

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université AboubakrBelkaïd– Tlemcen –**  
**Faculté de TECHNOLOGIE**  
**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



**THESE DE MASTER EN GENIE CIVIL**

**Option : Structures**

Présenté par :

**M<sup>elle</sup>KHALFOUN Amina**

**M<sup>r</sup>HAOULIA Sid Ali**

**Thème :**

**RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE DE SITE**

Soutenu, le /09/2022, en ligne devant le jury composé de :

<b>M<sup>r</sup>BEKKOUCHE Abdelmalek</b>	<b>Pr</b>	<b>Univ. Tlemcen</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup>.HOUMADI Youcef</b>	<b>Pr</b>	<b>Univ. Tlemcen</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>me</sup>BENAHCHILIF Souad</b>	<b>MCB</b>	<b>Univ. Tlemcen</b>	<b>Encadrante</b>

**Année universitaire: 2021/2022**

## REMERCIEMENTS

Le travail présenté dans ce rapport a été effectué à l'université Abou-BakrBelkaid - Tlemcen-

Avant tout, nous tenons à remercier en premier lieu "Allah ", le tout puissant pour nous avoir donné la force, le courage et la volonté pour accomplir ce modeste travail.

Que nos remerciements les plus sincères s'adressent à notre encadrante Mme **BENAHACHILIF Souad**, pour avoir accepté de superviser notre travail et pour nous avoir initiés aux bases de génie civil, et le soutien inconditionnel, les conseils précieux et la patience sans fin qu'il nous a généreusement fournis pendant nos recherches de mémoire.

Nos sincères remerciements à Mr.**BEKKOUCHE Abdelmalek** professeur à l'université Abou-BakrBelkaid Tlemcen de nous avoir fait l'honneur de présider le jury de soutenance.

Nous remercions également Mr. **HOUMADI Youcef**, professeur à l'université Abou-BakrBelkaid Tlemcen de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.

Nos vifs remerciements et notre sincère gratitude vont aussi à toutes celles et tous ceux qui nous ont épaulés dans les moments durs et nous ont donné la force pour continuer et arriver au bout du travail.

Nous ne pouvons terminer sans exprimer toute notre gratitude à tous les membres de nos famille qui nous ont soutenu et conseillé tout le long de ce travail.



## *Dédicace*

*Je dédie ce mémoire de fin d'études avec grand amour, sincérité et fierté :*

*A mes parents de m'avoir fait confiance et de m'avoir accordé le droit de faire ce qui je voulais. Je vous remercie ma chère mère Zérifi Keira pour son sacrifice, sa compassion et sa douce façon de vivre.*

*Que Dieu vous procure bonne santé et longue vie, en espérant que vous serez toujours fiers de moi.*

*A mon chère frère Mohammed*

*et à mes chères sœurs Naziha, et Karima et Chaimaa*

*qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Il m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.*

*Enfin, j'apprécie grandement et je reconnais le soutien reçu de mes amis notamment Nemmich Feriel et Benamara Nesrine.*

KHALFOUN AMINA



## *Dédicace*

*J'ai un grand plaisir de dédier ce modeste travail*

*A ma très chère mère*

*A mon cher père*

*Quoi que je fasse ou que je dise je ne saurai, point de remercier comme il se doit. Toute affection me couvre,  
ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les  
différents obstacles.*

*Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduira ma gratitude et  
mon affection*

*A mes Frères et ma sœur*

*A mon cher ami Oussama*

*A tous mes amis et mes collègues le long de mes études*

*HaouliaSid Ali.*

## RÉSUMÉ

Le mouvement du sol, comme la liquéfaction, est l'un des aspects les plus vitaux de la dynamique du sol.

Une augmentation soudaine de la pression entraîne une dislocation temporaire des particules de sol. Cette perte de résistance entraîne une diminution de la contrainte du sol.

Compte tenu de l'ampleur des dommages causés par les phénomènes de liquéfaction, ce dernier est devenu une étape importante dans toute étude préalable à la construction, en particulier dans les zones sensibles à la liquéfaction. L'évaluation du potentiel de liquéfaction est généralement estimée par des essais sur le terrain et des méthodes géophysiques.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but une évaluation géophysique du potentiel de la liquéfaction des sols à partir de campagnes géophysique très fournies (site de MOSTAGANEM).

D'après les résultats de l'étude du site de Mostaganem, on peut dire qu'il existe un risque de liquéfaction dans toute la couche de sable.

**Mots-Clés :** Liquéfaction, essai in situ, les méthodes géophysique, CPT, SPT, vitesse des ondes de cisaillement

## ABSTRACT

Soil movement, such as liquefaction, is one of the most vital aspects of soil dynamics.

A sudden increase in pressure leads to a temporary dislocation of the soil particles. This loss of strength leads to a decrease in soil stress.

Given the extent of damage caused by liquefaction, liquefaction assessment has become an important step in any pre-construction study, particularly in liquefaction-sensitive areas. The assessment of liquefaction potentials usually estimated by field tests and geophysical methods.

The work presented in this thesis aims at a geophysical assessment of the potential for soil liquefaction based on extensive geophysical campaigns (MOSTAGANEM site).

According to the results of the study of the Mostaganem site, it can be said that there is a risk of liquefaction in the entire sand layer

**Keywords :** Liquefaction, in situ testing, geophysical methods, , CPT, SPT, shear wave velocity

## ملخص

حركة التربة، مثل التسييل، هي واحدة من أكثر الجوانب حيوية لديناميكيات التربة تؤدي الزيادة المفاجئة في الضغط إلى خلع مؤقت لجزيئات التربة. يؤدي فقدان المقاومة هذا إلى انخفاض في إجهاد التربة.

وبالنظر إلى مدى الضرر الناجم عن ظواهر التسييل، أصبح التسييل خطوة هامة في أي دراسة سابقة للبناء، لا سيما في المناطق الحساسة للتسييل. ويقدر تقييم إمكانات التسييل عموماً بالاختبارات الميدانية والطرق الجيوفيزيائية ويهدف العمل المعروف في هذا الموجه إلى إجراء تقييم جيوفيزيائي لتسييل التربة من الحملات الجيوفيزيائية الواسعة النطاق (موقع مستغانم)

واستناداً إلى نتائج الدراسة التي أجريت على موقع مستغانم، يمكن القول إن هناك خطر التسييل في جميع أنحاء الطبقة الرملية

