exercise. A numerical procedure exists (Barbour and Erbrich, 1994) which has been already applied to backanalyse extrusion failure cases. An example of pile deformation by extrusion buckling is shown on Figure 19.

Large diameter monopiles have very high D/t ratios (typically close to 100) and are obviously exposed to excessive deformations by extrusion buckling. This risk is particularly exacerbated when driving these structures in competent rock layers.



#### 6. AXIAL PILE DESIGN METHODS IN WEAK CARBONATE ROCKS

This chapter presents a brief state of the art of axial pile design methods in weak rocks which could be applicable under certain conditions and with certain limitations to the design of offshore piles and monopiles.

These methods do not consider explicitly the effect of cyclic loads. These aspects are considered at the end of the chapter.

#### 6.1 STATIC CAPACITY

The axial capacity of a pile subjected to static loading is the sum of the shaft ( $Q_s$ ) and base ( $Q_p$ ) resistance mobilized by the pile at the pile wall and tip respectively (Equation 4). The mobilization of the axial capacity is illustrated in figure 20.



Figure 20: Mobilisation of static capacity for an axially loaded pile



**Equation 4** 

With f<sub>s</sub>: unit shaft resistance q<sub>p</sub>: unit end bearing A<sub>s</sub>: shaft area A<sub>p</sub>: base area

The base resistance is usually evaluated from correlations drawn from cone resistances,  $q_c$ , and unconfined compressive strengths, UCS, of the rock (Williams et al, 1980; Rowe & Armitage, 1987). However, measurements of load developments with relative movements between pile and rock (Williams et al, 1980) have shown that, at relatively low movements, a maximum shear stress is reached along the pile-rock interface, whereas the maximum tip resistance is not mobilized. For very long piles, the ultimate axial capacity will be mainly governed by the shaft resistance.

#### 6.1.1 Shaft resistance for driven piles

Driving loads applied by a driving hammer on steel pipe piles are transferred to the rock-shaft interface and under the pile wall annulus in the form of cyclic shear stresses. These stresses crush the rock into a granular material.



#### Figure 21: Mobilization of shaft friction in driven piles

In highly compressible materials – like very weak to weak calcarenites or low to medium density chalks – the steel - soil interface is governed by the frictional properties of the crushed material and by the value of the horizontal stress resulting from the driving process (Figure 21). The resulting skin friction is expressed by equation 5.

#### **Equation 5**

Where:

: constant volume (residual) interface friction angle of crushed material



K: coefficient of lateral earth pressure after driving and potential set up

: effective vertical pressure

The residual interface friction angle can be measured from interface ring shear tests. values are typically in the range 20-35° (Nauroy et al, 1985; Data et al, 1980)

In highly compressive materials, very to extremely low K values result from the driving process. This explains the very low friction values observed as set up is normally not present. In chalks some set up can occasionally develop.

In more competent rocks where high driving resistances are mobilized (high density chalks, limestones) interface contact conditions may be more complex and combine steel-rock and steel – residual material conditions. However when subjected to axial loading, the steel – rock interface undergoes a shearing mechanism similar to the shearing behaviour of rock joints. During the initial phase of shearing, shear stresses are sustained by the strength of the rock asperities on the interface. As the shear stress increases, the asperities crush again into a granular material producing a residual friction behavior. Finally, interface friction may be expressed by equation 5 but with the major difference that very high K values may exist. These K values are highly unpredictable. Pile load tests on piles driven into comptetent rocks are scarce and indicate very large ranges of average frictions along the pile shaft (from 160kPa to more that 400 kPa; Settgast, 1980)

Methods for assessing the frictional capacity of driven steel piles in weak carbonate rocks are listed below:

- Argema, 1992 method for piles in weak calcarenites
- Vijayvergiya and Focht, 1972 for piles in chalk
- Lord et al., 2002 for piles in chalk CIRIA recommendations
- French design standard method (NF 94-262)

#### 6.1.1.1 Argema method for piles in weak calcarenites

This method considers the influence of material compressibility on lateral skin friction and tip resistance. The lateral skin friction is calculated as:

#### **Equation 6**

#### Where:

K = coefficient of lateral earth pressure

- = vertical effective stresses due to the weight of soil
- $\delta$  = interface friction angle

f<sub>lim</sub> = limit skin friction

Experiments by Argema (Nauroy et le Tirant, 1983) had shown that values of K and  $f_{lim}$  depend on compressibility and type of pile [open or close ended] (Table 5).

The limit compressibility index Cpl referred to in Table below is obtained from oedometer tests on samples.



 Table 5: Recommended skin friction limits for driven piles in weak compressible calcarenites

 (ARGEMA)

	Limit skin friction (kPa)			
Limit compressibility index C <sub>pl</sub>	Driven open-ended piles, without plug formation	Driven closed- or open- ended piles with plug formation		
< 0.02	100	120		
0.02 to 0.03	50	100		
0.03 to 0.04	20	50		
0.04 to 0.05	. 10	50		
0.05 to 0.1	5	20		
0.1 to 0.2	0	10		
0.2 to 0.3	0	5		
0.3 to 0.5	0	2		
> 0.5	0	0		

Values recommended by ARGEMA for  $f_{tim}$  (in kPa)

#### 6.1.1.2 Vijayvergiya and Focht, 1972 method for piles in chalk

The method proposed by Vijayvergiya and Focht is a semi-effective stress method for assessing pile capacity in chalk. The skin frictional capacity Q<sub>s</sub> along the shaft is determined as follows:

#### **Equation 7**

Where:

 $A_s$  = embedded surface area of the pile

 $C_m$  = mean undrained shear strength of the chalk along the embedded pile length

- = mean effective vertical stress along the embedded length
- = A non-dimensional friction coefficient depending on pile penetration

This method was applied to the design of long offshore jacket piles installed offshore the east coast of UK (Camelot, Guinevere fields)

#### 6.1.1.3 Lord and al, 2002 method recommended by CIRIA for chalks

This method suggests the use of an effective stress method analysis (as already proposed by Twine, 1990)

Equation 8

Where

- K = coefficient of lateral earth pressure
  - = vertical effective stress
  - = effective angle of interface friction

Hobbs and Healy, 1979 recommend a K value of 0.8 to be applied in conjunction with a value of 20<sup>°</sup> (related to an SPT N value of 25) for medium density chalk.

Carrington et al, 2011, points out that typically measured values in North Sea chalks indicated an average value of about  $25 - 30^{\circ}$ .

CIRIA, 2002 recommend that values of unit skin frictions are limited to 20 KPa for low to medium density chalk and 120 KPa for high density chalk. No recommendation is provided for intermediate cases, which makes practical design often difficult.

**Carrington et al, 2011** suggested that unit skin friction limits could be defined from results of ring shear tests and direct simple shear (DSS) tests as follows:

Where:

= effective angle of interface friction from steel-chalk ring shear tests

=effective angle of internal friction from ring shear tests

= undrained shear strength (from DSS)

#### 6.1.1.4 French design standards (NF P 94-262)

The design method recommended in these standards enables the determination of shaft resistance for piles installed in weak rock like marl, marl limestone, chalk and weathered or fragmented rocks amongst other soil types. The design method requires the use of either the "limit pressure" or "resistance to penetration" derived from Pressuremeter and Penetrometer tests respectively.

#### **Equation 10**

Where:

- R(z) is either or depending on the test method used (pressuremeter or penetrometer) is the limit pressure at depth z
  - is the resistance to penetration at depth z
  - is a non-dimensional parameter which depends on both the pile and soil type
  - is a function which depends on soil type and value of R

#### **Equation 11**

The parameters a, b, and c should be extracted from Table 6 (NF P 94-262):



Equation 9

Soil type/p	arameter	Clay	Chalk	Marl and Marl limestone	Weathered or Fragmented rock
а	Pressuremeter	0.003	0.007	0.008	0.01
-	Penetrometer	0.1	0.1	0.1	0.1
b	Pressuremeter	0.04	0.07	0.08	0.08
	Penetrometer	0.0018	0.0015	0.0015	0.0015
с	Pressuremeter	3.5	1.3	3	3
	Penetrometer	0.4	0.25	0.25	0.25

# Table 6: Skin friction parameters according to French design standards (NF P 94-262)

For open - ended driven steel piles and for different types of soil, the French standards prescribe the use of the values listed in Table 7.

 $q_s$  values shall not exceed limit values as indicated in Table 7 :

# Table 7: Parameterand unit skin friction limits for calculating skin friction for openended driven piles according to French design standards (NF P 94-262)

Soil	type	Clay	Chalk	Marl and Marl Limestone	Weathered or Fragmented rock
	Pressuremeter	1.2	0.5	1	1
	Penetrometer	0.60	0.25	0.95	0.95
	(KPa)	90	50	90	90



#### 6.1.2 Shaft resistance for offshore drilled and grouted piles

In offshore practice, grouted piles are constructed in the form of "drilled and grouted piles". The construction process involves inserting a steel pipe into a pre-drilled bore-hole and grouting the pipe-rock annulus with cement grout.

The ultimate shaft resistance that can be developed for grouted piles in rock depends on the strength of the steel-to-grout interface or the strength of rock-to-grout interface and is limited by the weakest of the two.



Figure 22: Idealised section through a drilled and grouted pile

Determination of steel-to-grout interface strength is not well documented. API recommended practice 2A-WSD (Figure 23) shows a scater in measured bond strengths when plotted against cube compressive strength of grouted tubular joints and suggest a very conservative design value. This makes it difficult to evaluate with certainty this component of bond strength.



UGRO

Figure 23: Measured steel to grout bond strength vs. cube compressive strength (API Recommended Practice 2A-WSD)

For drilled and grouted piles in weak carbonate rocks, the steel-grout interface bond can be assumed to be stronger than the rock-grout bond; consequently, the axial shaft resistance is controlled by the rock-grout interface strength.

The failure mechanism of the rock-grout interface is similar to the shearing behaviour discussed for a rock joint. At failure, carbonate rocks generally exhibit a brittle post peak behaviour and a reduction in strength due to crushing whereas other weak rocks such as claystone are prone to dilate at failure and may not exhibit strength reduction or brittle behavior.

# 6.1.2.1 Shearing Mechanism along rock-grout interfaces

In drilled and grouted piles, the interface between the grout and surrounding rock will be significantly rough and this roughness will play a major part in the shear load transfer. This phenomenon is similar to that occurring in rock sockets as illustrated in Figure 24. When a pile is loaded, the initial transfer of shaft load through shear stresses on the interface may be described as an elastic process. Relative vertical movement of the pile and rock will require radial movement at the interface. If the interface were formed by regular asperities of triangular section, the link between vertical and radial movement would be controlled by an angle of dilation (). Radial movements would be resisted by the stiffness of the surrounding rock, leading to increase in normal (radial) stress on the interface with consequent effect on the development of shearing resistance. As deformation continues, the normal stresses between the interface asperities will increase until eventually they shear. Failure is accompanied by a reduction in volume which compensates the dilation effect. As such, the shearing mechanism can be modeled with constant volume boundary conditions.





# Figure 24: Idealized displacement behavior of a drilled pile in rock (after Johnston and Lam, 1989)

The following methods to assess shaft friction resistance of grouted piles in weak rocks are discussed below:

- Abbs and Needham, 1985 method for calcarenites
- Fragio et al. 1995 method for weak,rocks
- Lord et al., 2002 CIRIA method for chalks
- French design standard method (NF 94-262)

#### a) Abbs and Needham, 1985 method for weak carbonate rocks

The method is proposed for moderately to well-cemented calcarenite where it is meaningful to consider unconfined compression strength. This method suggests a correlation of skin friction and unconfined compressive strength, , which varies linearly through for unconfined compressive strength of 1MPa and a limiting value of for greater than or equal to 3 MPa. The relationship is expressed in the form of equation 12.

**Equation 12** 

Where:

- = Unconfined compressive strength of rock
- = bond strength between rock and grout
- b = constant typically 0.2 to 0.3 acounts for borehole roughness

A comparison of the relationship proposed by Abbs & Needham to the findings of some researchers on other types of weak rock is illustrated on Figure 25.



Unconfined compressive strength ( $\sigma_c$ ) MPa



Table 8: Correlations between	and	proposed by various	authors	(after	Whitworth	and
Turner, 1989)						

Pile design method	Formula for ultimate unit shaft resistance based		
	uniaxial compressive strength in MPa		
1.Rosenberg and Journeaux (1976)	0.375		
2. Horvath (1978)	0.33		
3. Horvath and Kenney (1979)	0.2 - 0.25		
4. Meigh and Wolski (1979)	0.22		
5. Williams and Pells (1981)			
6. Rowe and Armitage (1987)	0.45		

# b) Fragio et al, 1985. For other weak rocks

During failure, the rock-grout interface strength derives mainly from friction and high radial stresses developed due to dilation of the rock-grout joint. Fragio et al, 1985 suggested that the ultimate rock-grout interface resistance for long grouted piles in such weak rock be evaluated using the Williams & Pells, 1981 design method. In this method, the ultimate shaft resistance is derived from equation 13:

**Equation 13** 

UGRO



Where (adhesion factor) and (side resistance reduction factor) are empirical constants and depend on the unconfined compressive strength of the rock ( ) and the ratio of mass to intact rock modulus ( ) respectively.

The adhesion factor, is determined as a function of rock strength, from Figure 26



Figure 26: Adhesion factor as a function of rock strength (after Williams et al, 1980)

While the side resistance reduction factor, , can be determined from the ratio of stiffness of rock mass and intact rock as in figure 27:





Figure 27: Side resistance reduction factor reflecting ratio of stiffness of rock mass and intact rock (after Williams et al, 1980)

# c) CIRIA, 2002 recommendations for bored concrete piles in chalk:

Limiting skin friction values for bored piles in chalk are generally derived from the work of Hobbs and Healy, 1979 and are given by:

#### Equation 14

Where is atmospheric pressure

For low and medium density chalk Lord et al, 2002 (CIRIA) recommends that ultimate unit shaft friction be determined as a function of vertical effective stress ( ) of the chalk.

**Equation 15** 

For high density Grade A chalk the ultimate unit friction is calculated with respect to the uniaxial crushing strength of chalk ( )

**Equation 16** 



#### d) French Design Standards – NF P 94-262

The French standards (NF P 94-262) present design recommendations for drilled piles based on data obtained from pressuremeter and penetrometer tests. The same parameters (a, b and c) presented for driven piles are applicable. However, the coefficient, and the limit unit shaft friction prescribed for drilled piles are obtained from table below:

# Table 9: Parameterand unit skin friction limits for calculating skin friction for drilledand grouted piles according to French design standards (NF P 94-262)

Soil t	ype	Clay	Chalk	Marl and Marl Limestone	Weathered or Fragmented rock
	Pressuremet er	1.1	1.8	1.5	1.6
	Penetrometer	0.55	0.80	1.40	1.50
()	KPa)	90	200	170	200

Calculated qs values shall not exceed limit values presented in Table 9

#### 6.1.3 Comparing shaft frictions for driven piles with those for drilled and grouted piles

By comparing the limit skin friction values recommended by the French standards (NF P 94-262) for both driven piles and drilled and grouted piles in weak carbonate rocks, it can be observed that skin friction limits in drilled and grouted piles in chalk are typically 4 times greater when compared to driven piles in the same rock. Likewise, in marl, marl limestone and weathered or fragmented rocks, these values are more than 2 times higher for drilled and grouted piles.

The results of loading tests on artificial calcarenites (Joer and Randolph, 1983) as presented on Figure 28 (a and b) show that shaft friction of grouted piles were found to be 5 times greater than values obtained from driven piles in the same material.





Results of sleeve test on piles installed in samples T200 and T400 (pullout test)

# Figure 28a: Shaft friction from driven piles in artificial calcarenite (Joer and Randolph, 1983)



Results of loading tests on grouted piles installed in samples T200 and T400

Figure 28b: Shaft friction of grouted piles in calcarenite (Joer and Randolph, 1983)

#### 6.1.4 Corellating shaft resistance for grouted piles with cone resistances

Attempts have been made to correlate peak skin friction values mobilized by drilled and grouted piles in weak to moderately weak calcarenites with cone resistance, (Randolph, 1988 after Hyden et al, 1988). Although cone data are generally readily available, a scatter is generally observed in the correlation due to fluctuations in measured cone resistance in variably cemented calcareous soils. Hyden et al, 1988 account for this variation by considering ranges of either minimum cone resistance or maximum cone resistance.

For maximum cone resistance values:

For minimum cone resistance values:

Equation 17(a)

Equation 17(b)

Randolph et al, 1996 related peak shaft resistance to cone resistance based on the correlations of Figure 29. The average trend is expressed as:

#### Equation 18

With upper and lower bounds having coefficients of 0.05 and 0.3 (upper) and 0.01 and 0.13 (lower) respectively.