**الكلمات المفتاحية:** التسييل، اختبار في الموقع، الطرق الجيوفيزيائية، سرعة موجة القص،

CPT, SPT

## SOMMAIRE

Introduction générale .....	1
<b>CHAPITRE I :</b> .....	3
<b>RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE</b> .....	3
I.1 Introduction : .....	4
I.2 Phénomène de liquéfaction des sols : .....	4
I.2.1 Historique du phénomène de liquéfaction : .....	4
I.2.2 Définition du phénomène : .....	4
I.3 Les facteurs influençant la liquéfaction: .....	5
I.3.1 L'intensité et la durée du tremblement de terre : .....	5
I.3.2 Type du sol : .....	6
I.3.3 Degrée de saturation : .....	6
I.3.4 Historique du chargement : .....	7
I.4 Cas de liquéfaction au monde et en Algérie: .....	7
I.4.1 Barrage de Fort Peck : .....	7
I.4.2 Niigata, Japon (1964) : .....	8
I.4.3 Wildlife Refuge, Californie (1987) : .....	10
I.4.4 Moss Landing, Californie (1989) : .....	11
I.4.5 Port d'Island, Kobe, Japon (1995) : .....	11
I.4.6 Chi-Chi, Taiwan (1999) : .....	13
I.4.7 Adapazari, Turquie (1999) : .....	15
I.4.8 Christchurch, New Zealand (2011) : .....	16
I.4.9 Boumerdes, Algérie (2003) : .....	17
I.5 Evaluation du potentiel de liquéfaction : .....	19
I.5.1 Détermination du rapport de contrainte cyclique CSR : .....	19
I.5.2 Évaluation du rapport de la résistance cyclique CRR : .....	23
I.5.3 Évaluation du facteur de sécurité ( $F_s$ ) : .....	37
I.5.4 Conclusion : .....	37
<b>Chapitre II :</b> .....	39
<b>Les méthodes géophysiques appliquées au génie civil</b> .....	39
II.1 Introduction : .....	39
II.2 Méthodes géophysiques .....	40
II.2.1 Les méthodes sismiques .....	40
II.2.2 Méthodes électromagnétiques : .....	53
II.2.3 Méthodes électriques en courant continu : .....	59
II.2.4 Prospection gravimétrique .....	64

II.3 Conclusion :	66
<b>CHAPITRE III :</b>	<b>67</b>
<b>ETUDE DE CAS</b>	<b>67</b>
<b>(SITE DE MOSTAGANEM)</b>	<b>67</b>
III.1 Introduction :	68
III.2 Présentation du site :	68
III.2.1 La localisation :	68
III.2.2 Contexte sismique :	69
III.2.3 Contexte géologique :	69
III.3 Programme des reconnaissances géotechniques :	69
III.3.1 Présentations des sondages réalisés sur le terrain :	69
III.3.2 Exploitations des résultats des sondages carottés :	70
III.3.3 Résultats des essais Down-Hole :	75
III.4 Evaluation du potentiel de la liquéfaction à partir des résultats de l'essai Down-Hole :	80
III.4.1 Calcul du facteur de sécurité <b>FS</b> :	80
III.5 Conclusion :	85
Conclusion générale	86
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	87
ANNEXE	89



# Listes des figures

## Chapitre I :

<b>Figure 1. 1:</b> Représentation de liquéfaction a)et b)état initial et c) pendant la liquéfaction (d'après Johanson 2000). .....	5
<b>Figure 1. 2:</b> Vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck( corps de l'armée des Etats Unis d'Ingénieurs,1939,(MikeJefferies et Ken Ben,2006) .....	8
<b>Figure 1. 3:</b> Inclinaison des batiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (Peter M. Byrne et al,2008).....	9
<b>Figure 1. 4:</b> Rupture du pont de Showa , à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M.Byrne et al,2008). .....	10
<b>Figure 1. 5:</b> Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le Earthquake Engineering ResearchCenter,University of California, Berkeley, Elgamal et al,2001) .....	10
<b>Figure 1. 6:</b> Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche(àdroite) à Moss Landing (D'après le Earthquake Engineering Research Center,University of California , Berkeley; Elgamal et al,2001) .....	11
<b>Figure 1. 7:</b> Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E.Kayen et al,1995). .....	11
<b>Figure 1. 8:</b> Glissement de murs de quai:Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie,la pression qu'il exerce sur le mur augment considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci,(D'aprèsAlisha Kaplan,2004). .....	12
<b>Figure 1. 9:</b> Endommagement des ponts .....	12
<b>Figure 1. 10:</b> Endommagement des routes: Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral(D'aprèsAlisha Kaplan,2004) .....	12
<b>Figure 1. 11:</b> Ebullitions de sable au Comté de Nantou(à gauche) et de Zhangua(à droite) en Taiwan(D'après DR Hsein,2002). .....	13
<b>Figure 1. 12:</b> Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua (D'après r Hsein, 2002). .....	13
<b>Figure 1. 13:</b> Fissure considérables dans le sol à Nantou (D'après Dr Hsein,2002) .....	14
<b>Figure 1. 14:</b> Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan (D'après Dr Hsein,2002). .....	14
<b>Figure 1. 15:</b> Dommages dûs à l'épandage latéral du sol en place (D'après Dr Hsein, 2002). .....	14
<b>Figure 1. 16:</b> Ebullition de sable en Turquie 1999 (D'après Peter M. Byrne et al,2008). .....	15
<b>Figure 1. 17:</b> Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999(D'après Peter M Byrne et al, 2008). .....	15
<b>Figure 1. 18:</b> Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011). .....	16
<b>Figure 1. 19:</b> Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand(2011) .....	16
<b>Figure 1. 20:</b> Ebullition de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand(2011). .....	17
<b>Figure 1. 21:</b> Ebullition de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser 5D'après le EERI, 2003 cité par HaddadeneNacima 2008) .....	18
<b>Figure 1. 22:</b> Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003, cité par HaddadeneNacima 2008). .....	18
<b>Figure 1. 23:</b> Liquéfaction près de la villa de Zemmouri (ébullitions de sable).(D'après le EERI, 2003, cité par HADDADEN Nacima 2008). .....	19
<b>Figure 1. 24 :</b> les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR.....	20
<b>Figure 1. 25:</b> Courbe de coefficient du facteur rd .....	21

<b>Figure 1. 26:</b> Abaques pour la détermination de $K\sigma$ (d'après Hynes et Olsen, 1999).....	25
<b>Figure 1. 27:</b> Schéma de principe de Test SPT.....	26
<b>Figure 1. 28:</b> Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour $M_w=7.5$ (D'après Andrus et al, 2004).....	29
<b>Figure 1. 29:</b> Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $N_{160}$ pour $M_w=7.5$ (D'après Idriss et Boulanger, 2006).....	30
<b>Figure 1. 31:</b> Schéma de principe de mesure du pénétromètre.....	32
<b>Figure 1. 33:</b> Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $qc_{1N}$ , $cs$ pour $M_w=7.5$ (D'après Idriss et Boulanger, 2006).....	34
<b>Figure 1. 34:</b> Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur $VS$ pour $M_w=7.5$ .....	37