This design approach relating shaft friction to cone resistance is supported by the tendency for dilation in grouted piles since cone resistance is a measure of the bearing resistance which would ultimately limit dilation.





Figure 29: Correlation of shaft friction with cone resistance for grouted piles in calcarenite (Randolph et al, 1996)

#### 6.1.5 Unit end bearing

Existing design methods show a large variation in unit base resistance for weak rocks. The unit base resistance is usually evaluated from correlations with either CPT cone resistances, or unconfined compressive strengths, of the rock.

William and al, 1980 suggest ultimate unit base resistances of

#### Equation 19(a)

ŪGRO

Rowe and Armitage, 1987 suggest a maximum unit base resistance of

#### Equation 19(b)

Lord et al, 2002 (CIRIA) recommends determination of unit base resistance for chalk, base on CPT cone resistance, :

# Equation 19(c)

The french design standards NF P 94-262 recommends the evaluation of the unit end bearing from:

#### Equation 19(d)



Where:

- : Pressiometric bearing factor (varies from 1 to 2.35 depending on rock type and pile category)
- : Equivalent limit pressure
- : Total vertical stress

#### 6.2 RESPONSE TO CYCLIC AXIAL LOADING

Carbonate materials frequently exhibit high peak friction values. Typical values of friction angles lie between 35° and 50° (Randolph, 1988). When subjected to few cycles of shear, the friction and radial stresses frequently fall to low residual values due to the compressibility of carbonate rocks. Specific attention should be given to cyclic degradation of pile capacity in carbonate materials. The effects of cyclic degradation are more severe for long, flexible piles due to the concentration of load transfer in the upper part of the pile.



Figure 30: Cyclic Degradation in axial Capacity

#### 6.2.1 Cyclic degradation for driven piles in chalk:

For driven piles in chalk, cyclic degradation of chalk-pile interface can be evaluated from the cyclic behavior of the "already" remolded chalk material. It is assumed that the driving process must have crushed the chalk into remolded "putty". The remolded putty exists as a silt-and clay-size granular material (Lord et al, 2002 – CIRIA). The cyclic degradation in strength properties of the remolded chalk can be determined from results obtained from CSS tests. A degradation ratio can be expressed as below (Einav and Randolph, 2005).

#### Equation 20

Where:

and are the undrained shear strengths of remolded material after and before cyclic loading respectively.

is the strength ratio of remolded chalk



#### 6.2.2 Cyclic degradation for driven piles in other weak rocks

We are not aware of any experimental evidence which could serve to analyzing, understanding and ultimately quantifying potential friction degradation along piles driven into competent rock. Moreover as assessing the static capacity of driven piles in such materials is a very uncertain

exercise, attempting to evaluate the effect of cyclic loading may appear illusory.

#### 6.2.3 Cyclic degradation for grouted piles in chalks

Whereas it is well establish that remoulded chalk characterizes the interface material after driving, the nature of the interface between grout and intact chalk is difficult to assess for drilled and grouted piles. Information on how and whether the grout can penetrate the chalk matrix and form a rock-grout mixture is unknown.

As a first approach it may be argued that cyclic degradation along grouted piles in chalk can be quantified by performing cyclic simple shear (CSS) tests on the intact material.

#### 6.2.4 Cyclic degradation for grouted piles in weak rocks

Model grouted pile tests in calcarenite (Jewell and Randolph, 1988; Poulos and Lee, 1988) show that the residual capacity of such piles may be reduced to as low as 5-10% of the peak when subjected to sufficiently damaging cyclic loading (Figure 31). The result of figure 31 is consistent with degradation factors presented by Poulos and Lee, with values as low as 0.05 for inserts which have been subjected to 100 displacement cycles of ±2mm.



#### Figure 31: Result of model grouted pile test in calcarenite (from Jewell and Randolph, 1988)

Figures 32 and 33 from Randolph et al, 1996 shows the results of cyclic rod shear test on calcarenite and a suggested cyclic stability(S-N) diagram for calcareous soils.





Figure 32: Monotonic and cyclic rod shear test on calcarenite.



Figure 33: Cyclic stability (S-N) diagram for calcareous soil



#### 7. LATERAL PILE DESIGN METHODS IN WEAK CARBONATE ROCKS

This chapter presents a brief state of the art of lateral pile design methods in weak rocks which could be applicable under certain conditions and with certain limitations to the design of offshore piles and monopiles.

Some of these methods consider the effect of cyclic loads.

#### 7.1 MONOTONIC LOADING

Unconfined compressive tests on weak carbonate rocks (e.g. Abbs, 1983) show that most of these rocks encounter a brittle failure at less than 1% strain. For low strength conditions, the behavior of these materials is controlled by the inter-particle cementation and by the deformability of the rock mass. At larger strains, the inter-particle bonding breaks down and it may be expected that the strain/stress properties would be controlled by the frictional properties of the material (residual friction).

#### 7.1.1 Laterally loaded driven piles in Chalk

Recent studies and experience with driven piles in chalk has shown that the driving process in chalk crushes the chalk along the pile shaft leaving it in a remolded state. The pile-chalk reaction to lateral loading will therefore depend on the behaviour of the remolded material around the pile interface. Far away from the remolded zone, the chalk may exist in a theoretically structured intact or structured fractured state. Due to the existence of both remolded and structured zones, the load – deflection behaviour of the pile is a composite of the behaviour of the remoulded and structured rock. . Determination of the lateral resistance in the remoulded chalk should therefore take into account the deflection of the remoulded zone plus the intact or fractured zone (Lord et al., 2002)). Standard p-y curves are no longer applicable in this case.



# Figure 34: Chalk-pile interface model for perform small displacement driven piles. Lord et al., 2002

Fugro has internally developed a design method which combines the approach developed by Reese, 1997 and the compression of the remolded layer to model the composite behaviour of the remoulded

and structured chalk. In this method, the overall load-deflection behaviour is represented by modeling two p-y springs in series as the lateral pressure (p) is assumed to be transferred directly from the pile, through the remoulded zone and into the structured chalk.

The basic principle of the method is shown in Figure 35. The details of the method are unpublished and remain confidential. It has been recently applied in the design of offshore monopiles in chalk.



# Figure 35: Conceptual graphic of chalk-pile composite load deflection model (Fugro internal report 2012)

If the chalk is identified as structureless (Grade D) chalk, its behavior when subjected to lateral loading would be identical to that of clay It is appropriate to generate p-y springs for this chalk using a modified version of the Matlock (1970) method for stiff clay (API, 2007). The input parameters for this method are undrained shear strength ( ) and the strain at 50% of the peak stress in triaxial tests ( ).

#### 7.1.2 Laterally loaded drilled and grouted piles in weak rocks

**Abbs, 1983** presented an analytical procedure for lateral pile analysis in weak carbonate rocks. In this procedure, the lateral response of pile to initial loading is calculated from "Intact rock" resistance curves. These curves are calculated from the basis of unconfined compressive strength and the elastic modulus of the rock using the calculation procedure for stiff clay proposed by Reese et al, 1975. The use of the intact rock resistance curves to calculate the lateral response to initial loading assumes that the deformation behavior of the carbonate rock is essentially elastic in this range. Once this point is passed, inter-particle bonding is assumed to be destroyed and the resistance is assumed to be represented by the "residual frictional resistance" curve. Frictional resistance curves are therefore used for rock strata in which the calculated displacement has exceeded the peak value on the intact rock resistance curve. The residual curve can be taken from API RP2A recommendations for sands.





Pile displacement Y (mm)

#### Figure 36: Make - up Hybrid p-y curves for brittle carbonate rock (Abbs, 1983)

With the resulting load-deflection curve, non-linearity will be very remarkable at shallow depth due to the sudden drop in p-y curves from the peak rock curve to the residual curve. Once failure is reached at the surface, the rock loses strength and the pile becomes cantilevered from the point where intact rock resistance still exists. A wave front of rock failure moves down the pile at constant applied load. This may result to an unstable behavior of the rock with dramatic effects on the bending moments and stresses in the pile. In his analysis of weak carbonate rocks on offshore platforms in the Middle East, Abbs remarked that failure of the rock does not only result in gradually increasing movements but may result in large over-stresses of the pile. The effects of rock failure due to lateral loading may also have significant repercussions on the axial capacity of the pile. This is because after crushing, the rock grout bond is destroyed and axial capacity in the failed zone will depend on simple friction.

**Fragio et al, 1985** presented results of onshore lateral pile load tests for tubular steel piles drilled and grouted into soft to medium hard calcareous claystone and their applicability in offshore pile design. In their lateral pile load tests, a crushed wedge of rock was observed around the test piles. The lateral resistance was considered to reduce to a residual strength after sufficient deformation. Their lateral load test results suggested a full reduction in lateral resistance (to 0.1P<sub>u</sub>) occurring at the surface (see Figure 40).

**Reese, 1997** suggested a p-y method for analyzing the behaviour of laterally loaded single piles in weak rock. This method assumes that fracturing will occur at the surface of the rock under small deflections. To account for this fracturing, the compressive strength of intact specimens is reduced by multiplication with a strength reduction factor . The concepts underlying this method are established with the basis that the behaviour of the rock will be strongly influenced by the secondary structure of the rock related to joints, cracks, inclusions, fractures and other zones of weakness. These effects are represented in the rock modulus.





Figure 37: Sketch of p-y curve for rock according to Reese, 1997

The p-y curve developed by Reese for weak rocks comprises 3 branches: The 1<sup>st</sup> portion of the curve shows a purely elastic behaviour representing very low deflections that are observed during initial loading. As seen on the graph, small lateral deflections of piles in weak rock can result in resistances of large magnitudes. The initial slope  $K_{ir}$  of the curve is obtained by correlation with the rock modulus  $E_{ir}$ . The rock modulus can be taken from the initial slope of a pressuremeter curve. Alternatively, the results of compressive tests of intact rock specimens may be used to obtain values of  $E_{ir}$  (Horvath and Kenney, 1979; Bieniawski, 1984). The second portion of the curve represents the occurrence of yielding. Yielding occurs for values of deflection greater than  $y_A$ . This represents the beginning of fracturing of the rock (this does not represent failure). The prediction of the ultimate resistance  $P_{ur}$  is only necessary to represent non-linear behavior of the rock as this resistance would rarely be reached.

**Novello, 1999,** By considering lateral loading to be analogous to a cylindrical expansion of the surrounding soil mass, Novello incorporated results of in-situ measurements of cavity expansion in the soil in p-y formulations for calcareous sediments. In this approach, he further considered that the limiting plastic stress during spherical cavity expansion in the soil could be expressed by cone tip resistance,  $q_c$  measured in a cone penetration test. The  $q_c$  value is the most widely used measure of relative strength in offshore investigations and is well suited to express a static p-y criteria. Novello expressed the p-y criteria for calcareous sediments in terms of cone tip resistance,  $q_c$  measured in a cone penetration sediments in terms of cone tip resistance,  $q_c$  measured in a cone penetration sediments in terms of cone tip resistance,  $q_c$  measured in a cone penetration sediments in terms of cone tip resistance.

#### Equation 21

#### Where:

is the local soil resistance expressed as a force per unit length;

D is the pile outer diameter

is the effective overburden stress

is the cone tip resistance

is the local pile lateral displacement

is an exponent expressing the relative importance of over



is an exponent which indicates the non-linearity of the soil stress-strain relationship is a material constant

is the limiting plastic stress

The coefficient n varies between 0.5 for normally consolidated materials and 0.25 for overconsolidated materials (Novello, 1999 after Fleming et al, 1992) while m values are expected to range from 0.25 and 0.67 (after Reese & Welch, 1975; Matlock, 1970, Williams et al, 1988 and Wesselink et al, 1988). Wesselink et al, 1988 and Williams et al, 1988 respectively analysed CPT profiles measured in centrifuge and backfilled test pits in calcareous sand and derived best fit values of b=2, n= 0.33 and m= 0.5 for pile load tests where loading achieved maximum displacements of 25%.

A comparison of the p-y response predicted with Novello's equation with the results measured in the centrifuge pile load test by Wesselink et al, 1988 and from model pile test by Williams et al 1988 seems reasonable as shown by the following diagrams.



Figure 38a: Comparison between Wesselink et al, 1988 lateral pile test and p-y analysis using equation 21





Figure 38b: Comparison between Williams et al, 1988 lateral pile test and p-y analysis using equation 21

**Erbrich, 2004,** developed a new design method termed the CHIPPER method for assessing the behaviour of laterally loaded anchor piles in soft rock. The model is essentially a cohesive – compressible model and the ultimate capacity is solely determined from the cohesive strength taking no account of frictional components. The method is based on a p-y curve approach. The form of the p-y curves are developed from finite element analysis of typical anchor piles using a nonlinear constitutive model that accounts for different levels of compressibility and shear strength. The model is calibrated with results from centrifuge model tests on calcarenite samples.

The pre-peak p-y response is defined in this method using a twin hyperbolic p-y model. The first hyperbolic section is defined using the intact stiffness properties of the rock. The second hyperbolic section uses a reduced stiffness reflecting the behavior once the yield pressure of the rock is reached. For applied pressures in excess of the yield pressure, the overall p-y response is obtained by linear interpolation between the two hyperbolic curves.

A chipping model is assumed for depths where wedge failures are likely to occur. At these depths, the model assumes that successive chips break away leading to a residual capacity over the chipped depth. But the response is assumed to be ductile and do not decay below the peak value.

Whether chipping actually propagates is finally determined by another condition - the lateral displacement must exceed the chipping displacement distance. This is generally defined as the displacement at which 85% to 90% of the ultimate capacity is mobilised (the p-y model used requires infinite displacement to mobilise 100% of the ultimate capacity). Where this displacement is not exceeded the pre-peak p-y curve is used to define the response.

The post-peak residual response in the chipped zone is defined in this method using modified p-y models developed by Dyson & Randolph, 2001 for un-cemented calcareous sands. The lateral capacity is determined as a function of CPT resistance and the effective unit weight.





Successive chipping at rock surface

Comparison of CHIPPER and Abbs Method

UGRO

Figure 39: Chipper model

#### 7.2 CYCLIC LOADING

#### 7.2.1 Laterally loaded driven piles in chalk

No conventional design method exists for assessing the cyclic behaviour of laterally loaded piles in chalk. Design methods presented in CIRIA are only applicable for static analysis in chalk. However; an empirical method has been developed by Fugro to describe the cyclic response of chalk to lateral loading. This model makes use of results from cyclic simple shear (CSS) tests carried out on chalk samples under constant volume conditions. The application of lateral cyclic stresses during CSS tests on chalk resulted to increases in excess pore-water pressure (change in effective normal stress) and cyclic shear strain, which were both observed to grow progressively as cyclic loading continued. These pore pressure increases were related to the level of degradation occurring in soil stiffness through consideration of a generalized soil cyclic response model following the form proposed by Finn et al, 1977 and summarized by Matasovic & Vucetic, 1993 for cyclic effective stress analysis. The empirical cyclic degradation model is based on the increases in excess pore pressure ratio developing during constant volume cyclic loading in a direct simple shear apparatus. The cyclic behavior of the soil is then analyzed by relating changes in applied cyclic stress to subsequent variations in the shear strains and excess pore-water pressures induced. A simplified failure model may be defined for the remoulded and intact chalk samples by relating:

- Cyclic stress ratio (
- Number of cycles applied (N)

To:

- Cyclic shear strain ( )
- Generated excess pore-water pressure ratio (

)



#### 7.2.2 Laterally loaded drilled and grouted piles in weak rocks

#### Abbs, 1983

In his method for lateral pile analysis in weak carbonate rocks, Abbs, 1983 accounted for cyclic loading with the use of intact resistance curves and residual frictional resistance curves. The intact resistance curves used for initial loading in the static case are also used to evaluate subsequent cyclic loading effects provided that calculated deflections under cyclic load do not exceed the deflection at the point corresponding to the peak stress. If the cyclic deflections exceed the peak value, the residual frictional resistance p-y curves are used. These curves are calculated using the procedures for sand (cyclic case) published by Reese et al, 1974. These curves reflect the reduction in friction angle due to particle crushing in carbonate rocks.

**Fragio et al, 1985** equally accounted for cyclic degradation in the development of p-y curves for drilled and grouted piles in calcareous claystone. The general characteristics for the p-y curves used for his analysis show a brittle (strain softening) behaviour near the surface where a wedge failure is likely to occur. Small deflections are represented by an elastic behaviour until the peak resistance is reached. The slope of the elastic region is defined by an appropriate subgrade modulus. The curve shows: a peak lateral resistance which increases with depth up to a certain critical depth from where it remains constant. This lateral resistance is a function of the rock mass shear strength. Then a plastic region where the peak resistance is maintained, followed by a brittle (strain softening) behaviour near the surface where a wedge failure is likely to occur, and at the end a plastic behaviour below a critical depth where a crushing or flow type failure may occur.



Figure 40: Typical Shape of p-y curves for ZUMAYA Claystone – Fragio et al, 1985





Figure 41: Comparison of test results and P-y analysis- Fragio et al, 1985

#### Novello, 1999

Under storm conditions, cyclic wave loading can be expected to induce excess pore pressure in the soil surrounding an offshore pile. The associated reduction in effective stress weakens the soil. To incorporate the effects of cyclic loading on lateral pile design in uncemented or very weakly cemented calcareous sediments, Novello related the pile cyclic load effects to the excess pore pressures generated in the sediments surrounding the pile. With this method, static p-y data are converted to cyclic p-y data using an effective stress approach to reduce the p values based on the derived excess pore pressure profile. The conversion is done by modifying (reducing) the static p values by a multiplier which incorporates the excess pore pressure coefficient, U\*. U\* is obtained by normalizing the developed excess pressures with respect to the initial confining stress in the soil. By assuming earth pressure at rest conditions, the initial effective confining stress is and the reduction in effective stress becomes U\* . The static p values can therefore be modified as follows:

#### **Equation 22**

The effect of excess pore pressure can therefore be incorporated into the p-y formulation by injecting the above equation into the static p-y equation mentioned earlier. The resulting cyclic p-y criteria assumes that  $q_c$  as well as will be reduced due to the reduction in effective stress.

#### **Equation 23**



The diagram below presents a reasonable comparison between the results obtained by applying the above cyclic p-y curve and those measured at the North Rankin lateral load pile load test (Novello, 1999 after Randolph et al, 1988)



# Figure 42: Comparison between North Rankin B lateral pile test (D1000 Restrained Head) results and p-y analysis using equations 21, 22 and 23

#### Chipper method

Cyclic degradation is accounted for in the Chipping Model (Erbrich, 2004) through the addition of a 'yshift' to the p-y curves from one cycle to the next. This approach considers that each load cycle produces an additional plastic displacement equivalent to the y-shift. The final plastic displacement after N cycles would therefore be the cumulative sum of the y-shifts. As such, cyclic degradation is evaluated by interpreting the accumulated plastic displacements resulting from the entire load cycles.

#### Equation 24

Where:

 $y_{\text{plastic}(n-1)}$  = plastic soil displacement during the n-1 cycle  $y_{\text{plastic}(1)}$  = plastic soil displacement during the first cycle B = an empirical factor (from model test data).

No strength degradation is implemented in this model. Erbrich explains that the post-cyclic monotonic response will re-attain the pre-cyclic monotonic capacity but at a greater displacement level. But he warns that cycling above a certain percentage of the ultimate monotonic pile capacity will give rise to extremely high displacement accumulation rates deemed to define a cyclic failure.



#### 8. CONCLUSION

An outline of existing design approaches for axial and lateral pile capacity in weak carbonate rocks have been identified and described. Meanwhile few design approaches and experimental tests exist for determining the static axial and lateral capacities of piles in weak carbonate rocks. Current research developments and onshore or offshore design practices do not propose efficient methods for evaluating the effect of cyclic degradation on the axial and lateral capacity of drilled and grouted piles in weak rocks. The main problems associated with the design of driven piles in weak carbonate rocks are related to difficulties involved in predicting the rock-pile interface friction and risk of pile collapse during driving. Attempts to understanding the behaviour of drilled and grouted piles under cyclic loading are always limited by insufficient availability of data. Previous research developments have given little attention to rock-grout interface behaviour of cyclically loaded drilled and grouted piles in weak carbonate rocks.

#### 9. REFERENCES

Abbs A.F., (1983), Lateral pile analysis in Weak Carbonate Rock, Proc. Conf. on Geotech. Practice in Offshore Engineering, Austin, Texas

Abbs A.F. & Needham A.D. (1985), "Grouted piles in weak carbonate rocks", 17th Annual OTC in Houston, Texas, May 6-9, 1985. Paper number OTC 4852

Aldridge, T.R., Carrington, T.M. and Kee, N.R. (2005) "Propagation of pile tip damage during installation", Frontiers in Offshore Geotechnics ISFOG 2005, Perth, Australia.

Barbour, R.J. and Erbrich C. (1994). Analysis of Insitu Reformation of Flattened Large Diameter Foundation Piles Using ABAQUS. UK ABAQUS Users Conference, Oxford, September 1994.

BSH, (2007), Guidance for use of the BSH standard "Design of offshore wind turbines", Hamburg: Federal Maritime and Hydrographic Agency

Carrington T.M., Li G. & Rattley M.J. (2011), "A new assessment of ultimate unit friction for driven piles in low to medium density chalk", Proc. Of the 15th European conference on soil mechanics and Geotechnical Engineering, No 825

Carrubba Paolo, (1997), "Skin friction of large-diameter piles socketed into weak rock

Carter J.P., Boey C.F. & Airey D.W., (1992), "Shear Behaviour of Interfaces in Cemented Carbonate Soil", International Journal of Offshore and Polar Engineering, Vol. 2, No.2, June 1992

Carter J.P., Johnston I.W., Fahey M., Chapman G.A., Novello E.A. & Kaggwa W.S., (1988), "Triaxial testing of North Rankin Calcarenite", Proc. of Int. Conf. on Calcareous Sediments, Perth, Balkema, 2, 515-530

Carter J.P. & Kulhawy F.H., (1992), "Analysis of laterally loaded shafts in rock", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 118(6), 839-855

Chandler R.J., (1965), "Engineering properties of Keuper Marl", Res. Rep.13, C.I.R.I.A., London



Chandler R.J., (1967), "Shear strength properties of Keuper Marl", Ph.D. Thesis, University of Birmingham

Chandler R.J., (1969), "The effect of weathering on the Shear strength properties of Keuper Marl", Geotechnique, London, Vol. 21, No. 3, 321-334

Dyson G.J. & Randolph M.F., (2001), "Monotonic lateral loading of piles in Calcareous Sediments", Journal of Geotechnical Engineering Div, ASCE, Vol. 127, No.4, pp 346-352.

Erbrich C.T., (2004), "A new method for the design of Laterally Loaded Anchor piles in Soft Rock", Proc. of Offshore Technology Conference in Houston, Texas, U.S.A., 3-6 May 2004

Erbrich, C.T, Barbosa-Cruz, E. & Barbour, R. (2011). Soil-pile interaction during extrusion of an initially deformed pile. Frontiers in Offshore Geotechnics II (Gourvenec & White (eds)), Taylor & Francis Group, London, 489-494.

Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F. & Elson W.K., (1992), "Piling Engineering", 2nd edition, Blakie Academic & Professional London U.K.

Fragio A.G., Santiago J.L. & Sutton VJR (1985), "Load tests on Grouted Piles in Rock, Proc. Offshore Technology Conference, OTC 4851

Gannon J.A., Masterton G.G.T., Muir Wood D., (1999), "Pile foundations in weak rock", CIRIA, Report 181

Hobbs & Healy P.R. (1979), "Piling in chalk", Department of the Environment and Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), U.K.

Hoonil Seol, Sangseom Jeong, Chunwhan Cho & Kwangho You, (2008), " Shear load transfer for rock-socketed drilled shafts based on borehole roughness and geological strength index (GSI), International Journal of rock mechanics and mining sciences, vol. 45, issue 6

Horvath R.G., Trow W.A. & Kenney T.C. (1979), "Shaft resistance of rock-socketed drilled piers". Proc. of Symp. On Deep Foundations, ASCE, New York, N.Y. 182-594

Horvath R.G., Trow W.A. & Kenney T.C. (1980), "Results of tests to determine shaft resistance of rock-socketed drilled piers". Proceedings of International conference of structural foundations on rock, Sydney.

Hyden A.M., Hullett J.M., Murff J.D. & Abbs A.F., (1988), "Design Practice for Grouted Piles in Bass Strait Calcareous Soils", Int. Conf. On Calcareous Sediments, Perth, Balkema, 1, 297-304

Jewell R.J. & Randolph M.F., (1988), "Cyclic Rod Shear Tests In Calcareous Sediments", Int. Conf. on Calcareous Sediments, Perth, Balkema (1988) 1, 215-22

Joer Hackmet A. & Randolph Mark F., (1983), "Capacity of Model grouted piles in calcareous sediments", Centre for Offshore Foundation Systems, The University of Western Australia, W.A.

Kavvadas M.J., Anagnostopoulos A.G., Georgiannou V. N., Bardanis M. E., (2002), "Characterisation and engineering properties of the Corinth Marl", Tan et al (eds.), Proc. Int. Workshop 'Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils', Singapore, 2002, Vol. 2, pp. 1435-1459, A. A. Balkema Publishers

Lord J.A., Clayton C.R.I. & R.N. Mortimore, (2002), "Engineering in Chalk", CIRIA, C574



Matlock H., (1970), "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay", Proc. 2nd Annual Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 1204

MATTHEWS Marcus Charles, (1993), "The mass compressibility of fractured chalk", A thesis submitted to the university of surrey for the degree of Doctor of Philosophy in the department of civil engineering, vol. 1

Moon S. Nam & C. Vipulanandan, (2004), "Load distribution in drilled shafts socketed in limestone and clayshale", Department of civil engineering, university of Houston, Texas

Novello E.A., (199), "From static to Cyclic p-y Curves in Calcareous Sediments, proc. 2nd International Conference on Engineering for Calcareous Sediments, Volume 1, Ed. Al-Shafei K.A., Balkema

Pierre le Tirant, (1992), "Offshore pile design", Association de Recherche en Géotechnique Marine (ARGEMA), Editions Technip, 1992

Poulos H.G, (1988), "Cyclic Stability Diagram for Axially Loaded Piles", Journal of Geotechnical Engineering, 114(8), 877-895

Puech A., Bernardini C., Pecker A., Jardine R., Holeyman A., (2012), "Solcyp, a four year joint industry project on the Behaviour of piles under cyclic loading

Randolph M.F., (1988), "The Axial Capacity of Deep Foundations in Calcareous Soil," Int. Conf. on Calcareous Sediments, Perth, Balkema 2,837-857

Randolph Mark F., Joer Hackmet A., Khorshid M.S. & Hyden A.M., (1996), "Field and Laboratory Data from Pile Load Tests in Calcareous Soil", Proc. Of 28th OTC held in Houston, Texas, U.S.A., 6-9 May 1996

Randolph M.F., Poulos H.G. & Jewell R.J., (1988), "Evaluation of pile Lateral performance", Engineering for Calcareous Sediments, 2, Proc of int. Conf. On Calc. Sediments, Perth Australia, pp 639-645

Reese Lymon C., (1997), "Analysis of Laterally Loaded Piles in Weak Rock", Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, November 1997

Rowe R.K. & Armitage H.H. (1987a), "Theoretical solutions for axial deformation in drilled shafts in rock", Canadian Geotechnical Journal, 24, 114-125.

Rowe R.K. & Armitage H.H., (1987b), "A design method for drilled piers in soft rock", Canadian Geotechnical Journal, 24, 126-142

Settgast R.H. (1980), "Marine pile load testing in carbonate rocks", Offshore technology conference paper number OTC 3868

Williams A.F., Dunnavant T.W., Anderson S., Equid D.W., & Hyden A.M., (1988b), "The performance and analysis of lateral load tests on 356mm dia. Piles in reconstituted calcareous sand. Engineering for Calcareous Sediments, Perth, pp 271-282.

Williams A.F., Johnston I.W & Donald I.B, (1980), "The design of socketed piles in weak rock". Proceedings of International conference of structural foundations on rock, Sydney

Williams A.F. & Pells P.J.N, (1981), "Side resistance of rock sockets in sandstone, mudstone and shale, Canadian Geotechnical Journal vol. 18, No4.
Wesselink B.D., Murff J.D., Randolph M.F., Nunez I.L. & Hyden A.M. (1988), "Analysis of centrifuge model test data from laterally loaded piles in calcareous sand", Engineering for Calcareous Sediments, Vol.1, Proc. of int. Con. On Calcareous Sediments, Perth, pp 261-270

Zertsalov & Konyukhov D.S. (2007), "Analysis of piles in Rock", Soil mechanics and foundation engineering, vol. 44, No1, Moscow state Civil Engineering University



#### RESUME

Le développement de l'industrie éolienne offshore rend urgent le besoin de disposer de lois d'interface sol-pieu sous sollicitations cycliques c'est-à-dire susceptibles de décrire la dégradation des propriétés de l'interface en fonction de l'amplitude des cycles et du nombre de cycles.

Le projet national SOLCYP a pour objectif de développer des méthodologies pour le dimensionnement des pieux sous chargements cycliques. Une procédure pour prendre en compte la dégradation cyclique le long de pieux sous chargements axiaux a été mise au point. Cette procédure est applicable aux pieux battus et forés dans des sols standards, c'est à dire sables et argiles. Il convient maintenant de voir comment cette procédure peut être étendue au cas des pieux forés dans les roches tendres.

L'objet de cette étude est de réaliser des essais exploratoires en vue de comprendre le comportement de l'interface roche – pieu sous chargements axiaux et cycliques. Pour ce faire, des interfaces calcarénite – coulis ont été soumises au cisaillement monotone et cyclique à l'aide d'une boite de cisaillement en 3D appeler BCR3D au laboratoire 3SR de Grenoble. L'analyse des résultats obtenus en cisaillement sous conditions limites en Contrainte Normale Constante (CNC) et en Volume Constant (VC) démontre que le comportement de l'interface est fortement contrôlé par la rigidité de la roche. L'ensemble des cisaillements cycliques réalisés en Volume Constant montre que la rupture de l'interface se fait par la création d'une ligne de rupture dans le spécimen de calcarénite.

A faible amplitude de cycles, la réponse globale de l'interface est régie par deux phénomènes : un premier phénomène lié à la contractance-dilatance des grains constitutifs du matériau rocheux et un deuxième phénomène de contractance-dilatance géométrique des rainures sur l'interface.

A forte amplitude des cycles, le phénomène de dilatance-contractance géométrique des rainures s'impose et prime sur la contribution des grains constitutifs. Le comportement de l'interface est dont largement contrôlé par la géométrie des rainures.

**Mots-clés :** cisaillement, interface calcarénite-coulis, dégradation des contraintes, angle de frottement, rainures.



#### SUMMARY

Considering the development of the offshore windfarm industry, there is an urgent need to make available models for describing the behaviour of sol-pile interfaces under cyclic loading. These models should be capable to quantify the degradation of interface properties as a function of number of cycles and severity of loading.

The national R&D project SOLCYP is aimed at developing a methodology for designing piles under cycling loading. A procedure has been made available which permits to quantify the cyclic degradation taking place along pile –soil interfaces subjected to cylic axial loading. This procedure is applicable to driven and bored piles in standard soils – i.e. sands and clays. A new challenge is to assess whether such procedure can be extended to bored piles in weak (carbonate) rocks.

The objective of this study was to undertake exploratory tests in the laboratory aimed at understanding the behaviour of pile-rock interfaces under axial cyclic loading. Specimens of calcarenite-grout interfaces have been submitted to monotonic and cycling shearing using the BCR3D machine developed at the 3SR laboratory in Grenoble. Data obtained under both Constant Normal Loading (CNL) and Constant Volume (CV) conditions indicate that the behaviour of the interface is controlled by the rigidity of the surrounding rock mass. Tests under CV conditions show that the failure of the specimen materializes through a rupture surface developing in the calcarenite.

Under low cycle amplitudes the global response of the interface is governed by two phenomena: the contractive-dilative response of the grains constitutive of the calcarenite and the contractive-dilative response resulting from the geometry of the calcarenite-grout contact (grooves).

Under large cycle amplitudes the geometrical contractive-dilative response related to interface grooves clearly dominates.

Key-words: shearing, calcarenite-grout interfaces, cylic degradation, friction angle, grooves.