## Chapitre II :

<b>Figure II. 1 :</b> Exemple d'enregistrement montrant de belles réflexions (trait bleu) sous les premières arrivées (trait rouge), en vert l'onde sonore et jaune les ondes de surface (ground roll)(source 1).....	41
<b>Figure II. 2:</b> Principe de la sismique réfraction pour un milieu tabulaire à 2 couches.....	42
<b>Figure II. 3:</b> Principe de la sismique réflexion(internet).....	44
<b>Figure II. 4:</b> Tomographie sismique (principe technique de la tomographie sismique <a href="http://www.innogeo.fr">www.innogeo.fr</a> ).....	46
<b>Figure II. 5:</b> principe de méthode sismique passive(méthodes sismiques surveillance par sismique passive. Bernard Giroux).....	48
<b>Figure II. 6:</b> Schéma du principe de la méthode des ondes sismiques transmises en parallèle(Application Method and Description of Parallel Seismic Test <a href="http://www.whrsm.ne">www.whrsm.ne</a> ).....	49
<b>Figure II. 7:</b> Essai MSP   Schéma de principe de l'essai MSP et de son traitement(principe technique des essais MSP <a href="http://www.innogeo.fr">www.innogeo.fr</a> ).....	50
<b>Figure II. 8:</b> Cross Hole   Schéma de principe de l'essai en triplet de forage (essais sismiques cross hole, down hole et masw <a href="http://www.innogeo.fr">www.innogeo.fr</a> ).....	51
<b>Figure II. 9:</b> Appareillage de l'essai Down-Hole.....	52
<b>Figure II. 10:</b> Représentation schématisée de la prospection électromagnétique.( Prospection Géophysique : Méthode Electromagnétique: Romain Brossier).....	53
<b>Figure II. 11:</b> Méthode électromagnétique   Acquisition sur site(principe technique méthodes électromagnétique <a href="http://www.innogeo.fr">www.innogeo.fr</a> ).....	54
<b>Figure II. 12:</b> Principe des méthodes RF-EM et VLF-EM GRAD pour la mise en évidence d'une structure conductrice verticale (Bosch, 2002).(internet).....	56
<b>Figure II. 13:</b> Principe du radar géologique.....	57
<b>Figure II. 14:</b> exemple de radargramme interprété réalisé à une fréquence centrale (internet).....	58
<b>Figure II. 15:</b> Principe de la prospection électrique par courant continu (source 3).....	59
<b>Figure II. 16:</b> Principe du sondage électrique en dispositif de Wenner (alpha).(source 3).....	60
<b>Figure II. 17:</b> Principe du traîné électrique, cas d'un dispositif Wenner(source 3).....	61
<b>Figure II. 18:</b> Principe du panneau électrique Wenner.....	62
<b>Figure II. 19:</b> Principe du panneau électrique et exemple de résultats. En haut,.....	63
<b>Figure II. 20:</b> Schéma de principe de la méthode microgravimétrie.....	65

## Chapitre III :

<b>Figure III. 1:</b> Localisation du projet (GOOGLE EARTH ,2022).....	68
<b>Figure III. 2:</b> Le plan d'implantation des sondages Down-Hole dans le site d'étude.....	70
<b>Figure III. 3:</b> Le plan d'implantation des sondages électriques verticaux(GOOGLE EARTH) .....	72
<b>Figure III. 4:</b> Les résultats des sondages électriques de résistivité.....	73
<b>Figure III. 5:</b> La mesure du temps de trajet des ondes S (ms).....	75
<b>Figure III. 6:</b> La mesure du temps de trajet des ondes P (ms) en fonctionde la profondeur (m) ) .....	76
<b>Figure III. 7 :</b> La représentation d'une analyse d'un Down-Hole en onde S et P suivant tranches.....	77
<b>Figure III. 8:</b> La représentation graphique des paramètres dynamique calculés au forageSC02 avec la profondeur (m).....	79
<b>Figure III. 9:</b> les variations de CRR, CSR et $F_S$ en profondeur ,l'essai Down-Hole (sondageSC02).....	81
<b>Figure III. 10:</b> Les variations de CRR, CSR et $F_S$ en profondeur, l'essai Down-Hole (sondageSC04) <b>Interprétation des résultats :</b> .....	82
<b>Figure III. 11:</b> Les variations de CRR, CSR et $F_S$ en profondeur, l'essai Down-Hole (sondageSC08).....	83
<b>Figure III. 12:</b> les variations de CRR, CSR et $F_S$ en profondeur, l'essai Down- Hole(sondageSC08).....	84

# Liste des tableaux

## chapitre I:

<b>Tableau I. 1:</b> les critères «Chinese criteria » .....	6
<b>Tableau I. 2 :</b> Les valeurs de Km (adopté par Young et Idriss) .....	24

## Chapitre III :

<b>Tableau III. 1:</b> la nature lithologique des différentes couches du site de Mostaganem .....	71
<b>Tableau III. 2:</b> Résultats du sondage électrique SEV01. ....	73
<b>Tableau III. 3:</b> vitesses et paramètres dynamiques calculés du forage Sc02 .....	78
<b>Tableau III. 4:</b> Résultats des calculs de <i>FS</i> par Down-Hole (SondageSC02) .....	80
<b>Tableau III. 5:</b> Résultats des calculs de <i>FS</i> par Down-Hole(SondageSC04) .....	81
<b>Tableau III. 6:</b> Résultats des calculs de <i>FS</i> par Down-Hole(SondageSC08) .....	82
<b>Tableau III. 7:</b> Résultats des calculs de <i>FS</i> par Down-Hole(SondageSC10) .....	84

## Liste des notations et indices :

$\sigma'$  : Contrainte effective [kPa]

$\sigma$ : Contrainte totale [kPa]

$u$  : Pression interstitielle [kPa]

$a_{max}$  : Accélération maximale du sol en surface (m/s<sup>2</sup>)

$g$  : Accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)

$M_w$  : Magnitude de séisme

*C.P.T.*: Essai de test de pénétration de cône.

*S.P.T.*: Essai de pénétration standard

*CSR*: Rapport de résistance cyclique

*CRR*: Rapport de contrainte cyclique générée par le séisme.

$N$  : Nombre de coups de la pénétration standard

$N_0$ :enfoncement d'amorçage de 0à 15cm

$N_1$ :premier enfoncement d'essai de 15à30cm

$N_2$ :deuxième enfoncementd'essaide30à 45 cm

$D_{50}$  : le diamètre moyen de particules (en mm)

$N_{160cs}$  :Nombre de coups normalisé.

$N_{160}$  : Nombre de coups corrigé.

$F_c$  : Coefficient des sables

$Q_c$  : L'effort de pointe

$Q_t$  : L'effort total d'enfoncement

$q_c$  : La résistance de pointe exprimée en atm

$\sigma'_v$  : La contrainte effective exprimée en atm

$R_f$ : Un rapport en pourcentage de frottement

$K_c$  : Un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol.

$q_{c1N}$  : La résistance de pointe corrigée

$f_s$  : Le frottement latéral unitaire local

$V_s$  : La vitesse des ondes de cisaillement appeler aussi ondes transversales (m/s)

$V_p$  :La vitesse des ondes de compression appeler ondes longitudinales (m/s)

$V_{s1}$  : Correction de la valeur de  $V_s$  adopté par l'essai Down Hole

$P_a$ : la pression atmosphérique ( $P_a = 1 \text{ atm} = 100 \text{ KPa}$ ) .

$\sigma_V'$  : La contrainte effective.

**a, b** : Paramètres d'ajustement de courbe ( $a = 0,022$  ;  $b = 2,8$ ).

$V_{S1}^*$  : Limite supérieure de VS1 pour que la liquéfaction se produise

**CRR<sub>7,5</sub>**: Taux de résistance cyclique pour une magnitude de 7.5

$V_{S1_{csal}}$  : vitesse d'onde de cisaillement corrigé

$K_{cs}$  : un facteur de correction de content des fines

$K_{a1}$  : un facteur d'âge à corriger pour les valeurs  $V_{S1}$  élevées provoquées par le vieillissement

**F**: La force horizontale exerce sur la colonne du sol en (KN/m<sup>2</sup>).

**M**: La masse de la colonne en (Kg).

**Z**: La longueur de la colonne en (m).

$\gamma$ : Poids volumique du sol en (KN/m<sup>3</sup>).

$\gamma_h$ : Poids volumique humide du sol en (KN/m<sup>3</sup>).