**Projet National SOLCYP** 

## Extension de la méthodologie SOLCYP aux roches tendres

# Essais de cisaillement cyclique sur des interfaces calcarénite-coulis

Auteurs :Benoît TATA (Fugro GeoConsulting SAS)Marc BOULON (Laboratoire 3SR, Université Grenoble-Alpes)

Edition : Janvier 2015



### TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX	7						
LISTE DES FIGURES	7						
LISTE DES SYMBOLES	10						
1 INTRODUCTION ET PROBLÉMATIQUE							
1.1INTRODUCTION1.2PROBLÉMATIQUE							
2 LES MATÉRIAUX EN CONTACT	13						
<ul> <li>2.1 LA CALCARÉNITE</li> <li>2.2.1 Essais Préliminaires</li> <li>2.2 Le coulis de ciment</li> </ul>	13 <i>14</i> 16						
3 PREPARATION DES ECHANTILLONS D'INTERFACE CALCARENITE-COULIS	16						
3.1 RAINURAGE (ETAT DE SURFACE DE LA CALCARENITE) 3.2 SCELLEMENT INTERFACE CALCARÉNITE-COULIS	16 18						
4 DISPOSITIF EXPERIMENTAL - LA MACHINE DE CISAILLEMENT DIRECT	19						
4.1 PRINCIPE DU FONCTIONNEMENT DE LA BCR3D	19						
4.2 DESCRIPTION MÉCANIQUE ET PERFORMANCES	20						
5 PROCEDURE D'ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT CYCLIQUE	21						
5.1 PRINCIPE DE REPARTITION DES EPROUVETTES SUR UNE CAROTTE	21						
5.2 ESSAIS PSEUDO-STATIQUES (ESSAIS DITS MONOTONES)	21						
	22						
6 RESULTATS DES ESSAIS REALISES	24						
6.1 CALCARENITE LISSE - COULIS [VC] : ESSAI F <sub>12</sub>	26						
6.2 CALCARENTTE RAINUREE- COULIS [CNC]: ESSAT $F_1$ 6.3 CALCARENTE-COULIS [VC]	29						
6.3.1 Essais « Monotones » [VC] en seuils de déplacement relatif tanaentiel imposés	32						
6.3.2 Essais Cycliques [VC] en seuils de déplacement relatif tangentiel imposés	40						
6.3.3 Essais Cycliques [VC] en seuils de Contrainte de Cisaillement imposés	44						
7 ANALYSE ET SYNTHESE DES RESULTATS	60						
7.1 LES ESSAIS MONOTONES	60						
7.1.1 Essai monotone CNC	60						
7.1.2 Essais monotones sur l'interface rainurée à volume constant [VC]	60						
7.1.3 Essai monotone sur l'interface lisse à volume constant [VC]	60						
7.2 LES ESSAIS CYCLIQUES	60						
7.2.1 Cisaillement à grande amplitude de contrainte	61						
7.2.2 Cisaillement a granae amplitude de deplacements	61						
7.2.5 Cisuillement à faible déplacement relatif tangentiel	61 61						
7.3 MODE DE RUPTURE DE L'INTERFACE CALCARENITE-COULIS DE CIMENT	61						

8	CONCLU	SIONS ET PERSPECTIVES	62
-	7.4 COI 7.5 PEF	NCLUSIONs RSPECTIVES	62 63
9	BIBLIOG	RAPHIE	65
10	ANNEXE	- GRAPHIQUES	66
	10.1.1	Essai F1	66
	10.1.2	Essai F2	70
	10.1.3	Essai F3	72
	10.1.4	Essai F4	73
	10.1.5	Essai F5	76
	10.1.6	Essai F6	77
	10.1.7	Essai F7	80
	10.1.8	Essai F8	83
	10.1.9	Essai F9	86
	10.1.10	Essai F10	89
	10.1.11	Essai F11	92
	10.1.12	Essai F12	95
	10.1.13	Essai F13	98
	10.1.14	Essai F14	102
	10.1.15	Essai F15	105
	10.1.16	Essai F16	108

fugro

#### Liste des Tableaux

TABLEAU 2.1 : CARACTERISTIQUES DE LA CALCARENITE SOUMIS AU CISAILLEMENT	16
TABLE 3.1: GEOMETRIE DE RUGOSITE PROPOSE PAR MOON S. NAM 2004 POUR LES PIEUX FORES DANS	LES ROCHES 17
TABLEAU 6.1 : RECAPITULATIF DES ESSAIS MONOTONES (STATIQUES)	24
TABLEAU 6.2 : RECAPITULATIF DES ESSAIS CYCLIQUES	25

#### Liste des Figures

FIGURE 1.2 : COUPE TRANSVERSALE IDEALISEE DU PIEU FORE OFFSHORE	12
FIGURE 1.3 : COMPORTEMENT DE L'INTERFACE ROCHE-PIEU POUR UN PIEU FORE TRADITIONNEL SOUMIS A DES SOLLICITATIONS AXIALES D'APRES JOHNSTON ET LAM, 1989.	13
FIGURE 2.1 : TRONÇON DE CAROTTE DE CALCARENITE,	14
FIGURE 2.2: ESSAIS PRELIMINAIRES REALISES SUR 2 ECHANTILLONS DE CALCARENITE	14
FIGURE 2.3: ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE REALISES SUR 2 ECHANTILLONS DE CALCARENITE	15
FIGURE 2.4: RESULTATS DES ESSAIS BRESILIEN REALISES SUR 2 ECHANTILLONS DE CALCARENITE	15
FIGURE 3.1 : REPRESENTATION DE LA RUGOSITE PAR DES DENTS DE SCIE, D'APRES NAM 2004.	17



FIGURE 3.2 : REPRODUCTION DE LA RUGOSITE SUR UN SPECIMEN DE CALCARENITE.	18
FIGURE 3.3 : SCELLEMENT INTERFACE CALCARENITE-COULIS.	18
FIGURE 4.1 : LA BCR3D	19
FIGURE 4.2 : COUPE SCHEMATIQUE DE LA BCR3D SELON L'AXE DE CISAILLEMENT Y	20
FIGURE 5.1 : REPARTITION DES ESSAIS AU LONG DE CAROTTE N° 1.	21
FIGURE 5.2 : EXEMPLE DE L'OSCILLATION CYCLIQUE POUR UN ESSAI CYCLIQUE SYMETRIQUE EN AMPLITUDE DE FORCE VARIANT DE -85% FSTATIQUE A +85% FSTATIQUE.	= 23
FIGURE 6.1.A : DEPLACEMENTS RELATIF TANGENTIEL DE L'INTERFACE EN COURS D'ESSAI	27
FIGURE 6.1.B : VARIATION DE LA CONTRAINTE NORMALE DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	27
FIGURE 6.1.C : VARIATION DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	28
FIGURE 6.1.D : EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT PAR RAPPORT AU DEPLACEMENT TANGENTIEL DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	28
FIGURE 6.1.E : CHEMIN DES CONTRAINTES (EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAINTE NORMALE) AU COURS DU CISAILLEMENT DE L'INTERFACE	29
FIGURE 6.2.A : DEPLACEMENTS TANGENTIELLE DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	31
FIGURE 6.2.B : DILATANCE DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	31
FIGURE 6.2.C : EVOLUTION DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT PAR RAPPORT AU DEPLACEMENT TANGENTIELLE DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	31
FIGURE 6.3.0 : COMPORTEMENT DE L'INTERFACE COULIS-ROCHE SELON LES CONDITIONS LIMITE (VC OU CNC)	32
FIGURE 6.3.1.A : DEPLACEMENTS TANGENTIELS DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	34
FIGURE 6.3.1.B : VARIATION DE LA CONTRAINTE NORMALE DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	34
FIGURE 6.3.1.C : VARIATION DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	35
FIGURE 6.3.1.D : EVOLUTION DE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT PAR RAPPORT AU DEPLACEMENT TANGENTIEL DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	35
FIGURE 6.3.1.E: CHEMIN DES CONTRAINTES (EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAINTE NORMALE) AU COURS DU CISAILLEMENT DE L'INTERFACE	E 36
FIGURE 6.3.1.F : DEPLACEMENT RELATIF TANGENTIEL DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	38
FIGURE 6.3.1.G : VARIATION DE LA CONTRAINTE NORMALE D' INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	38
FIGURE 6.3.1.H : VARIATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	39
FIGURE 6.3.1.I : EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT PAR RAPPORT AU DEPLACEMENT TANGENTIEL DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	39
FIGURE 6.3.1.J : CHEMIN DES CONTRAINTES (EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAINTE NORMALE) AU COURS DU CISAILLEMENT DE L'INTERFACE	e 40
FIGURE 6.3.2.A : DEPLACEMENTS TANGENTIELS DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	42



FIGURE 6.3.2.B : VARIATION DE LA CONTRAINTE NORMALE D'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	42
FIGURE 6.3.2.C : VARIATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	43
FIGURE 6.3.2.D : EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT PAR RAPPORT AU DEPLACEMENT TANGENTIEL DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	∃ 43
FIGURE 6.3.2.E : CHEMIN DES CONTRAINTES (EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAINT NORMALE) AU COURS DE CISAILLEMENT DE L'INTERFACE	ге 44
FIGURE 6.3.4.0 : EXEMPLE DE L'OSCILLATION CYCLIQUE POUR UN ESSAI CYCLIQUE SYMETRIQUE EN AMPLITUDE DE FORCE VARIANT DE -85% FSTATIQUE A +85% FSTATIQUE.	44
FIGURE 6.3.4.A : DEPLACEMENT RELATIF NORMAL DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	46
FIGURE 6.3.4.B : DEPLACEMENT RELATIF TANGENTIEL DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	46
FIGURE 6.3.4.C: VARIATION DE LA CONTRAINTE NORMALE D'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	47
FIGURE 6.3.4.D : VARIATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	47
FIGURE 6.3.4.E : CHEMIN DES CONTRAINTES (EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAINT NORMALE) AU COURS DU CISAILLEMENT DE L'INTERFACE	<sup>те</sup> 48
FIGURE 6.3.4.F : EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT PAR RAPPORT AU DEPLACEMENT TANGENTIEL DE L'INTERFACE AU COURS DE CYCLES	48
FIGURE 6.3.4.G : VARIATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT D'INTERFACE AU COURS DES CYCLES	49
FIGURE 6.3.4.H : VARIATION DE LA CONTRAINTE NORMALE D'INTERFACE AU COURS DES CYCLES	50
FIGURE 6.3.4.1 : CHEMIN DES CONTRAINTES (EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAINT NORMALE) AU COURS DU CISAILLEMENT DE L'INTERFACE	те 50
FIGURE 6.3.4.J : DEPLACEMENTS RELATIF TANGENTIELS DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	51
FIGURE 6.3.4.K : VARIATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT D'INTERFACE AU COURS DES CYCLES	52
FIGURE 6.3.4.L : VARIATION DE LA CONTRAINTE NORMALE D'INTERFACE AU COURS DES CYCLES	52
FIGURE 6.3.4.M : CHEMIN DES CONTRAINTES (EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAIN NORMALE) AU COURS DU CISAILLEMENT DE L'INTERFACE	ite 53
FIGURE 6.3.4.N : DEPLACEMENTS TANGENTIELS DE L'INTERFACE AU COURS DE L'ESSAI	54
FIGURE 6.3.4.0 : VARIATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE D'INTERFACE AU COURS DES CYCLES	54
FIGURE 6.3.4.P : VARIATION DE LA CONTRAINTE NORMALE D'INTERFACE AU COURS DES CYCLES	55
FIGURE 6.3.4.Q : CHEMIN DES CONTRAINTES (EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAIN NORMALE) AU COURS DU CISAILLEMENT DE L'INTERFACE	те 55
FIGURE 6.3.4.R : DEPLACEMENT VERTICAL DE L'INTERFACE AU COURS DES CYCLES	57
FIGURE 6.3.4.S : DEPLACEMENT RELATIF TANGENTIEL DE L'INTERFACE AU COURS DU CISAILLEMENT	58
FIGURE 6.3.4.T : EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT AU COURS DE L'ESSAI	58
FIGURE 6.3.4.U : VARIATION DE LA CONTRAINTE NORMALE D'INTERFACE AU COURS DES CYCLES	59



FIGURE 6.3.4.V : CHEMIN DES CONTRAINTES (EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ET DE LA CONTRAINTE NORMALE) AU COURS DU CISAILLEMENT DE L'INTERFACE 59

**Contrainte Normale Constant** 

Raideur Normale Constante "Constant Normal Stiffness"

#### LISTE DES SYMBOLES

- CNC
- CNS

• VC		Volume Constant
• τ (tau)	[kPa ou MPa]	Contrainte de cisaillement
<ul> <li>σ<sub>n</sub> (sigma n)</li> </ul>	[kPa ou MPa]	Contrainte normale
• F <sub>statique</sub>	[kN]	Force statique
• F <sub>ave</sub>	[kN]	Force moyenne
• F <sub>cyc</sub>	[kN]	Force cyclique
• F <sub>min</sub>	[kN]	Force minimale
• F <sub>max</sub>	[kN]	Force maximale
• F <sub>y statique</sub>	[kN]	Force de cisaillement en statique
• F <sub>y min</sub>	[kN]	Force de cisaillement minimale
• F <sub>y min</sub>	[kN]	Force de cisaillement maximale
• [u]	[mm]	Déplacement relatif normal
• [w]	[mm]	Déplacement relatif tangentiel
• φ <sub>ic</sub> (phi <sub>pic</sub> )	[0]	Angle du frottement à pic de l'interface
• φ <sub>es</sub> (phi <sub>res</sub> )	[0]	Angle du frottement résiduel de l'interface
• UCS	[MPa]	Résistance à la compression simple
		"Unconfined Compressive Strength"
• $\sigma_t$	[MPa]	Résistance à la traction
• N	[-]	Nombre de cycles



#### **1** INTRODUCTION ET PROBLÉMATIQUE

#### 1.1 INTRODUCTION

La France a des projets de construction de 7 à 10 fermes éoliennes off-shore sur la côte atlantique et dans la Manche. Les puissances installées par ferme seront dans la fourchette de 420 à 750 MW, chaque éolienne devant délivrer entre 5 et 8 MW. Le sol marin de ces sites est constitué de roches tendres, calcarénite ou craie. La majorité de ces éoliennes seront fondées sur pieux, qu'il s'agisse de monopiles, de tripodes ou de jackets. Des solutions sur pieux forés seront nécessairement à considérer. Dans ce cas, les propriétés du contact roche-coulis constitueront un élément déterminant du dimensionnement de ces fondations dans la phase avancée des projets. Pour plus de détails, on pourra se reporter au rapport « *existing design approaches for offshore pile design in weak carbonate rocks* » du SOLCYP.

Les premiers résultats du programme national SOLCYP concernant les pieux sous chargement axial cyclique ancrés dans les terrains argileux et sableux, ont généralement montré une chute de capacité, résultant d'une chute de contrainte normale le long du fût. La procédure SOLCYP s'attache à définir une méthodologie permettant de prévoir cette chute de contrainte normale. Dans la phase 4 du Projet National, il a été décidé de procéder à une étude exploratoire destinée à évaluer dans quelle mesure la procédure SOLCYP pouvait s'appliquer aux pieux forés dans les roches tendres. Des essais d'interaction roche-coulis ont été réalisés au cours du 1er semestre 2014, au laboratoire 3SR. Le matériau cible était une calcarénite.

La géométrie du contact sol-pieu, paramètre constitutif des propriétés mécaniques de l'interface, est déterminante. On a retenu le cas d'une paroi rocheuse dont la rugosité résulte du passage de l'outil de forage, le pieu étant scellé à l'aide d'un coulis classique de ciment. Cependant, la taille des échantillons d'interface roche-coulis étant limitée, on a dû adopter une rugosité de roche à l'échelle géométrique <sup>1</sup>/<sub>2</sub> par rapport à la rugosité réelle typique. L'extension des résultats au cas réel sera discutée au chapitre 8.

Les propriétés mécaniques essentielles de la calcarénite et du coulis sont présentées au chapitre 2. La machine d'essai (BCR3D) de cisaillement direct pour le contact entre géomatériaux est décrite au chapitre 3. Les chapitres 4 et 5 sont consacrés respectivement à la description de la procédure de préparation des échantillons, et à celle des essais proprement dits. Le chapitre 6 donne les détails du programme d'essai, ainsi que les principaux résultats de ces essais. Une analyse et une synthèse de ces résultats sont présentées au chapitre 7. Enfin, une conclusion, des perspectives, et une tentative d'extrapolation des résultats au cas réel (échelle 1) sont fournies au chapitre 8. On trouvera en annexe les résultats détaillés des essais.



#### **1.2 PROBLÉMATIQUE**

Les pieux forés offshore sont usuellement de type tube métallique inséré dans un trou préforé. L'annulaire est ensuite cimenté par gravité à l'aide d'un coulis de ciment. Deux conditions d'interface sont à vérifier : interface acier-coulis et interface coulis-roche (Figure 1.2). D'après plusieurs études, la capacité ultime des pieux forés offshore provient de la résistance au cisaillement développé dans l'interface acier-coulis et interface coulis-roche. La compréhension du comportement d'interface acier-coulis est limitée par un manque de documentation. Les travaux réalisés par Abbs & Needham, 1985, Fragio et al, 1985 ont démontré que dans les roches tendres la capacité ultime des pieux forés offshore est gouvernée par la résistance au cisaillement de l'interface coulis-roche. L'étude expérimentale porte sur le comportement de l'interface coulis-roche sous sollicitations cycliques. Le mécanisme de rupture de l'interface roche-coulis est identique au mécanisme de cisaillement des joints rocheux. Le comportement de l'interface roche-coulis d'un pieu foré traditionnel soumis à des sollicitations axiales est illustré par la figure 1.3 d'après Johnston et Lam, 1989.



Figure 1.2 : Coupe transversale idéalisée du pieu foré offshore





## Figure 1.3 : Comportement de l'interface roche-pieu pour un pieu foré traditionnel soumis à des sollicitations axiales d'après Johnston et Lam, 1989.

#### 2 LES MATÉRIAUX EN CONTACT

L'étude expérimentale porte sur le comportement de l'interface coulis-calcarénite sous sollicitations cycliques.

#### 2.1 LA CALCARÉNITE

La calcarénite soumise au cisaillement est décrite comme une roche tendre carbonatée. Cette catégorie de roche a une teneur en carbonate supérieure à 90%. Le comportement mécanique de cette typologie de roche tendre est décrit dans le rapport SOLCYP précédemment cité « *existing design approaches for offshore pile design in weak carbonate rocks*»

Les échantillons soumis aux essais proviennent d'un site offshore qui peut être considéré comme représentatif de la plupart des sites rocheux identifiés comme susceptibles de recevoir des fermes éoliennes marines. Les carottes de calcarénite prélevées ont un diamètre de 100mm.

Il existe une importante hétérogénéité, ainsi que des lacunes, dans le matériau tel qu'il apparaît dans les carottes prélevées qui ont servi à préparer les échantillons calcarénitecoulis de ciment (Figure 2.1).







Des essais préliminaires ont été réalisés en vue de déterminer les caractéristiques de la calcarénite et du coulis de ciment utilisé.

#### 2.2.1 Essais Préliminaires

• Essais de compression simple : ces essais sont réalisés en vue de déterminer la résistance à la compression simple (UCS) de la calcarénite utilisée. Deux échantillons de forme cylindrique, d'élancement égal à 2 ont été soumis à la compression simple.





Essai de compression simple

Essai Brésilien





• Essais Brésilien : l'essai Brésilien permet de déterminer la résistance en traction Deux échantillons de calcarénite ont été soumis à une compression latérale.

Les résultats obtenus de ces essais préliminaires sont illustrés sur les graphiques suivants.



Figure 2.3: Essais de compression simple réalisés sur 2 échantillons de calcarénite





- Mesure de teneur en eau: cette mesure est effectuée sur 5 morceaux de la calcarénite. La teneur en eau moyenne est de 7,5%. Il se peut que la teneur en eau soit variable d'un échantillon provenant d'une carotte à l'autre. La variation de teneur en eau pourrait aussi être liée aux conditions de conservation des échantillons et la durée de stockage.
- Mesure du poids volumique de la calcarénite : Les mesures effectuées sur quatre échantillons ont produit un poids volumique moyen de 2197 kg/m3



Les résultats des essais préliminaires effectués sur la calcarénite sont résumés dans le tableau 2.1. Ces résultats présentent les caractéristiques de la calcarénite utilisée pour des essais d'interface.

Propriétés	Essais de comp	pression simple	Essais Brésilien				
	échantillon N°1	échantillon N°2	échantillon N°1	échantillon N°2			
UCS (MPa)	4,48	13,36					
Traction (MPa)			1,45	1,80			
Teneur en eau(%)*	7,5						
Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2197						

 Tableau 2.1 : Caractéristiques de la calcarénite soumis au cisaillement

\*Mesures effectués uniquement sur des morceaux de calcarénite de l'échantillon N°1

Le coulis du ciment utilisé a été également soumis aux essais Brésilien et de compression simple. Les caractéristiques du coulis sont présentées au paragraphe 2.2.

#### 2.2 LE COULIS DE CIMENT

Le ciment utilisé pour la composition du coulis est du type « Ciment OPTIMAT- CEM II/B-LL 32,5 R CE NF ». Le coulis a été préparé selon la composition recommandée par les normes pour la mise en œuvre des pieux forés offshore. Ainsi, la composition du coulis a été réalisée en respectant la proportion ciment-eau (C/E) de 2. Les essais de compression simple et de traction réalisés sur le coulis après 28 jours révèlent une résistance moyenne à la compression simple de 20,70MPa et une résistance moyenne à la traction de 2,31MPa. Bien que ces valeurs soient inferieures aux valeurs recommandées dans la pratique de mise en œuvre des pieux forés offshore, cette différence ne présente aucune influence sur les résultats des essais de cisaillements de l'interface coulis-calcarénite car ces valeurs restent bien supérieures à la résistance de la calcarénite.

#### 3 PREPARATION DES ECHANTILLONS D'INTERFACE CALCARENITE-COULIS

Les carottes de calcarénite prélevées ont été découpées en tranches de 50mm d'épaisseur selon la disposition de la figure 3.2. Chaque carotte ayant un diamètre de 100mm, les spécimens (tranches) de calcarénite ainsi découpés ont chacun pour dimensions : épaisseur = 50mm et diamètre = 100mm.

#### 3.1 RAINURAGE (ETAT DE SURFACE DE LA CALCARENITE)

Les études réalisées par Johnston et Lam (1989), idéalisées sur la Figure 3.1 ont montré que la rugosité laissée par l'outil de forage pourrait avoir une contribution importante sur le comportement de l'interface roche-coulis. Plusieurs chercheurs ont reconnu le rôle joué par cette rugosité sur le comportement de l'interface roche-pieu. La représentation de cette rugosité sur la surface de calcarénite est donc indispensable pour une étude du comportement de l'interface coulis dans le cadre des pieux forés offshore.

Tandis que Seidel et Haberfield (1995) recommandent que la représentation de cette rugosité sur un échantillon rocheux soit dépendante de l'échelle de surface, Nam (2004) a mené une étude de quantification de la rugosité produite par différentes types d'outils de forage sur la paroi des pieux forés dans le calcaire. Seidel et Haberfield proposent un modèle dit « Monash socket roughness model » pour l'analyse statistique de cette rugosité. Ce modèle repose sur une idéalisation dans laquelle l'interface roche –coulis est considérée comme une série de cordes de longueurs constantes, la, et interconnectées (Figure 3.1).

Lee et al (2003) ont effectué des mesures de rugosité sur la paroi de 15 pieux forés sur 10 sites de la péninsule Coréenne constitués de granite, gneiss, sandstone et andésite . Dans leur rapport, ils proposent une représentation de la rugosité par des dents triangulaires de 50mm de largeur la et 1 à 4mm de hauteur  $\Delta r$  quel que soit le type de roche.

D'après les études de Nam (2004), la rugosité pourrait être représentée par une série d' aspérités identiques, triangulaires de 50 mm de base, la, un angle d'aspérité,  $\theta$ , et une profondeur  $\Delta r$  (figure 3.1) selon l'outil de forage utilisé et le type de roche. Les résultats de ses études sont résumés dans le tableau 3.1.

## Table 3.1: Géométrie de rugosité proposé par MOON S. Nam 2004 pour les pieux forés dans les roches

Rock type	UCS of intact rock (MPa)	Roughness height, Δr (mm)	Roughness angle (θ°)	Drilling tool
Limestone	10	3.2 – 3.7	3.7 – 4.2	Auger
	10	4.3 – 5.1	4.9 – 5.8	Core barrel
Clavshale	1 - 4	3.6 – 5.3	4.1 - 6.1	Auger
		4.7 – 5.8	5.4 – 6.7	Core barrel



Specimen length

#### Figure 3.1 : Représentation de la rugosité par des dents de scie, d'après Nam 2004.

Selon les suggestions de Nam (2004) pour les pieux forés dans le calcaire, une série d'aspérités de géométrie identique, inclinées selon l'angle  $\theta = 5.7^{\circ}$  ont été reproduites sur les surfaces des spécimens de calcarénite. L'angle ( $\theta$ ) appelé « angle de rugosité » correspond à une aspérité triangulaire de base l<sub>a</sub> égale à 10 mm et de profondeur  $\Delta r$  égale à 0.5mm (figure 3.2).





Figure 3.2 : Reproduction de la rugosité sur un spécimen de calcarénite.

#### N.B :

Cet exemple de représentation de la rugosité de parois de pieux forés par des aspérités triangulaires de géométrie identique a été déjà utilisé par Clayton et Shooshtari (1990) pour les essais de cisaillement craie-béton en vue de déterminer le comportement de pieux forés dans la craie.

#### 3.2 SCELLEMENT INTERFACE CALCARÉNITE-COULIS

Les spécimens de calcarénite rainurés sont placés chacun dans un moule dit demi-boîte interne et ensuite recouverts par le coulis de ciment au travers d'une deuxième demi-boîte interne superposée sur la boîte contenant la calcarénite (Figure 3.3).



Figure 3.3 : Scellement interface calcarénite-coulis.

L'échantillon ainsi préparé est laissé pendant 28 jours pour que le coulis atteigne une résistance proche de la résistance recommandée pour les pratiques des pieux forés offshore.

Après 28 jours, l'interface est soumise au cisaillement à l'aide d'une machine de cisaillement direct présentée dans la section 4.



#### 4 DISPOSITIF EXPERIMENTAL - LA MACHINE DE CISAILLEMENT DIRECT

Le but de ce chapitre est de décrire le dispositif expérimental utilisé. Le dispositif expérimental, qui nous a permis de réaliser des essais de cisaillement direct de l'interface coulis-calcarénite, est une boite de cisaillement qui a été conçue et développée au sein du laboratoire 3SR de Grenoble sous la direction de Marc Boulon. Le dispositif est appelé BCR3D, comme « Boite de Cisaillement Roches - 3 Dimensions ».

La BCR3D est une machine de cisaillement direct de laboratoire, permettant de caractériser mécaniquement les joints rocheux et tous contacts entre géomatériaux. L'essai de cisaillement direct étant l'essai le plus classiquement utilisé pour l'étude du comportement mécanique des interfaces rocheux, le choix s'est naturellement orienté vers cette machine (figure 4.1).



Figure 4.1 : La BCR3D

#### 4.1 PRINCIPE DU FONCTIONNEMENT DE LA BCR3D

L'originalité de ce dispositif expérimental se traduit par un cisaillement, qui n'est pas dû au seul déplacement d'une des deux parties du joint (soit la partie supérieure, soit la partie inférieure), mais aux déplacements symétriques en sens inverse des deux parties de l'échantillon, afin que la force normale reste centrée sur la partie active du joint. La rotation de l'éponte supérieure du joint est ainsi limitée. Cela implique aussi que la vitesse relative de cisaillement sera deux fois plus grande que la vitesse nominale fournie par chaque moteur, ce qui est intéressant pour réaliser des essais à grande vitesse de sollicitation.

L'autre aspect original de ce dispositif réside dans le fait qu'il permet de cisailler l'échantillon dans n'importe quelle direction de son plan. On peut ainsi étudier l'anisotropie du cisaillement d'une interface. Pour cela la boite de cisaillement est munie de deux axes de



cisaillement identiques et perpendiculaires (Figure 4.1). La combinaison simultanée des deux déplacements relatifs orthogonaux permet de cisailler l'échantillon dans n'importe quelle direction du plan de cisaillement.

#### 4.2 DESCRIPTION MÉCANIQUE ET PERFORMANCES

Pour fournir une sollicitation tridimensionnelle, la BCR3D comporte trois axes de sollicitation, indépendants les uns des autres, un axe permettant d'appliquer l'effort normal et deux axes orthogonaux permettant le cisaillement. Les deux axes de cisaillement sont bien évidemment équivalents et nos essais de cisaillement ont été menés suivant l'axe Y (l'axe dynamique sur la figure 4.1). La figure 4.2 fait ressortir les traits essentiels de la boîte de cisaillement dans l'axe Y. L'échantillon est scellé dans deux boîtes métalliques, appelées « demi-boîtes internes » (voir section 3.2). L'échantillon ainsi préparé est positionné à l'intérieur de la boîte de cisaillement proprement dite, dans deux boîtes appelées « demiboîtes externes ». Les demi-boîtes externes sont équipées de systèmes de glissières à billes permettant des déplacements dans les directions X et Y (et bien sûr Z pour la demi-boîte supérieure). Elles sont entrainées par deux vérins électromécaniques. Pour nos essais, l'axe de cisaillement X à été maintenu bloqué car cisaillement selon axe Y. La demi-boîte externe supérieure est solidaire d'un plateau coulissant le long de quatre colonnes verticales. Le plateau est entrainé par un vérin électromécanique afin d'appliquer l'effort normal. Chaque vérin est équipé d'un capteur de force et d'un capteur de déplacement. L'ensemble est monté sur un bâti très rigide et la réaction fournissant l'effort normal est transmise par quatre tirants de forte section.



Figure 4.2 : Coupe schématique de la BCR3D selon l'axe de cisaillement Y

(1-Echantillon, 2-demi-boîte interne, 3-demi-boîte externe, 4-glissières à billes, 5-capteurs de forces, 6-vérins mécaniques, 7-bâti rigide, ( $\Delta$ Y1,  $\Delta$ Y2,  $\Delta$ Z)-capteurs de déplacement)



#### 5 PROCEDURE D'ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT CYCLIQUE

#### 5.1 PRINCIPE DE REPARTITION DES EPROUVETTES SUR UNE CAROTTE

Pour tenir compte de l'effet de l'hétérogénéité de la calcarénite présenté dans la section 2.1, le programme d'essai à initialement été formulé selon le découpage de la carotte ci-dessous.



#### Figure 5.1 : répartition des essais au long de carotte n° 1.

Il s'agit ici d'identifier de possibles hétérogénéités dans les carottes de calcarénite. On choisit pour ce faire un type d'essai monotone de référence (à volume constant) et on effectue un essai monotone de référence sur une tranche de carotte de manière à encadrer systématiquement deux essais cycliques sur des tranches consécutives (voir principe pour la carotte N°1, figure 5.1).

Les deux essais précédents devraient être réalisés sur deux éprouvettes successives dans la même carotte.

En réalité, cette formulation telle que décrite sur la figure 5.1 n'a pas été respectée pour toutes les carottes. Néanmoins, deux essais monotones à volume constant réalisés sur deux carottes différentes ont donné un résultat mécanique très voisin (Essai F2 et F13).

#### 5.2 ESSAIS PSEUDO-STATIQUES (ESSAIS DITS MONOTONES)

Il est de plus en plus couramment admis que l'essai de laboratoire qui simule le mieux le comportement d'une interface sol-pieu est l'essai de cisaillement direct à rigidité latérale constante (dit essais CNS=Constant Normal Stiffness). Ce type d'essai est discuté par ailleurs (Boulon et Foray, 1986).

Au stade de cette étude exploratoire, seuls deux cas extrêmes ont été étudiés :

- L'essai à rigidité nulle ou essai à Contrainte Normale Constante (CNC)

- L'essai à rigidité infinie ou essais à Volume Constant (VC)

Deux interfaces (deux échantillons) ont été respectivement soumises aux essais CNC (contrainte normal constante) et VC (volume constant) en statique. Ainsi, l'éprouvette 1 (figure 5.1) était réservée à l'essai « monotone » CNC (1 cycle aller et retour) jusqu'à un pic dans chaque sens ( ). L'éprouvette 2 a subi un essai « monotone » à volume constant (1 cycle aller et retour) jusqu'à un pic dans chaque sens ( ). Ces deux essais (CNC et VC monotones) ont été respectivement nommés F1 et F2.

Un deuxième essai monotone à volume constant (nommé F12) a été réalisé sur une interface calcarénite-coulis plane (calcarénite sans rainurage) afin de déterminer la résistance au cisaillement d'une interface lisse. Cet essai permettra par la suite de déduire la contribution de la rugosité (rainures) à la résistance au cisaillement de l'interface calcarénite – coulis.

Un essai monotone à volume constant (nommé F13) a été réalisé sur une interface provenant d'une carotte différente de celle de l'échantillon utilisé pour l'essai F2 afin d'identifier des effets de l'hétérogénéité de la calcarénite sur le comportement mécanique de l'interface calcarénite - coulis. Cet essai monotone F13 a été suivi par une série de cycles en petit déplacement appliqué sur la même interface.

Ces essais ont été réalisés en déplacements horizontaux contrôlés de 2mm d'intervalle dans le sens positif et négatif.

L'essai F1 (essai en CNC) a été réalisé sous une contrainte normale constante de 300kPa représentative de l'amplitude des contraintes normales qui s'appliquent sur l'interface rochepieu dans les cas de pieux forés dans les roches tendres.

Cette contrainte (300kPa) a été appliquée comme contrainte normale initiale dans les autres essais (essais à volume constant).

L'ensemble des essais réalisés en statique sont résumés dans le tableau 2 ci-dessous. Les résultats de ces essais sont présentés dans la section 6.