$\tau_{max}$ : La contrainte de cisaillement maximale.

$\tau_{cyc}$  : la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique.

$r_d$ : Facteur de réduction de contrainte lié à la flexibilité de la colonne de sol.

**MSF**: Le facteur de correction de la magnitude

$K_\sigma$ : Facteur de correction du au poids des terres appliqué au:

$F_S$  : Le coefficient de sécurité

$E_{dyn}$ : Module de Young ou module dynamique

$G_{dyn}$ : Module de Cisaillement ou module de rigidité

**K** : Le coefficient d'incompressibilité

**P** : Le coefficient de Poisson

## Introduction générale

La première phase d'étude d'un projet de génie civil comprend d'habitude une reconnaissance géotechnique du site. Cette reconnaissance permet de décrire les différentes couches de sols rencontrées avec leur nature, leur caractéristique mécanique et physique, ainsi que l'identification des paramètres géophysiques. Ces dernières sont déterminées par des mesures in situ, directes ou indirectes, ou par mesure au laboratoire sur des échantillons remaniés ou non remaniés.

La liquéfaction est l'un des phénomènes les plus importants et les plus complexes de la dynamique des sols. L'occurrence de la liquéfaction, ainsi que la vitesse et l'étendue de la déformation lorsque la liquéfaction se produit pendant le chargement cyclique dépendent des caractéristiques de composition du matériau comme la taille des particules, la granulométrie, la forme, etc.

En effet, quand la résistance à la déformation d'un sol est mobilisée par le frottement entre particules, présente le type le plus susceptible à la liquéfaction. Lorsque le sol est très fin ou contient de fines particules, une cohésion ou adhérence a tendance à se former entre ces particules, les empêchant de se séparer. Par conséquent, le sable contenant un certain grain fin montre une meilleure résistance à la liquéfaction que le sable propre.

Ce phénomène a causé de très graves dommages dans le monde entier, où les sols présentent une cohésion considérable, de graves dommages dus à la liquéfaction se sont produits, tels qu'un tassement excessif et/ou une perte de capacité portante partielle ou totale des structures de fondation peu profondes.

L'objectif de ce travail, après avoir décrit la liquéfaction des sols, s'intéresse à évaluer le potentiel de liquéfaction par des méthodes géophysiques à partir des résultats des essais in-situ.

Le mémoire est structuré en trois chapitres principaux, précédés d'une introduction et suivis d'une conclusion.

Le premier chapitre est une synthèse des connaissances relatives au phénomène de liquéfaction telles que les différents dégâts qui peuvent être causés lors d'un chargement monotone ou cyclique, ainsi que les paramètres affectant ce phénomène. Ensuite la présentation des méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction approchées développées par les auteurs en dernières années.

Le deuxième chapitre est consacré à la reconnaissance géophysique des sols, en décrivant les différentes méthodes géophysiques appliquées aux génies civils.

## **INTRODUCTION GENERALE**

---

Dans le troisième chapitre nous présentons le site de Mostaganem et les reconnaissances géotechniques réalisées ainsi les résultats de l'essai Down-Hole. Pour déduire vers la fin le coefficient de sécurité  $F_s$  pour évaluer le risque de liquéfaction



**CHAPITRE I :**  
**RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

---

### **I.1 Introduction :**

Dans ce premier chapitre nous y décrivons le phénomène de liquéfaction des sols en vue de préciser ses causes et effets. Les facteurs influençant la résistance à la liquéfaction seront ensuite exposés, en faisant la synthèse des différentes techniques d'amélioration des évaluations du potentiel de liquéfaction.

### **I.2 Phénomène de liquéfaction des sols :**

#### **I.2.1 Historique du phénomène de liquéfaction :**

En 16 juin 1819, un tremblement de terre de magnitude 8 sur l'échelle de Richter a frappé le Nord-Ouest de l'Inde, en péninsule de Kutch au Gujarat. Suite à ce séisme, le capitaine James MacMurdo a traité pour la première fois le phénomène de liquéfaction.

Le terme « liquéfaction » a également été utilisé (Mogami et Kubo, 1953) lors de la troisième conférence sur la mécanique des sols et l'ingénierie des fondations (Kramer, 1996) à Zurich. Bien qu'il existe peu de descriptions de ce phénomène, il faudra attendre les deux tremblements de terre majeurs d'Anchorage (États-Unis) et de Niigata (Japon) en 1964 pour que la communauté scientifique s'intéresse à cette question qui intéressait beaucoup les structures associées causé des dommages importants, entre autres, au phénomène de liquéfaction des sols.

Les préoccupations concernant la sécurité des structures à haut risque telles que les barrages et les centrales nucléaires ont conduit à des recherches approfondies sur les outils permettant de mieux comprendre et prévoir ce phénomène

#### **I.2.2 Définition du phénomène :**

La liquéfaction des sols également appelée la liquéfaction sismique est un phénomène d'instabilité dans lequel la résistance et la rigidité d'un sol saturé ou partiellement saturé sont réduites par les secousses sismiques ou d'autres chargements rapides de condition de contrainte, dans lequel des matériaux normalement solides et liquides se comportent comme un liquide. La disparition de la force de contact inter granulaire est produite par l'annulation de la contrainte effective moyenne, c'est-à-dire la différence entre la contrainte moyenne totale et la pression interstitielle  $\sigma' = \sigma - u$

Où :

$\sigma'$  = contrainte effective [kPa]

$\sigma$  = contrainte totale [kPa]

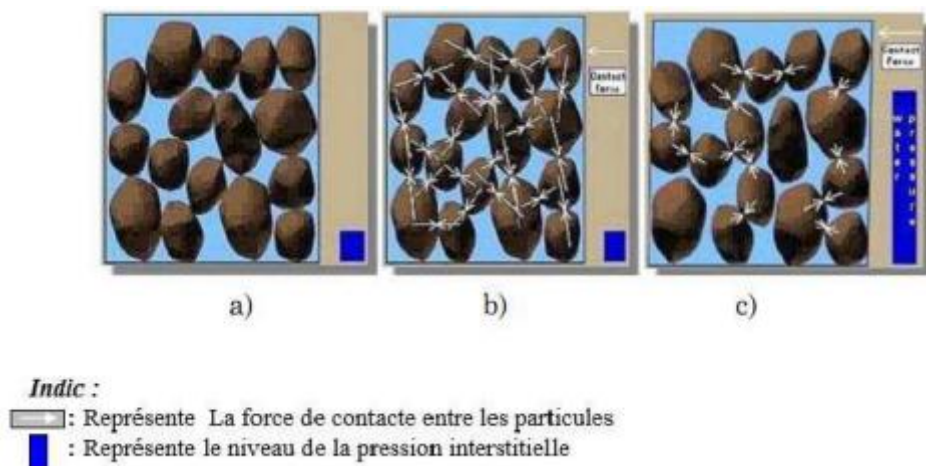
$u$  = pression interstitielle [kPa]

L'augmentation de la pression interstitielle est obtenue par chargement monotone ou chargement cyclique. Les changements de pression interstitielle se produisent généralement dans les sols, qui ont tendance à diminuer ou à augmenter de volume sous les charges appliquées.

La liquéfaction a été responsable d'énormes dégâts irréparable lors des tremblements de terre historiques dans le monde entier. Tels que la remontée de la nappe phréatique, les glissements de terrain, le basculement et l'effondrement des structures élancées, et la rupture des barrages.