#### **5.3 ESSAIS CYCLIQUES**

Pour étudier le comportement de l'interface calcarénite-coulis sous sollicitation cycliqueaxiale, 14 échantillons calcarénite-coulis ont été soumis au cisaillement cyclique. Parmi ces essais, quatre (F3, F4, F6 et F7) ont été menés en déplacements horizontaux contrôlés tandis que les 10 autres ont été réalisés en seuils de contrainte tangentielle imposés. Tous ces essais cycliques ont été réalisés à volume constant et sous une contrainte normale initiale de 300kPa.

Les cycles réalisés en seuils de contrainte de cisaillement imposés ont été appliqués de manière à ce que l'amplitude des forces de cisaillement oscille autour d'une valeur moyenne



appeler  $F_{ave}$ . Les oscillations se font d'une valeur minimum  $F_{min}$  à une valeur maximum  $F_{max}$  correspondant à un pourcentage de la force de cisaillement obtenu en essai statique (volume constant). Ainsi, une série d'essais symétriques et asymétriques a été réalisée.

Un grand cycle final (en grand déplacement relatif tangentiel imposé) est appliqué à la fin des essais cycliques afin de déterminer l'amplitude de contrainte normale susceptible d'être mobilisée après le passage des cycles.



## Figure 5.2 : Exemple de l'oscillation cyclique pour un essai cyclique symétrique en amplitude de force variant de -85% Fstatique à +85% Fstatique.

Les essais cycliques F3, F4, F6 et F7 réalisés en déplacements horizontaux contrôlés ont été menés dans une tentative de trouver quel mode opérationnel de la machine de cisaillement était adapté pour la réalisation des essais cycliques. Il faut signaler ici que ces essais sont les tous premiers essais cycliques réalisés sur la BCR3D de Grenoble. La plupart de ces essais en déplacements contrôlés n'ont pas donné de résultats exploitables.



#### 6 RÉSULTATS DES ESSAIS RÉALISÉS

ESSAI			INPUT		OUTPUT				OBSERVATIONS	
Nom	Condition limite	Mode	Déplacements	Contrainte	Contrainte de	Contrainte de	Contrainte	Contrainte	Angle de	Angle de
		opérationnel	relatifs	normale initiale	cisaillement	cisaillement à la	normale max	normale à la	frottement	frottement
			tangentiels	imposée	max mobilisée	fin d'essai	mobilisée	fin d'essai	au pic	résiduel
			imposés		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(φ <sub>pic.</sub> )	(φ <sub>res.</sub> )
			(mm)							
F <sub>1</sub>	C.N.C monotone	Dánla como onto			0,57	0,22				
F <sub>2</sub>	V.C monotone	Deplacements	6 4 2 0 12		3	0,5	2,70	0,5	62°	42°
F <sub>12</sub>	V.C. – monotone (lisse)	tangontiols	-0, -4, -2, 0, +2,	300kPa	1,70	0,02	1,31	0,005	60°	45°
F <sub>13</sub>	V.C. –	contrôlós	+4, +0		3,10	0,1	3,70	0	45°	43°
	monotone(+cyclique)	controles								

#### Tableau 6.1 : Récapitulatif des essais monotones (statiques)

La force de cisaillement max déduite des essais monotones à volume constant (F<sub>2</sub> et F<sub>13</sub>) correspond à Fy<sub>statique</sub> = 20kN



ESSAI		INPUT				OUTPUT		OBSERVATION		
Nom	Туре	Mode opérationnel	Déplacements	Contrainte normale	Seuils en force de cisaillement		Nombre de	Contrainte	Angle de	Angle de
			relatif tangentiel	initiale imposée	imp	osés	cycles réalisé	normale max	frottement	frottement
			imposés		F <sub>min</sub>	F <sub>max</sub>		mobilisée	palier	palier
			(mm)					après	positif	négatif
								passage des	(φ <sub>res.</sub> )	(φ <sub>res.</sub> )
								cycles (MPa)		
F3	V.C cyclique						02		34°	53°
F4	V.C cyclique	Déplacements relatifs	-6, -4, -2, 0, +2, +4,							
F6	V.C cyclique	tangentiels contrôlés	+6				03	0,94	46°	46°
F7	V.C cyclique						02	0,026	45°	52°
F5	V.C cyclique				0	+0.35 F <sub>y statique</sub>	60			
F8	V.C cyclique				-0.40 F <sub>y statique</sub>	+0.40 F <sub>y statique</sub>	64	0,017	49°	43°
F9	V.C cyclique			ЗООКРа	-0.85 F <sub>y statique</sub>	+0.85 F <sub>y statique</sub>	30		45°	45°
F10	V.C cyclique	Seuils en forces de			-0.70 Fystatique	+0.70 F <sub>y statique</sub>	113	3	45°	34°
F11	V.C cyclique	cisaillement contrôles			+0.35 F <sub>y statique</sub>	+0.85 F <sub>y statique</sub>	10	0	45°	34°
F14	V.C cyclique				-0.55 F <sub>y statique</sub>	+0.55 F <sub>y statique</sub>	209	2,4	49°	49°
F15	V.C cyclique				-0.30 Fystatique	+0.80F <sub>y statique</sub>	1	0,16	47°	
F16	V.C cyclique				0	+0.55 F <sub>y statique</sub>	1500	0,05	37°	
1										

#### Tableau 6.2 : Récapitulatif des essais cycliques

N.B :

 $F_{y \, statique} = 20 k N$ 



#### 6.1 CALCARENITE LISSE - COULIS [VC] : ESSAI F12

Cet essai a été réalisé en vue de déterminer la résistance au cisaillement de l'interface lisse et d'en déduire la contribution des aspérités (dents de scie crées sur la surface de calcarénite) à la résistance au cisaillement de l'interface.

Cet essai mené en seuils de déplacement contrôlés ( $\pm$ 6mm) [voir figure 6.1.a] et à volume constant a produit une contrainte normale maximale de 1.31MPa et une contrainte de cisaillement de 1.70MPa (points D et D' respectivement sur les figures 6.1.b et 6.1.c).

Avant le démarrage du cisaillement proprement dit, la contrainte normale initiale (300kPa) est appliquée sur l'axe vertical (l'axe Z de la BCR3D). Cette phase de chargement en contrainte normale correspond à la première montée (jusqu'au point B) de la courbe d'évolution de contrainte normale sur la figure 6.1.b.

Au démarrage du cisaillement de l'interface, la contrainte normale augmente, accompagnée d'une augmentation en contrainte de cisaillement.

A une contrainte de cisaillement de 1.26MPa et une contrainte normale de 800kPa, l'interface se décolle (point C'). Ce phénomène est remarqué par un bruit produit par la rupture de l'adhérence du joint. Cette rupture est traduite par une chute des contraintes sur les courbes de contraintes présentées (figure 6.1.b à 6.1.e). Le deuxième pic observé sur les courbes de contraintes (points D et D') correspond probablement au frottement des particules cassées pendant la rupture.

Au cours du cisaillement, les particules s'écrasent fortement, ce qui provoque la chute des contraintes observée sur l'interface. Cette chute intervient à partir du point E'. Aux points F, G, et H, les contraintes sont quasiment nulles.

En observant les chemins de contraintes (Figure 6.1.e), on constate un angle de frottement de pic de 60° et un angle de frottement résiduel de 45°.





Figure 6.1.a : Déplacements relatif tangentiel de l'interface en cours d'essai



Figure 6.1.b : Variation de la contrainte normale de l'interface au cours de l'essai





Figure 6.1.c : Variation de contrainte de cisaillement de l'interface au cours de l'essai



Figure 6.1.d : Evolution de la contrainte de cisaillement par rapport au déplacement tangentiel de l'interface au cours de l'essai





### Figure 6.1.e : Chemin des contraintes (évolution de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale) au cours du cisaillement de l'interface

#### 6.2 CALCARENITE RAINUREE- COULIS [CNC]: ESSAI F1

Réalisé sous une contrainte normale constante de 300kPa et en seuil de déplacement horizontal contrôlé cet essai permet librement le changement en volume de l'interface. Ainsi, l'interface est libre de se dilater ou de se contracter.

On observe les phases suivantes :

**Phase 0 :** la contrainte normale est appliquée et bloquée en axe vertical. Cette contrainte reste constante pendant tout l'essai.

**Phase 0-A:** Cette phase correspond à la phase initiale du cisaillement. Au début du cisaillement, l'interface est sollicitée en force de cisaillement. Les déformations sont élastiques et la résistance aux forces de cisaillement est fournie par l'adhérence du joint. L'application des contraintes de cisaillement induit une réponse contractante (Figure 6.2.b) et raide (Figure 6.2.c) de l'interface. Pendant cette phase de cisaillement, la contrainte de cisaillement augmente jusqu'à la rupture de l'adhérence de l'interface. La rupture de l'adhérence de l'interface intervient au point A, à une contrainte de cisaillement Tau =0.07MPa et un déplacement relatif tangentiel de 0.05 mm (Figure 6.2.b) et Figure 6.2.c).

**Phase A-A':** La rupture de l'interface au point A provoque le décollement du joint. Des particules « cassées » produites par cette rupture s'écrasent et provoquent de plus une contraction et une légère baisse de raideur sur l'interface juste après le point A (Figure 6.2.b) et Figure 6.2.c). Cette baisse de raideur est rapidement limitée par la pente des aspérités triangulaires.

**Phase A'-C :** L'interface étant décollée, les deux parties de l'interface frottent l'une contre l'autre au cours du cisaillement. Les dents triangulaires sur la moitié supérieure tendent à glisser sur la pente des aspérités de la partie inferieur de l'interface. Le passage des aspérités initie un déplacement vertical de l'interface et provoque ainsi le phénomène de dilatation sur l'interface. L'augmentation du déplacement relatif tangentiel, [w] traduit une augmentation de volume de l'interface (déplacement vertical). La contrainte de cisaillement se voit donc maintenue à une valeur quasi-constante jusqu'au passage des sommets des dents d'aspérités. Une contrainte de cisaillement de 0,57MPa est enregistrée en ce moment pour un déplacement relatif tangentiel de 3mm.

**Phase C-D**: Cette partie correspond à la descente des dents d'aspérités après leur passage aux sommets. Cette descente provoque une réponse contractante de l'interface et une chute de la contrainte de cisaillement. Au point D, les contraintes de cisaillement restent quasiment stables à une valeur de 0,30MPa. Cette valeur est supposée représenter la contrainte résiduelle en statique pour ce type de cisaillement (CNC).

**Phase E-F-G-G'......K** : En changeant la direction de déplacement relatif tangentiel, [w] le même comportement décrit dans les phases précédentes est observé dans le sens opposé mais les amplitudes de déplacement vertical [u] observées sont inférieures à celles observées dans les phases précédentes. Les contraintes de cisaillements sont également inférieures à celles obtenues précédemment. Cette dégradation des propriétés mécaniques de l'interface est due à un mécanisme de « cassure et écrasement » progressif des particules de calcarénite sur l'interface au cours du cisaillement. Ainsi, au point K, la contrainte résiduelle mesurée est de 0.22MPa.

**Phase K-L-0 :** Au point K, le cisaillement s'est arrêté. La phase K-L-0 correspond au déchargement de la force verticale imposée dès le début de l'essai.







Figure 6.2.a : Déplacements tangentielle de l'interface au cours de l'essai

Figure 6.2.b : Dilatance de l'interface au cours de l'essai



Figure 6.2.c : Evolution de contrainte de cisaillement par rapport au déplacement tangentielle de l'interface au cours de l'essai

#### 6.3 CALCARENITE-COULIS [VC]

Contrairement à l'essai précédant (CNC) où l'interface est libre de se déplacer verticalement et de se dilater, ces essais à volume constant ne permettent aucun déplacement vertical de l'interface.

La rupture du joint permet aux aspérités de l'interface la « liberté » de se déplacer l'un contre l'autre. Les déplacements de dents (aspérités) provoquent une tendance à la dilatation de l'interface. Mais ce phénomène est restreint par la condition limite (Volume Constant) imposée pendant l'essai. L'interface étant bloquée de tout changement de volume (déplacement vertical), le phénomène provoquant la dilatation est compensé par une augmentation de la contrainte normale et de cisaillement sur l'interface. A une certaine amplitude des contraintes, la résistance de la calcarénite au cisaillement est atteinte et elle finit par se casser. La rupture de la calcarénite crée des particules qui s'écrasent au cours du cisaillement. En s'écrasant, l'interface tend à diminuer en volume (contraction), mais compte tenu de la condition de non changement de volume, la tendance à la contraction est immédiatement compensée par une baisse des contraintes sur l'interface.



## Figure 6.3.0 : Comportement de l'interface coulis-roche selon les conditions limite (VC ou CNC)

#### 6.3.1 Essais « Monotones » [VC] en seuils de déplacement relatif tangentiel imposés

#### 6.3.1.1 Essai F2

Cet essai est réalisé en seuils de déplacement relatif tangentiel imposés de l'ordre de 2mm, 4mm, 6mm, 0mm, -6mm, -10mm et puis 0mm comme indiqué par les points A à J sur la figure 6.3.1a.

Les différentes phases déterminantes de l'essai sont décrites ci-dessous :

**Phase 0-A:** Cette phase initiale correspond au chargement en axe vertical de la contrainte normale initiale. Cette contrainte est de l'ordre de 300kPa et, contrairement à l'essai CNC décrit précédemment, la contrainte normale initiale est libre d'évoluer au cours du cisaillement pour les essais en volume constant (Figure 6.3.1.b).

**Phase A-B:** Le point A correspond au démarrage du cisaillement. Le cisaillement est contrôlé par l'application des seuils de déplacements relatifs tangentiels [w]. Cette phase de cisaillement est obtenue pour un déplacement relatif tangentiel [w] de 2mm (Figure 6.3.1.a). En appliquant le déplacement relatif tangentiel, l'interface est sollicitée en contraintes de cisaillement (Figure 6.3.1.c). Au point B, la résistance limite au cisaillement de la calcarénite est atteinte et l'interface se casse en créant une ligne de rupture dans la surface de la calcarénite. Cette résistance limite est atteinte à un déplacement relatif tangentiel [w] de



2mm, une contrainte normale de 1.6MPa et une contrainte de cisaillement de 2.4MPa (Figures 6.3.1.a - d).

**Phase B-C :** La rupture de l'interface au point B incite les deux parties de l'interface à glisser l'une contre l'autre jusqu'à engager le passage des sommets des dents. Ce passage provoque une augmentation des contraintes dans l'interface due à la tendance de l'interface à se dilater. Ceci explique la deuxième montée en pic de contrainte observée sur les courbes de contraintes (Point C et B' des Figures 6.3.1.b et 6.3.1.c respectivement). Les pics de contraintes observés à ce stade sont de l'ordre de 2,70MPa en contrainte normale et 3MPa en contrainte de cisaillement. Ces pics interviennent à un déplacement relatif tangentiel [w] de 4mm.

**Phase C-D :** Cette phase suit le passage des sommets des dents dans l'interface. Une chute des contraintes est observée après le passage des sommets des dents. Cette chute est justifiée par la tendance de l'interface à se contracter pendant la descente des sommets.

**Phase E-...-H** : A partir du point E, le sens du cisaillement est inversé. Le cisaillement se fait donc suivant la direction opposée aux phases précédentes (Figure 6.3.1.a). Pendant cette phase, le passage de sommets des dents génère à nouveau une légère augmentation des contraintes normales, mais l'amplitude des contraintes générées n'atteint plus les pics initialement obtenus. Ceci est dû à la dégradation des propriétés mécaniques de l'interface pendant les phases du cisaillement précédent. La dégradation des propriétés mécaniques de l'interface résulte de l'écrasement des particules « cassées» de calcarénite pendant le cisaillement. La contrainte de cisaillement reste quasiment stable pendant cette phase du cisaillement. Une contrainte normale de 1,3MPa et une contrainte de cisaillement de 1MPa sont mesurées à la fin de cette phase.

**Phase H-I :** En inversant à nouveau le sens du cisaillement à partir du point H, une chute des contraintes est à nouveau observée. Ainsi une contrainte de cisaillement résiduelle de 0,5MPa et une contrainte normale finale de 0,5MPa sont observées à la fin de cet essai.

Phase I-J: Il s'agit ici d'une phase de déchargement de la contrainte normale en axe vertical.

**Remarque :** En observant les chemins de contraintes (Figure 6.3.1.e), on observe que la dégradation post-pic des contraintes se fait selon un angle de frottement résiduel  $\varphi_{res} = 44^{\circ}$ . La montée pré-pic en contraintes se fait suivant un angle de frottement  $\varphi_{pic} = 62^{\circ}$ .