La liquéfaction est un phénomène dans lequel les sols mous saturés tels que le limon sableux meuble et les sols sableux meuble sont fortement renforcés.

La figure suivante explique le phénomène de la liquéfaction:



**Figure 1. 1:** Représentation de liquéfaction a)et b)état initial et c) pendant la liquéfaction (d'après Johanson 2000).

### I.3 Les facteurs influençant la liquéfaction:

#### I.3.1 L'intensité et la durée du tremblement de terre :

Afin d'avoir la liquéfaction du sol, il doit y avoir un tremblement du sol. Le caractère du mouvement du sol, telles que l'accélération et la durée de secousse, détermine la déformation de cisaillement qui causent la contraction des particules de sol et le développement d'un excès de pressions interstitielles conduisant à la liquéfaction. La cause la plus commune de la liquéfaction est due à l'énergie sismique libérée lors d'un séisme.

### I.3.2 Type du sol :

Durant la liquéfaction, le comportement des sols varie en fonction de leur composition, géologie et historique. Wang (1979) a proposé une méthode basée sur quatre critères qui permet une identification rapide des sols pouvant subir une liquéfaction en fonction de la nature du sol, ces critères nommés «Chinesecriteria », sont illustrés dans le tableau suivant comme suit :

**Tableau I. 1:** les critères «Chinesecriteria »

Fraction de fines ( $\leq 5\mu\text{m}$ )	$\leq 15\%$
Limite de liquidité ( $LL=W_L$ )	$\leq 35\%$
Teneur en eau naturelle ( $W_N$ )	$\geq 0.9 W_L$ (implique condition saturée)
Indice de liquidité ( $I_L = \frac{W_P - W_L}{I_P}$ )	$\leq 0.75$

Si le sol cohérent ne répond pas à tous ces critères, il est généralement considéré comme n'étant pas susceptible de se liquéfier. Bien que le sol cohérent ne puisse pas se liquéfier, il pourrait y avoir une perte de la résistance au cisaillement non drainée en raison de secousse sismique..

### I.3.3 Degré de saturation :

Le degré de saturation est toutefois un autre paramètre important, le sol ne doit pas forcément être dans des conditions de saturation complète pour introduire à la liquéfaction, la résistance à la liquéfaction pouvant être supérieure de 15 à 20% dans le second cas (Xia et Hu, 1991).

Le développement de la succion dans le cas d'un échantillon moins saturé pourrait être à l'origine de cette augmentation de résistance, induisant une cohésion apparente au sein de l'échantillon (James, 2009) son degré de saturation peut-être déterminé expérimentalement à l'aide coefficient de Skempton  $\bar{B}$  qui vise à caractériser la réponse du sol sur lequel une contrainte isotrope est appliquée, l'effet e cette contrainte étant directement relié à la réponse du sol. (Yang et al. 2004) ont traité de nombreux résultats provenant d'études sur le degré de saturation et ont conclu que la résistance à la liquéfaction était significativement augmentée lors de la diminution du coefficient de Skempton  $\bar{B}$ . (Nicolas Poncelet, 2012)

### **I.3.4 Historique du chargement :**

Il est fréquent que le phénomène de liquéfaction n'apparaisse pas lors d'un chargement cyclique pour cause d'un niveau de chargement trop faible. Les effets de ce chargement induisent une densification des matériaux conduisant à l'augmentation de sa résistance à la liquéfaction d'après (Seed et al. 1975).

James (2009) souligne que la plupart de ceux-ci ont été étudiés expérimentalement, les résultats obtenus pourraient ne pas être adéquats (ou devraient du moins être utilisés avec précaution) lors d'investigations sur le terrain visant à caractériser le déclenchement et le développement de la liquéfaction.

### **I.4 Cas de liquéfaction au monde et en Algérie:**

Comme ce phénomène se caractérise par la rapidité, la soudaineté et le caractère souvent imprévisible, la liquéfaction des sols peut entraîner la destruction partielle ou totale des constructions, voire la perte des vies humaines. Elle provoque également l'enfoncement des constructions dans le sol. La liquéfaction des sols est un phénomène grave qui peut causer des dommages énormes et irréparables. Les conséquences de la liquéfaction sont catastrophiques.

Ainsi la liquéfaction peut provoquer :

Le basculement d'immeuble.

La rupture des barrages (remblais hydraulique).

La rupture des culées des ponts.

Le tassement des dépôts de sable, le déplacement latéral du terrain.

#### **I.4.1 Barrage de Fort Peck :**

Le cas du barrage de Fort Peck est un exemple classique de liquéfaction statique. La construction du barrage a commencé en 1934 sur la rivière Missouri dans le Montana aux Etats-Unis, à environ 70 milles au sud de la frontière canadienne. Le sable de la rivière en amont et le sol alluvial granulaire sont pompés et drainés des tuyaux le long des bords extérieurs, créant des plages qui s'inclinent vers le bassin central. Le dégradé final de la matière déposée provient du plus rugueux sur les bords extérieurs au plus fin de la piscine centrale. La fondation est constituée de sable alluvial, de gravier et d'argile.

Vers la fin de la construction du barrage en 1938, un grand glissement s'est produit dans la coque montante du barrage. Le barrage mesurait environ 60 m de haut au moment de la rupture du barrage, avec une pente moyenne de 4H:1V. La rupture s'est produite sur une section de 500 m et l'expansion s'est produite au moins 12 heures avant la rupture. Quelque temps après ces contraintes initiales, un canal d'écoulement se forme avec de très grands déplacements (jusqu'à 450 m) et très plat (pente finale 20H : 1V). L'aspect fracturé est une masse complète d'une masse de matériau complètement perturbée. Il y a des zones entre les îles du matériel non endommagé semble être dans un état rapide, avec une ébullition apparente du sable. La figure 1.2 montre une vue aérienne de l'effondrement du barrage de Fort Peck, illustrant la nature du glissement de terrain et la grande distance parcourue.



**Figure 1. 2:** Vue aérienne de la rupture de barrage de Fort Peck( corps de l'armée des Etats Unis d'Ingénieurs,1939,(MikeJefferies et Ken Ben,2006)

### **I.4.2 Niigata, Japon (1964) :**

La ville de Niigata est située à l'estuaire des fleuves d'Agano et Shinano. Cet environnement géologique a engendré des dépôts de sables lâches avec une nappe phréatique peu profonde. La surface du sol dans ces espaces est relativement plate.

Durant le séisme de Niigata le 16 Juin, 1964 de magnitude 7.5 sur l'échelle de Richter, la liquéfaction a été observée dans les espaces près des rivières. Cette liquéfaction a été accompagnée par des ruptures de fondation, des effondrements des ouvrages de retenue et des épandages latéraux dans le sol ce qui a causé de sévères dommages dans plusieurs structures

tels que les ponts, les bâtiments, les réseaux enterrés. Les séries de bâtiments d'appartements à Kawagishi-cho sont devenues très connues comme symbole des effets de la liquéfaction des sols .