Figure 6.3.1.a : Déplacements tangentiels de l'interface au cours de l'essai



Figure 6.3.1.b : Variation de la contrainte normale de l'interface au cours de l'essai





Figure 6.3.1.c : Variation de contrainte de cisaillement de l'interface au cours de l'essai



Figure 6.3.1.d : Evolution de contrainte de cisaillement par rapport au déplacement tangentiel de l'interface au cours de l'essai





Figure 6.3.1.e: Chemin des contraintes (évolution de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale) au cours du cisaillement de l'interface

#### 6.3.1.2 Essai F13

L'objectif de cet essai (F13) est de :

- Confirmer la résistance statique de l'interface au cisaillement en volume constant en comparant le résultat obtenu de cet essai à celui obtenu dans l'essai F2.
- Vérifier éventuellement les impacts de l'hétérogénéité de la calcarénite sur les résultats des essais obtenus en comparant les résultats obtenus à ceux de l'essai F2. La calcarénite utilisée pour cet essai provient d'une carotte et d'un forage différents de celle utilisé pour l'essai F2.
- D'observer soigneusement la dégradation des propriétés mécanique de l'interface post-pic au cours des cycles. Après l'essai monotone, plusieurs cycles à faible déplacement relatif tangentiel [w] contrôlé sont appliqués en vue d'inciter la dégradation progressive des propriétés résiduelles de l'interface.

Pour obtenir ces objectifs, l'essai F13 a été réalisé en seuils de déplacement relatif tangentiel contrôlés suivant les différentes phases de la Figure 6.3.1.f. Les phases pertinentes sont décrites ci-dessous :

Phase 0-O: Phase initiale de chargement de l'axe vertical en contrainte normale initiale

Phase O-A-B-C: Cette phase correspond à l'essai monotone réalisé par l'application d'un « grand cycle » symétrique et alterné. Le cycle est réalisé en appliquant un seuil en

déplacement relatif tangentiel [w] de ±10mm (Figure 6.3.1.f). Au cours de cette phase de cisaillement, une contrainte normale maximale de 3.70MPa et une contrainte de cisaillement maximale de 3.10MPa sont observées au point O'. Ces valeurs interviennent pour un déplacement relatif tangentiel de 3mm. En inversant le sens du cisaillement, ces valeurs se dégradent respectivement à 3MPa et 2,50MPa, puis à 1,2MPa et 1MPa au point C lors du prochain changement de direction de cisaillement (Figure 6.3.1.g-i).

**Phase C-D-E-F:** Cette phase correspond au cisaillement post-rupture réalisé par l'application d'un « cycle moyen » symétrique et alterné. Le cycle est réalisé en appliquant un seuil en déplacement relatif tangentiel [w] de ±6mm (Figure 6.3.1.f). Au cours de cette phase de cisaillement, une contrainte normale maximale de 1,4MPa et une contrainte de cisaillement maximale de 1.4MPa sont observées entre les points C et D. Ces valeurs interviennent pour un déplacement relatif tangentiel de 3mm. En inversant le sens du cisaillement ces valeurs se dégradent fortement (Figure 6.3.1.g-i). Le pic en contrainte normale observé entre E-F-G est dû à une erreur liée à la chute d'une pièce métallique de la boîte de cisaillement à ce moment de l'essai.

**Phase F-G-H:** il s'agit de l'application de quatre (4) « petits cycles » symétriques et alternés en seuil de déplacement relatif tangentiel de  $\pm 2$ mm. Pendant cette phase du cisaillement les contraintes restent très faibles et proches de zéro.

**Phase H-I-J-K-L:** il s'agit de l'application de deux (2) « cycles moyens » symétriques et alternés en seuil de déplacement relatif tangentiel de ±6mm. Ces cycles sont réalisés en vue d'observer de possibles augmentations en contrainte dans l'interface. Pendant cette phase du cisaillement, les contraintes restent très faibles, stables et proches de zéro. Cette phase de l'essai permet de confirmer la dégradation complète des propriétés mécaniques de l'interface.

#### Remarque :

- En observant les chemins de contraintes (Figure 6.3.1.j), on observe que la dégradation post-pic des contraintes se fait selon un angle de frottement φ<sub>rés</sub> = 43°. La montée pré-pic en contraintes se fait suivant un angle de frottement φ<sub>pic</sub> = 45°.
- La chute des contraintes au cours du cisaillement est accélérée lors du changement du sens de cisaillement. Les cycles alternés pourraient avoir des effets dévastateurs sur les propriétés mécaniques de l'interface. Les chutes de contraintes sont provoquées par un phénomène de « rasage » progressif des aspérités de l'interface.




Figure 6.3.1.f : Déplacement relatif tangentiel de l'interface au cours de l'essai



Figure 6.3.1.g : Variation de la contrainte normale d' interface au cours de l'essai





Figure 6.3.1.h : Variation de la contrainte de cisaillement de l'interface au cours de l'essai



Figure 6.3.1.i : Evolution de la contrainte de cisaillement par rapport au déplacement tangentiel de l'interface au cours de l'essai



ŪGRO

# Figure 6.3.1.j : Chemin des contraintes (évolution de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale) au cours du cisaillement de l'interface

## 6.3.2 Essais Cycliques [VC] en seuils de déplacement relatif tangentiel imposés

Il s'agit des essais F3, F4, F6 et F7.

## 6.3.2.1 Essais F3

Cet essai a été réalisé dans le but d'obtenir des cycles à grandes amplitudes de contrainte de cisaillement. Un seuil de contrainte cyclique de l'ordre de  $\pm 0.85$  x contrainte de cisaillement statique était ciblé. Cet essai s'est arrêté au cours de cisaillement suite à un disfonctionnement de l'ordinateur de commande. Malgré l'arrêt prématuré de l'essai, la Figure 6.3.2.d illustre l'impossibilité d'obtenir les valeurs de contraintes ciblées. Une tentative de description des phases pertinentes de l'essai pourrait être la suivante :

**Phase O-A :** chargement initial de l'axe vertical en contrainte normale initiale.

**Phase A-K :** Cette phase correspond à l'application du premier cycle. Le cisaillement démarre au point A par l'imposition des seuils de déplacement relatif tangentiel [w]. Un seuil en déplacement [w] de ±2,55mm est imposé comme condition limite. Il s'agit du déplacement relatif tangentiel pré-calculé pour obtenir un seuil en contrainte de cisaillement de ±2,55MPa (±85 pourcent de la contrainte statique) au cours des cycles. Comme illustré

sur la Figure 6.3.2.d, les seuils de contraintes ciblés ont été observés pour des déplacements relatifs tangentiels inferieurs aux valeurs imposées.

**Phase K-T :** Il s'agit de l'application du deuxième cycle symétrique alterné. Pour cette phase, les contraintes cibles sont aussi observées pour des déplacements relatifs tangentiels inférieurs à ceux attendus mais supérieurs aux déplacements observés pendant le premier cycle (Figure 6.3.2.d).

### Remarque :

- Essai arrêté prématurément suite au mauvais fonctionnement de l'unité de commande.
- Une comparaison des déplacements relatifs tangentiels [w] auxquels interviennent les contraintes de cisaillement maximales au cours de deux cycles appliqués démontre une accumulation des déformations plastiques sur l'interface au cours du cisaillement.
- Il est difficile d'obtenir les seuils de contraintes cibles par les conditions de déplacements contrôlés.

Apres l'arrêt inattendu de l'essai F3, d'autres échantillons (F4, F6 et F7) ont été soumis à des cisaillements cycliques en déplacement horizontal contrôlé. Lors de ces essais, il n'a pas été possible d'obtenir un grand nombre de cycles. L'intégralité des résultats sont présentés dans les graphiques en annexe.

L'échec de ces quatre essais nous a permis de conclure qu'il était impossible de réaliser des essais cycliques sous conditions de déplacement horizontal contrôlé sur la BCR3D.

Il a donc été décidé de poursuivre les tentatives de cisaillements cycliques en seuils de contraintes de cisaillement imposés. Cette opération a été réalisée avec succès. Les essais F5, F8, F9, F10, F11, F14, F15, et F16 ont été menés en seuils de forces de cisaillement imposés.





Figure 6.3.2.a : Déplacements tangentiels de l'interface au cours de l'essai



Figure 6.3.2.b : Variation de la contrainte normale d'interface au cours de l'essai





Figure 6.3.2.c : Variation de la contrainte de cisaillement de l'interface au cours de l'essai



Figure 6.3.2.d : Evolution de la contrainte de cisaillement par rapport au déplacement tangentiel de l'interface au cours de l'essai





# Figure 6.3.2.e : Chemin des contraintes (évolution de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale) au cours de cisaillement de l'interface

## 6.3.3 Essais Cycliques [VC] en seuils de Contrainte de Cisaillement imposés

Les cycles réalisés à seuils de contrainte de cisaillement imposés ont été appliqués de manière à ce que l'amplitude des forces de cisaillement oscille autour d'une valeur moyenne appelé  $F_{ave}$ . Les oscillations se font d'une valeur minimum  $F_{min}$  à une valeur maximum  $F_{max}$  correspondant à un pourcentage de la force de cisaillement obtenu en essai statique (volume constant). Des séries d'essais symétriques et asymétriques ont été réalisées.







#### 6.3.3.1 Essai F5

Seuils en forces imposés :

 $F_{y max} = + 0.35 F_{y statique}$  $F_{y min} = 0$ 

Type d'essai : essai cyclique symétrique (one-way)

Nombre de cycles réalisés: N=60 cycles

Cet essai est contrôlé en force de cisaillement. Les contraintes et les déplacements relatifs sont mesurés au cours du cisaillement.

Les phases suivantes décrivent le comportement de l'interface dès le début de l'essai :

**Phase O-A :** chargement de l'axe vertical en contrainte normale initiale. Pendant cette phase, la force verticale appliquée sur l'interface cherche à provoquer une réponse contractante (Figure 6.3.4.a) et incite à une augmentation en contrainte normale dans l'interface. La montée en contrainte se stabilise au point A vers 300kPa (Figure 6.3.4.c).

**Phase A-B :** L'axe vertical étant chargé en contrainte normale, les forces de cisaillement sont appliquées sur l'axe horizontal (axe Y). Il s'agit du démarrage du cisaillement proprement dit. Dès le démarrage du cisaillement au point A, l'interface subit un déplacement brusque en cherchant à atteindre les consignes en force. Cette réponse provoque un choc incitant l'interface à se déplacer au point B. Ce choc brutal au début du cisaillement empêche l'interface de respecter les conditions limites pendant cette phase. En conséquence, l'interface se déplace verticalement et un pic de contrainte est observé au point B. Il s'agit d'une réponse inattendue.

**Phase B-C :** Pendant cette phase, les déplacements relatifs restent à peu près stables tandis que les contraintes subissent une légère dégradation progressive. Au point C, l'interface subit une chute en contraintes en essayant de rattraper les consignes. Cette réponse provoque une chute en déplacements relatifs normaux qui se stabilisent à peu près durant la phase suivante.

**Phase C-D**: Au point C, l'interface retrouve les consignes, les contraintes de cisaillement se mettent à osciller de 50kPa à 800kPa. Ce comportement reste uniforme au cours du cisaillement pendant que la contrainte normale subit une dégradation progressive. Les cycles s'appliquent en petits déplacements relatifs tangentiels. En fin d'essai, 60 cycles ont été appliqués. Il a été décidé volontairement d'arrêter l'essai au point D car cet essai était particulièrement lent.

#### Remarque :

La Figure 6.3.4.e illustre le phénomène de dégradation progressive de la contrainte normale au cours des cycles. Cette dégradation engendre un déplacement des boucles de contraintes vers l'origine.









Figure 6.3.4.b : Déplacement relatif tangentiel de l'interface au cours de l'essai



Fugro

Figure 6.3.4.c: Variation de la contrainte normale d'interface au cours de l'essai



Figure 6.3.4.d : Variation de la contrainte de cisaillement de l'interface au cours de l'essai





UGRO

Figure 6.3.4.e : Chemin des contraintes (évolution de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale) au cours du cisaillement de l'interface



Figure 6.3.4.f : Evolution de la contrainte de cisaillement par rapport au déplacement tangentiel de l'interface au cours de cycles



### 6.3.3.2 Essai F10

Seuils en forces imposées :

 $F_{y \max} = + 0.70F_{y \text{ statique}}$  $F_{y \min} = - 0.70F_{y \text{ statique}}$ 

Type d'essai: essai cyclique symétrique (two-way)

Nombre de cycles réalisés: N=113 cycles

Au cours des essais les contraintes de cisaillement cyclique sont cohérentes avec les seuils de forces imposés au début de l'essai (Figure 6.3.4.c).

La courbe de variation de contrainte normale de la figure 6.3.4.d illustre une dégradation progressive en contrainte normale au cours du cisaillement. Cette dégradation de contrainte normale induit un déplacement des boucles cycliques vers l'origine comme indiqué sur la Figure 6.3.4e.

Au bout de 113 cycles, les déplacements tangentiels relatifs restent toujours faibles et le taux de dégradation en contrainte normale est quasiment stable (figure 6.3.4.d). Aucune chute brutale en contrainte normale n'est observée au bout de ces 113 cycles.

Un cycle final est appliqué en « grands » déplacements pour provoquer une chute brutale en contrainte normale. Le comportement des paramètres mécaniques de l'interface est observé pendant cette phase de cisaillement. Sur le chemin des contraintes, on note que le retour de la courbe vers l'origine se fait selon un angle de frottement residuel  $\varphi_{rés}$  de 34° à 45° (Figure 6.3.4.i).







Figure 6.3.4.h : Variation de la contrainte normale d'interface au cours des cycles



Figure 6.3.4.i : Chemin des contraintes (évolution de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale) au cours du cisaillement de l'interface



#### 6.3.3.3 Essai F11

Seuils en forces imposées :

 $F_{y max}$  = + 0.85  $F_{y statique}$ 

 $F_{y \min}$  = + 0.35  $F_{y \text{ statique}}$ 

Type d'essai: essai cyclique asymétrique (one-way)

Cycles réalisés: N=10 cycles

Au début de cet essai, l'interface subit un grand déplacement jusqu'à 5mm. Ce déplacement est provoqué par la forte amplitude de contrainte (85% de la valeur statique) imposée au début de l'essai. Une fois cette amplitude de contrainte atteinte, les déplacements se stabilisent autour de 5mm et les cycles se réalisent en petits déplacements relatifs tangentiels. Au cours de ces cycles, l'interface se cisaille en créant une légère chute progressive de contrainte normale. Au bout de 10 cycles l'interface est quasiment rasée et la chute en contrainte normale provoque un grand déplacement jusqu'à 50mm. Un cycle final à déplacement imposé de ±20mm est appliqué. Pendant cette dernière phase, les contraintes chutent jusqu'à zéro.



Figure 6.3.4.j : Déplacements relatif tangentiels de l'interface au cours de l'essai



fugro

Figure 6.3.4.k : Variation de la contrainte de cisaillement d'interface au cours des cycles



Figure 6.3.4.I : Variation de la contrainte normale d'interface au cours des cycles



UGRO

Figure 6.3.4.m : Chemin des contraintes (évolution de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale) au cours du cisaillement de l'interface

# 6.3.3.4 Essai F14

Seuils en forces imposées :

F<sub>y max</sub> = + 0.55 F<sub>y statique</sub>

 $F_{y \min}$  = - 0.55  $F_{y \text{ statique}}$ 

Type d'essai: essai cyclique symétrique (Two-way)

Cycles réalisés: N=208 cycles



**UGRO** 



# Figure 6.3.4.n : Déplacements tangentiels de l'interface au cours de l'essai



#### 54





Figure 6.3.4.p : Variation de la contrainte normale d'interface au cours des cycles







#### 6.3.3.5 ESSAI F16

Seuils en forces imposées:

 $F_{y max} = + 0.55 F_{y statique}$  $F_{y min} = 0$ 

Type d'essai: Cycles asymétrique (one-way)

Cycles réalisés: N=1500 cycles

Comme c'est le cas dans tout essai réalisé à volume constant, le déplacement vertical est resté bloqué pendant le cisaillement (figure 6.3.4.r).

Au cours du cisaillement le seuil en amplitude de contrainte de cisaillement imposé au début de l'essai est bien respecté. L'oscillation de cette contrainte autour de la valeur moyenne est restée quasi-constant au cours du cisaillement cyclique (Figure 6.3.4.t).

Les différentes phases du cisaillement cyclique peuvent être décrites selon les intervalles des cycles suivants :

### De 0 à 100 cycles

Au démarrage du cisaillement, l'interface est sollicitée en forces de cisaillement. Au bout du troisième cycle, l'adhérence de l'interface se rompt (point B Figure 6.3.4.v). L'interface subit un déplacement relatif tangentiel d'environ 2.5mm (Figure 6.3.4.r) requis pour ré-atteindre la consigne en contrainte de cisaillement (55% de la contrainte statique). Pour maintenir les seuils de contrainte imposés, les cycles se font autour de 2.5mm de déplacement. Pendant cette première phase, l'interface subit une dégradation progressive en frottement. Ce phénomène se traduit par une chute progressive en contrainte normal (Figure 6.3.4.u).