Lorsque la liquéfaction s'est produite, la résistance du sol sous fondations s'est réduite de sa valeur initiale, engendrant une capacité portante suffisante pour supporter les bâtiments, à la résistance résiduelle du sol liquéfié. Puisque la résistance résiduelle était inférieure à la contrainte de cisaillement imposée par le poids des bâtiments, la chute de la capacité portante du sol s'est produite engendrant de très grandes déformations (Figure 1.3)



**Figure 1. 3:** Inclinaison des batiments d'appartements de Kawagishi-cho à Niigata au Japon dues à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction (Peter M. Byrne et al,2008)

Le pont de Showa près de la rivière de Shinano s'est effondré, car lorsque la liquéfaction s'est produite, l'épandage latérale du sol a causé le déplacement du sol sous le lit de la rivière ce qui a imposé des pressions sur les pieux de fondation qui ont, par la suite, subit une déflexion et se sont déplacés (Figure 1.4).



**Figure 1. 4:**Rupture du pont de Showa , à Niigata au Japon, dues à l'épandage latéral dans le sol (d'après Peter M.Byrne et al,2008).

### **I.4.3 Wildlife Refuge, Californie (1987) :**

Le site Wildlife Refuge a été frappé par deux séismes de 12 heures d'intervalle (Holzer et al.1989, Elgamal et al. 2001). Situé dans l'un des espaces sismiques les plus actifs de la Californie, il est constitué d'une couche superficielle de silt de 2.7 m d'épaisseur sous laquelle il y a une couche de sable silteux liquéfiable de 3.3 m d'épaisseur et la nappe phréatique sur les lieux est de 2 m environ de profondeur. Le premier examen du site après l'événement a révélé des ébullitions de sable et plusieurs ouvertures de fissures dans le sol (Figure 1.5)



**Figure 1. 5:** Ebullition de sable au site de Wildlife (d'après le Earthquake Engineering ResearchCenter,University of California, Berkeley, Elgamal et al,2001)



### I.4.4 Moss Landing, Californie (1989) :

Le séisme de LomaPrieta, en 1989, a engendré de grands épandages latéraux relatifs à la liquéfaction le long de la station marine de Moss Landing causant ainsi des dommages significatifs dans les routes et les structures (Figure 1.6).



**Figure 1. 6:**Epandage latéral le long de la route Sandholdt (à gauche) et destruction d'un centre de recherche(à droite) à Moss Landing (D'après le Earthquake Engineering ResearchCenter,University of California , Berkeley; Elgamal et al,2001)

Ce séisme a aussi engendré des ébullitions de sable comme montrées sur la figure 1.7



**Figure 1. 7:**Ebullition de sable à l'aéroport d'Oakland, le long du fleuve de Salina à la station marine de Moss Landing (D'après Robert E.Kayen et al,1995).

### I.4.5 Port d'Island, Kobe, Japon (1995) :

Le séisme de Hyogoken\_Nambu en 1995 a causé des cas de liquéfaction, particulièrement dans les espaces récupérés tel que le port d'Island, à Kobe au Japon, Ce séisme était la cause de plusieurs dommages cités en ce qui suit avec des images :

Lorsque le sol derrière et/ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur augment considérablement et fait glisser ou/et incliner celui-ci,(



**Figure 1. 8:**Glissement de murs de quai:(D'aprèsAlisha Kaplan,2004).



**Figure 1. 9:**Endommagement des ponts

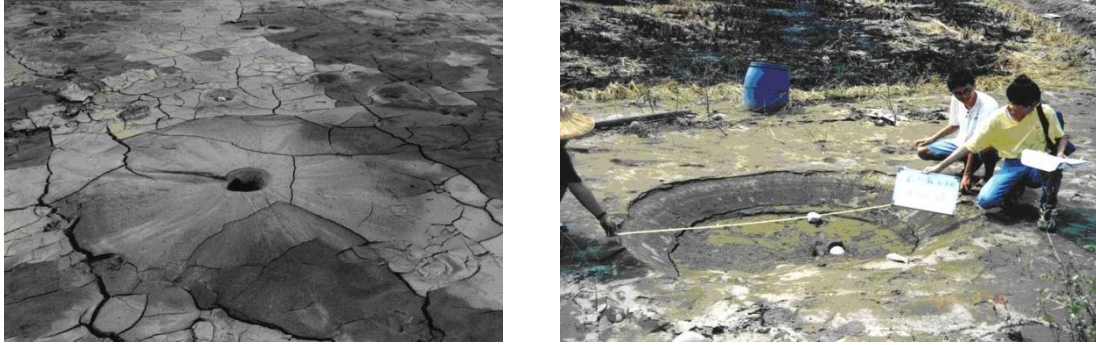
- Un tel dommage peut avoir des conséquences désastreuses, empêchant même les opérations de sauvetage. Les mouvements induits par la liquéfaction peuvent pousser les bases hors du point ou le pont enjambe l'appui, dans ce cas le pont lâche (d'après Jorgen Johansson,2000)



**Figure 1. 10:** Endommagement des routes: Baisse du niveau de la route due à l'épandage latéral(D'aprèsAlisha Kaplan,2004)

### I.4.6 Chi-Chi, Taiwan (1999) :

Les sols en place sont constitués de couches de sol sableux très lâche susceptible à la liquéfaction et le niveau de la nappe phréatique varie de 0,5 m à 5 m de profondeur, ce qui justifie la liquéfaction survenue sur les lieux, après le séisme de Chi-Chi de magnitude 7,6 sur l'échelle de Richter (d'après Dr HseinJuang, 2002), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :



**Figure 1. 11:**Ebullitions de sable au Comté de Nantou(à gauche) et de Zhangua(à droite) en Taiwan(D'après DR Hsein,2002).



**Figure 1. 12:**Ebullition de sable dans un quartier résidentiel au Comté de Zhanghua (D'après r Hsein, 2002).



**Figure 1. 13:**Fissure considérables dans le sol à Nantou (D'après Dr Hsein,2002)



**Figure 1. 14:** Endommagement de bâtisses dû à la liquéfaction en Taiwan (D'après Dr Hsein,2002).



**Figure 1. 15:** Dommages dûs à l'épandage latéral du sol en place (D'après Dr Hsein, 2002)

### I.4.7 Adapazari, Turquie (1999) :

Le séisme d'Adapazari, Turquie (1999) de magnitude 7,5 sur l'échelle de Richter (d'après Peter M. Byrne et al, 2008), et qui a causé différents dommages dont on peut citer ceux qui suivent en images :



**Figure 1. 16:** Ebullition de sable en Turquie 1999 (D'après Peter M. Byrne et al,2008).



**Figure 1. 17:** Poinçonnement de la fondation sous la liquéfaction séisme Turquie 1999(D'après Peter M Byrne et al, 2008).

### I.4.8 Christchurch, New Zealand (2011) :

Le séisme de Christchurch (22 Février 2011) était d'une magnitude 6.3, le tremblement de terre qui a frappé la région de Canterbury en New Zealand, le séisme a été centré sur deux kilomètres à l'ouest de la ville de Lyttelton, et 10 km au sud-est du centre de Christchurch. Il s'ensuit près de six mois après le tremblement de terre de Canterbury de magnitude 7.1 (4 Septembre 2010), qui a causé des dommages importants à Christchurch et la région centrale de Canterbury.

Le séisme a provoqué des dommages étendus dans Christchurch, en particulier dans le centre-ville et des faubourgs de l'Est, avec des dégâts aggravés par les bâtiments et les infrastructures déjà affaiblies par le tremblement de terre de 4 Septembre 2010. Une liquéfaction significative affectée la banlieue Est.