#### De 100 à 500 cycles

Au bout de 120 cycles, les propriétés de l'interface étant légèrement dégradées, l'interface se voit obligée d'augmenter son déplacement relatif tangentiel pour maintenir les seuils de contrainte de cisaillement imposé. Ce phénomène engendre un glissement relatif des dents triangulaires de l'interface qui provoque une tentative de dilatation de l'interface. L'interface étant empêchée de se dilater, le phénomène se traduit par une augmentation progressive de la contrainte normale au cours du glissement relatif des dents triangulaires de l'interface. Le déplacement relatif tangentiel augmente progressivement au cours du glissement de l'interface et atteint 4mm au bout de 500 cycles.

#### De 500 à 1000 cycles

Le glissement de l'interface mobilise un frottement qui contribue à l'augmentation de la contrainte normale sur l'interface. A la fin du 500eme cycle, le taux d'augmentation de la contrainte normale diminue. Cette réduction pourrait être due à la chute de frottement provoquée par l'écrasement des particules mobilisées au cours des cycles précédents. Le pic des contraintes normales est observé à la fin des 1000 cycles et correspond à un



déplacement relatif tangentiel de 5mm, qui traduit le passage des sommets des dents triangulaires.

#### De 1000 à 1200 cycles

Dans cette phase, le cisaillement se fait autour de 5mm de déplacement relatif tangentiel mobilisant le pic des contraintes normal. En poursuivant l'application des cycles de cisaillement, le matériau le plus faible de l'interface (la calcarénite) se casse progressivement en particules frottantes. Le frottement de ces particules contribue à maintenir la contrainte de l'interface constante jusqu' à environ 1200 cycles.

## De 1200 à 1500 cycles

Au-delà de 1200 cycles, le cisaillement de l'interface conduit à l'écrasement des grains de la calcarénite cassée qui provoque ensuite une dégradation en frottement et en contrainte normale. En cherchant à maintenir la consigne en contrainte de cisaillement, l'interface se déplace tangentiellement. Etant privée de frottement l'interface peine à trouver la consigne et provoque un grand déplacement instantané jusqu' à la limite de sécurité (50mm). Une chute brutale en contrainte normale est observée au bout de 1500 cycles (Figure 6.3.4.u).



Figure 6.3.4.r : déplacement vertical de l'interface au cours des cycles



fugro











Figure 6.3.4.u : Variation de la contrainte normale d'interface au cours des cycles



Figure 6.3.4.v : Chemin des contraintes (évolution de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale) au cours du cisaillement de l'interface



### 7 ANALYSE ET SYNTHESE DES RESULTATS

Les résultats présentés permettent de dégager les indications ci-après.

## 7.1 LES ESSAIS MONOTONES

#### 7.1.1 Essai monotone CNC

Cet essai a permis de déduire l'adhérence de l'interface rainurée. Selon la Figure 6.2.c, pour une contrainte normal de 300kPa, la résistance du joint correspond à tau = 0,13MPa.

### 7.1.2 Essais monotones sur l'interface rainurée à volume constant [VC]

La résistance au cisaillement statique de l'interface calcarénite rainurée-coulis de ciment a été déduite des essais F2 et F13. Elle correspond à tau = 3MPa. Cette valeur pourrait dépendre de la géométrie des rainurages de l'interface.

Ces essais ont aussi permis de constater que la résistance résiduelle pourrait continuer à se dégrader au cours d'un nouveau cisaillement.

Une analyse des échantillons après les essais permet de conclure que la rupture de l'interface se fait dans le spécimen de calcarénite (voir image).



#### 7.1.3 Essai monotone sur l'interface lisse à volume constant [VC]

La contrainte maximale mesurée pendant cet essai donne la valeur de résistance au cisaillement d'une interface plane. Cette valeur est de 1,70MPa. De cette valeur, on peut déduire la contribution des rainures à la résistance au cisaillement de l'interface. En statique, cette contribution est de 1,30MPa.

## 7.2 LES ESSAIS CYCLIQUES

Les essais cycliques ont fourni une bonne compréhension du comportement de l'interface rainurée calcarénite-coulis en cours de cisaillement.



#### 7.2.1 Cisaillement à grande amplitude de contrainte

Il s'agit des essais F9, F10, F11 et F15. A grande amplitude de contrainte de cisaillement, la dégradation de contrainte normale intervient rapidement et une chute des valeurs de contrainte vers zéro est souvent observée à faible nombre de cycle.

Au démarrage du cisaillement, un grand déplacement est souvent requis pour atteindre la consigne des contraintes provoquant ainsi une rupture brutale de l'adhérence du joint. Cette rupture spontanée est susceptible d'endommager les aspérités triangulaires de l'interface dès les premiers cycles. Au cours des cycles suivants, la résistance est assurée par le frottement des particules créé par l'endommagement des aspérités. Ce frottement se voit dégradé au cours de cisaillement provoquant ensuite une chute de contrainte normale.

### 7.2.2 Cisaillement à grande amplitude de déplacements

A grande amplitude de déplacements relatifs tangentiels, une chute brutale des contraintes est souvent observée dès le début du cisaillement.

### 7.2.3 Cisaillement à faible amplitude de contrainte

A faible amplitude des contraintes de cisaillement, l'interface est moins sollicitée et est capable de résister plus longtemps aux chargements cycliques appliqués. L'application d'une faible amplitude de contrainte de cisaillement provoque moins de déplacement relatif tangentiel. Les déplacements relatifs tangentiels se font par accumulation de déformations plastiques due à la fatigue de l'adhérence de l'interface au cours du cisaillement. Le comportement de ce type de cisaillement est illustré par l'essai F16. La dégradation des contraintes normales est progressive et lente. Une dégradation complète de contrainte normale est obtenue après le passage d'un millier de cycles (1500 cycles pour l'essai F16).

#### 7.2.4 Cisaillement à faible déplacement relatif tangentiel

A faible déplacement relatif tangentiel, la mobilisation de contrainte de cisaillement sur l'interface s'est faite lentement et progressivement. Le comportement de l'interface pour ce type de cisaillement est identique à celui décrit en section 7.2.3.

## 7.3 MODE DE RUPTURE DE L'INTERFACE CALCARENITE-COULIS DE CIMENT

La rupture de l'interface calcarénite-coulis de ciment se fait par une chute des contraintes normales de l'interface. Ce comportement traduit la chute des paramètres frottants de l'interface. Pour tout essai de cisaillement réalisé, la dégradation des contraintes se produit suivant un angle  $\varphi$ . Cet angle correspond à l'angle de frottement résiduel de l'interface. L'analyse des résultats des essais permet de déduire les valeurs de l'angle de frottement  $\varphi$  résumé dans les tableaux 6.1 et 6.2. Un angle de frottement résiduel moyen de 45° pourrait être retenu pour des interfaces calcarénite-coulis.



### 8 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

#### 7.4 CONCLUSIONS

Cette étude fournit les éléments de base nécessaires pour la compréhension du comportement de l'interface pieu – roche dans le cadre des pieux forés offshore installés dans les roches tendres carbonatés et soumise à des sollicitations axiales monotones et cycliques.

Une analyse comparative des résultats de l'essai monotone réalisé en CNC (essai F1) sur une interface rainurée et en volume constant sur une interface de calcarénite lisse (essai F12) permet de tirer des éléments permettant de conclure que la résistance au cisaillement de l'interface calcarénite-coulis est contrôlée par la rigidité de la roche. Pour une interface rainurée, la résistance au cisaillement est mobilisée par la somme de deux phénomènes : un phénomène de dilatance géométrique lié à la géométrie des rainures et un phénomène classique de dilatance des grains constitutifs des matériaux de l'interface. Tandis que sur une interface lisse, la contrainte de cisaillement mobilisée est due au seul phénomène de dilatance des grains constitutif des matériaux de l'interface. On pourrait donc s'attendre à ce que la résistance maximale au cisaillement mobilisée sur une interface rainurée soit supérieure à celle mobilisée sur une interface lisse. Par contre, une contrainte de cisaillement maximal de 0.57 MPa a été mobilisée dans l'interface rainurée soumise au cisaillement CNC monotone (essai F1) alors qu'une résistance 3 fois supérieure (1.70MPa) était mobilisée sur l'interface lisse soumise au cisaillement monotone en volume constant (essai F12). L'essai CNC représente les conditions de cisaillement de l'interface pour une roche de rigidité nulle, alors que l'essai en volume constant représente les conditions de rigidité infinie. Il est donc clair de conclure que pour les essais d'interface coulis-roche, la rigidité reste le paramètre clé contrôlant la résistance au cisaillement mobilisée sur l'interface.

La contribution de la résistance mobilisée par dilatance géométrique des rainures serait également importante. Le résultat des essais monotones en volume constant réalisés sur des interfaces rainurées (essai F2 et F13) montre une contrainte de cisaillement maximale de 3MPa mobilisée sur l'interface.

A notre connaissance, les essais CNC ne sont pas représentatifs des conditions de rigidité réelle de roches tendres rencontrées dans le cadre des pieux forés offshore. Néanmoins, une étude expérimentale sur site en vue de déterminer la rigidité réelle des roches tendre est indispensable pour la vérification de la condition limite (volume constant) utilisée et la confirmation des résultats obtenus de ces essais.

Bien que la contribution de la résistance au cisaillement mobilisée par dilatance géométrique soit importante, une analyse quantitative, réelle, des rugosités de parois forées avec différentes outils de forage en vue de déterminer la géométrie réelle des rainures serait indispensable pour la simulation de pieux réels.

Sous réserve de confirmation de la condition limite et de la géométrie réelle des rainures par des études réelles sur site, ces essais nous permettent de résumer les points suivants :

En chargement axial monotone, nous retiendrons que:

- La résistance statique au cisaillement de l'interface calcarénite coulis est de 3MPa pour une interface rugueuse rainuré. Cette résistance est de l'ordre de 1,70MPa pour une interface lisse.
- La résistance résiduelle de cette interface au cisaillement est déduire à 1MPa pour l'interface rainurée et l'interface lisse. Cette valeur résiduelle est susceptible de se dégrader vers zéro dans le cas de cisaillements longs en sens alterné.
- La rupture de l'interface se fait dans la calcarénite, dans la mesure où la calcarénite est le composant de l'interface le plus faible en propriétés mécaniques.

Sous chargement axial cyclique, les propriétés mécaniques de l'interface se dégradent au cours des cycles.

- En petits déplacements relatif tangentiel et/ou faibles amplitudes de chargement axial, la dégradation se produit progressivement et lentement. La rupture peut intervenir après un millier des cycles.
- En grands déplacements et /ou fortes amplitudes de chargement axial, la rupture peut intervenir dès le premier cycle ou après une dizaine de cycles selon l'amplitude des déplacements et du chargement.
- L'analyse des chemins de contraintes permet la définition d'une fourchette de l'angle de frottement résiduel de l'interface entre 34° et 53°.

# 7.5 PERSPECTIVES

 Il est préconisé la réalisation d'une étude en élément finis en vue de simuler l'influence de la taille des rainures sur le comportement de l'interface rugueuse. On pourrait étudier le cisaillement de plusieurs interfaces constituées de trois dents chacune. Les tailles des rainures seraient identiques sur chaque interface mais variables d'une interface à l'autre.





 Il est recommandé de réaliser des essais de chargement de pieux réels forés avec différents types d'outils de forage afin de déterminer l'influence de types de rugosité laissés par chaque outil de forage sur le comportement mécanique de l'interface et d'en déduire le facteur d'échelle entre les résultats des essais laboratoire et des essais réels.



## 9 **BIBLIOGRAPHIE**

Abbs A.F. & Needham A.D. (1985), "Grouted piles in weak carbonate rocks", 17th Annual OTC in Houston, Texas, May 6-9, 1985. Paper number OTC 4852

Clayton, C. R. I. and Saffari-Shooshtari, N. (1990), Constant normal stiffness direct shear testing of chalk/concrete interfaces. *Proceedings of the International Chalk Symposium, Brighton.* London, GB, Thomas Telford, 233-238.

Fragio A.G., Santiago J.L. & Sutton VJR (1985), "Load tests on Grouted Piles in Rock, Proc. Offshore Technology Conference, OTC 4851

Hoonil Seol, Sangseom Jeong, Chunwhan Cho & Kwangho You, (2008), " Shear load transfer for rock-socketed drilled shafts based on borehole roughness and geological strength index (GSI), International Journal of rock mechanics and mining sciences, vol. 45, issue 6

Johnston, I.W., Lam, T.S.K. (1989), Shear behaviour of regular triangular concrete/rock joints-analysis. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 5, pp. 711-727.

Moon S. Nam & C. Vipulanandan, (2004), "Load distribution in drilled shafts socketed in limestone and clayshale", Department of civil engineering, university of Houston, Texas

Seidel, J.P. & Haberfield, C.M. (1995), Towards an Understanding of Joint Roughness. Rock Mechanics and Rock Engineering Journal, Vol 28, No. 2 : 69 – 92, May 1995.



# 10 ANNEXE - GRAPHIQUES

# 10.1.1 <u>Essai F1</u>



# Variation du déplacement relatif tangentiel de l'interface au cours de l'essai



## Variation du déplacement relatif normal de l'interface au cours de l'essai





Contractance-dilatance de l'interface au cours de l'essai



Force verticale au cours de l'essai





## Contrainte normale au cours de l'essai











Evolution de contrainte de cisaillement par rapport au déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai



# 10.1.2 Essai F2



Variation du déplacement relatif normal de l'interface au cours de l'essai







fugro

Variation de la force de cisaillement au cours de l'essai



# 10.1.3 Essai F3



Variation du déplacement relatif normal de l'interface au cours de l'essai



Variation de la force verticale au cours de l'essai



# 10.1.4 Essai F4



Variation du déplacement relatif tangentiel de l'interface au cours de l'essai








## Variation de la force de cisaillement au cours de l'essai



# Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai





## Evolution de la contrainte normale au cours de l'essai



#### Chemin des contraintes au cours de l'essai



# 10.1.5 Essai F5



Variation de la force de cisaillement au cours de l'essai



#### 10.1.6 Essai F6



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai







fugro

Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai



Evolution de contrainte normale au cours de l'essai



**J**ugro

Chemin des contraintes au cours de l'essai



## 10.1.7 Essai F7



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai



Variation de déplacement relatif normal au cours de l'essai



fugro

Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai



Evolution de contrainte normale au cours de l'essai





Chemin des contraintes au cours de l'essai



#### 10.1.8 Essai F8



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai



Variation de déplacement relatif normal au cours de l'essai



fugro

# Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai



Evolution de contrainte normale au cours de l'essai



Chemin des contraintes au cours de l'essai





#### 10.1.9 Essai F9



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai



Variation de déplacement relatif normal au cours de l'essai



fugro

# Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai



# Evolution de contrainte normale au cours de l'essai







Chemin des contraintes au cours de l'essai



# 10.1.10 <u>Essai F10</u>



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai



Variation de déplacement relatif normal au cours de l'essai



Fugro





Evolution de contrainte normale au cours de l'essai



**J**ugro

Chemin des contraintes au cours de l'essai



## 10.1.11 <u>Essai F11</u>



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai



Variation de déplacement relatif normal au cours de l'essai



Fugro

Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai



Evolution de contrainte normale au cours de l'essai



**UGRO** 

Chemin des contraintes au cours de l'essai



## 10.1.12 Essai F12



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai



Variation de déplacement relatif normal au cours de l'essai



fugro

# Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai



Evolution de contrainte normale au cours de l'essai





# Evolution de contrainte de cisaillement - déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai



#### Chemin des contraintes au cours de l'essai



## 10.1.13 <u>Essai F13</u>



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai



Variation de déplacement relatif normal au cours de l'essai





Variation de la force de cisaillement au cours de l'essai



Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai



**UGRO** 

## Evolution de contrainte normale au cours de l'essai



## Evolution de contrainte de cisaillement - déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai



**Fugro** 

Chemin des contraintes au cours de l'essai



# 10.1.14 <u>Essai F14</u>



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai







fugro

Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai



Evolution de contrainte normale au cours de l'essai





Chemin des contraintes au cours de l'essai



#### 10.1.15 <u>Essai F15</u>



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai







**Fugro** 

# Evolution de contrainte normale au cours de l'essai



# Variation de la force de cisaillement au cours de l'essai



Fugro

# Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai



# Chemin des contraintes au cours de l'essai



## 10.1.16 <u>Essai F16</u>



Variation de déplacement relatif tangentiel au cours de l'essai









# Evolution de contrainte de cisaillement au cours de l'essai



# Evolution de contrainte normale au cours de l'essai
## FUGRO GEOCONSULTING SAS





Chemin des contraintes au cours de l'essai