**Figure 1. 18:** Une camionnette qui malheureusement conduit dans un trou causé par la liquéfaction, du Nord de New Brighton, lors du séisme de Christchurch (2011).



**Figure 1. 19:**Un véhicule enlisé dans la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand(2011)



**Figure 1. 20:** Ebullition de sable dues à la liquéfaction, après le tremblement de terre à Christchurch, New Zealand(2011).

### **I.4.9 Boumerdes, Algérie (2003) :**

Le nord de l'Algérie est situé le long de la frontière entre les plaques Eurasia et Africa qui est une région sismique très active. Le séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes a été localisé le long de la marge nordique de l'Atlas Tellien.

La faille de Zemmouri qui n'était pas connue auparavant était la source de ce séisme qui a causé des dommages significatifs dans la région entre Dellys et Alger. Le CRAAG (the Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics) a localisé l'épicentre des secousses dans la mer Méditerranéenne. La magnitude locale était de 6.8 sur l'échelle de Richter, (D'après le EERI Earthquake Engineering Research Institute, Avril 2003)

Des fractures de la surface du sol ont été observées dans les régions épacentrales : la région de Corso, le port de Zemmouri et près de Dellys. Une grande partie du secteur côtier est constituée de larges plaines alluviales liées du côté sud à la ceinture de l'Atlas par des roches métamorphiques et le niveau de la nappe phréatique est généralement profond.

Bien qu'il soit probable que les insuffisances structurales aient été la cause principale des dommages, les sols sableux de Ben Mered se sont liquéfiés dans les espaces de la nappe phréatique peu profonde ce qui a également contribué aux dommages dans cette région.

La liquéfaction et les épandages latéraux étaient présents dans les secteurs près de la rivière d'Isser et dans les gisements étendus de sable de plage.

Des ébullitions de sable et des épandages latéraux dans le sol ont été observées près du pont traversant la rivière d'Isser (voir figure 1.21).



**Figure 1. 21:**Ebullition de sable dues à la liquéfaction près de la rivière d'Isser 5D'après le EERI, 2003 cité par HaddadeneNacima 2008)

La liquéfaction due à l'épandage latéral près de la rivière d'Isser est illustrée par la figure (1.22).



**Figure 1. 22:**Liquéfaction due à l'épandage latéral (D'après le EERI, 2003, cité par HaddadeneNacima 2008).

A gauche : fissuration du sol aux bords de la rivière d'Isser.

A droite : liquéfaction des bords de la rivière d'Isser ;



Près de la ville de Zemmouri, plusieurs sites se sont liquéfiés (voir figure 1.23)



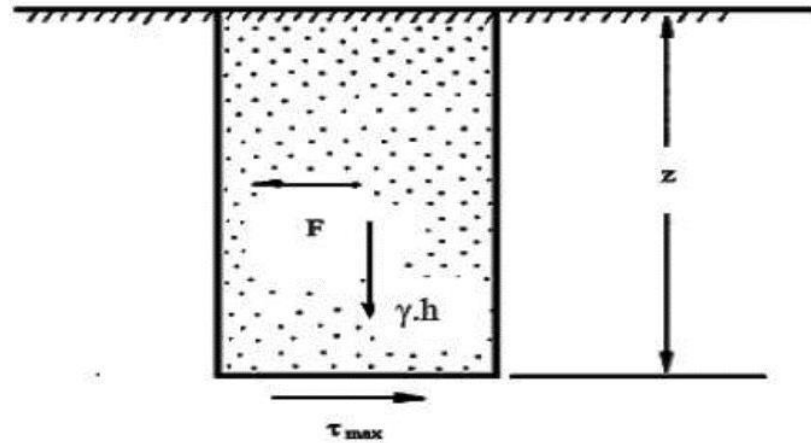
**Figure 1. 23:** Liquéfaction près de la villa de Zemmouri (ébullitions de sable).(D'après le EERI, 2003, cité par HADDADEN Nacima 2008).

### **I.5 Evaluation du potentiel de liquéfaction :**

#### **I.5.1 Détermination du rapport de contrainte cyclique CSR :**

Seed et Idriss ont trouvé une méthode très largement utilisée dans la pratique pour estimer le rapport de contrainte cyclique du sable saturé. Ils expriment le mouvement du sol induit par le séisme par un paramètre simple, le CSR (rapport de contrainte cyclique), qui est la contrainte de cisaillement cyclique moyenne dans la couche ( $\tau_{av}$ ), rapportée à la contrainte effective du sol sus-jacent ( $\sigma_V'$ ). C'est une fonction de l'accélération de surface ( $a_{max}$ ), la profondeur ( $Z$ ), contrainte verticale totale ( $\sigma_V$ ) et effective ( $\sigma_V'$ ) au point considéré. ( $a_{max}$ ) peut être déterminé à partir de l'historique des accélérogrammes ou estimé à partir des règles sismiques, pour une magnitude de séisme  $M_w = 7,5$ .

La colonne de sol a une unité de largeur et de longueur et se déplace horizontalement comme un corps rigide sous l'action d'un tremblement de terre. La figure suivante présente un schéma de ces conditions supposées.



**Figure 1. 24 :** les conditions assumées pour le développement de la relation du CSR  
(Robert W. Day, 2009)

La force horizontale maximale agissant sur la colonne de sol est donnée par la loi fondamentale de la dynamique comme suit :

$$F = m \cdot a = \left(\frac{W}{g}\right) \cdot a = \left(\frac{\gamma \cdot Z}{g}\right) \cdot a_{max} = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \# [I. 1]$$

F : la force sismique horizontale exercée sur la colonne du sol en (KN)

m : la masse totale de la colonne (Kg)

W : le poids total de la colonne du sol en (KN)

$\gamma$  : le poids volumique total de colonne du sol en (KN/m<sup>3</sup>)

Z : la profondeur de la colonne du sol (m)

$a_{max}$  : L'accélération maximale induite par le tremblement de terre en (m/s<sup>2</sup>)

g : l'accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>)

$\sigma_{v0}$  : la contrainte verticale en (KPa)

La force horizontale maximale F égale à la force de cisaillement maximale à la base  $\tau_{max}$  alors :  $\tau_{max} = F = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \# [I. 2]$

Si on divise les deux côtés de l'équation par  $\sigma'_{v0}$  on trouve :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \# [I. 3]$$

Puisque la colonne de sol n'agit pas en tant que corps rigide pendant le tremblement de terre, mais plutôt le sol est déformable, Seed et Idriss (1971) ont incorporé un facteur  $r_d$  de réduction de profondeur au côté droit de l'équation précédente ou :

$$\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} = r_d \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \# [I. 4]$$

Seed et al (1975) ont converti le diagramme qui représente la contrainte de cisaillement due aux sollicitations sismiques en un diagramme «équivalent » de  $N$  cycles, d'amplitude constante.

La contrainte de cisaillement cyclique du séisme à une profondeur considérée est exprimée comme suit :

$$\tau_{cyc} = 0.65 \cdot \tau_{max} \# [I. 5]$$

$\tau_{cyc}$ : la contrainte cyclique due à la sollicitation sismique (KPa).

Par la substitution des équations précédentes, le CSR induit par tremblement de terre est obtenu comme suit :

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot r_d \# [I. 6]$$

CSR : le rapport de contrainte cyclique (sans dimensions).

$\sigma_{v0}$ : la contrainte verticale totale (KPa)

$\sigma'_{v0}$ : la contrainte verticale effective (KPa)

$a_{max}$ : l'accélération maximale du sol en surface due à l'effet sismique ( $m/s^2$ )

$g$  : l'accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ )

$r_d$ : Facteur de réduction de profondeur, également connu sous le nom de coefficient de réduction de contrainte (sans dimensions).

La figure ci-dessous représente la courbe de coefficient du facteur  $r_d$ .

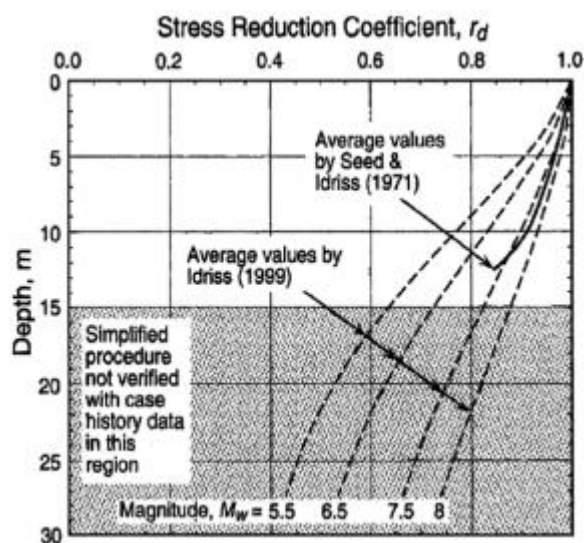


Figure 1. 25: Courbe de coefficient du facteur  $r_d$

Le graphique ci-dessus montre la plage de valeurs pour le facteur de réduction de profondeur,  $r_d$ , et la profondeur sous la surface. Notez qu'à mesure que la profondeur augmente, le facteur de réduction de profondeur diminue pour tenir compte du fait que le sol n'est pas rigide mais déformable.

Plusieurs modèles ont été proposés pour calculer le facteur de réduction, pour les projets de faible risque, les équations suivantes peuvent être utilisées pour la détermination de facteur  $r_d$ .

- Lia et Whithman (1986) ont proposés les relations suivantes :

$$\begin{cases} r_d = 1 - 0.00765Z & \text{pour } Z \leq 9.15m \\ r_d = 1.174 - 0.0267Z & \text{pour } 9.15 < Z \leq 23m \end{cases} \# [I. 7]$$

- Blacke (1999) a proposé une seule équation :

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113 \times Z^{0.5} + 0.04052 \times Z + 0.001753 \times Z^{1.5})}{(1 - 0.4177 \times Z^{0.5} + 0.05729 \times Z - 0.006205 \times Z^{1.5} + 0.001210 \times Z^2)} \# [I. 8]$$

- Au Japon,  $r_d$  est simplement pris égal à :

$$r_d = 1 - 0.0015 \times Z \# [I. 9]$$

L'approche simplifiée pour l'évaluation de CRR est basée sur une magnitude de référence  $M_w = 7,5$

En utilisant un coefficient MSF pour la mise à l'échelle de la magnitude, il est possible de déterminer la valeur CSR corrigée correspondant à un séisme de magnitude différente de 7,5. Le coefficient MSF est calculé en examinant le nombre de cycles de contrainte uniformes équivalents corrélés à la différence de magnitude du tremblement de terre. Ceci est déterminé par un regard dans un laboratoire. De plus, les relations entre le CSR et le nombre de cycles de contraintes uniformes équivalentes ont été déterminées en laboratoire, Leur pression uniforme provoque une contrainte de pression.

Le CSR induit par tremblement de terre de magnitude de 7.5 est obtenu comme suit :

$$CRR_{7.5} = 0,65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \cdot \left(\frac{r_d}{MSF}\right) = \frac{CSR}{MSF} \quad \#[I. 10]$$

La formule de MSF donnée par Youd et Idriss (2001) comme suit :

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7,5}\right)^{-2.56} \quad \#[I. 11]$$

Idriss et Boulanger (2004), après l'examen de toutes les relations, ont adopté celle explicitée par l'équation ci-dessous. Lorsqu'ils utilisent la combinaison avec les formules qui relient  $r_d$  à  $z$  et à la magnitude  $M_w$  et non uniquement à la profondeur, elle fournira des résultats plus conservateurs, surtout dans le cas des faibles profondeurs :

$$MSF = 6,9 \left(\frac{-M_w}{4}\right) - 0.058 \leq 1,8 \quad \#[I. 12]$$

### **I.5.2 Évaluation du rapport de la résistance cyclique CRR :**

La deuxième étape de la méthode simplifiée consiste à déterminer le rapport de résistance circulante (CRR) du sol. La méthode utilisée pour déterminer la résistance à la liquéfaction consiste à utiliser des données obtenues à partir d'essais sur le terrain (SPT, CPT, DMT et mesures de vitesse d'onde de cisaillement...) ou en laboratoire (triaxial cyclique, cisaillement simple...).

La corrélation CRR basée sur l'évaluation du comportement des dépôts de séisme correspond à une magnitude de référence de 7,5. Elles correspondent également à un terrain plat, et à des contraintes verticales effectives de l'ordre de 100 kPa

Kramer (1996) a proposé de prendre en compte l'effet de la contrainte de cisaillement initiale, fonction de la pente du dépôt, et de la contrainte verticale effective supérieure à 100 kPa, en corrigeant la valeur de CRR comme suit :

$$CRR = CRR_{7.5} \times K_m \times K_\sigma \times K_\alpha \quad \# [I. 13]$$

Trois facteurs importants sont mentionnés, le facteur d'échelle  $K_m$ , le facteur de correction  $K_\sigma$  pour les fortes surcharges et le facteur  $K_\alpha$  qui tient compte de la contrainte de cisaillement importante due à l'inclinaison du sol.

- Seed et Idriss ont proposé la formule suivante pour calculer le  $K_m$  :

$$K_m = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad \# [I. 14]$$

Le tableau I.2 représente les différents valeurs de  $K_m$  d'après plusieurs auteurs

**Tableau I. 2 :** Les valeurs de  $K_m$  (adopté par Young et Idriss)

Echelle de séisme(m)	Seed et Idriss(1982)	Idriss(1995)	Ambraseys(1998)
5.5	1.43	2.2	2.86
6	1.32	1.76	2.20
6.5	1.19	1.44	1.69
7	1.08	1.19	1.30
7.5	1.00	1.00	1.00
8	0.94	0.84	0.67
8.5	0.89	0.72	0.44

Pour la détermination de  $K_\sigma$ :

- Youd et al (2001) ont proposé d'utiliser la méthode de Hynes et Olsen (1999) à l'aide de l'expression suivante pour corriger la résistance à la liquéfaction des sables limoneux :

$$K_\sigma = \left( \frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{f-1} \quad [I. 15]$$

Avec :

$K_\sigma$ : facteur de correction de contrainte verticale effective ( $K_\sigma=1$  pour  $\sigma'_{vo} < 100$  kpa)

$P_a$ : est la pression atmosphérique ( $P_a = 100$  kpa)

f: dépend de la densité relative ( $D_r$ ).

Pour  $40\% \leq D_r \leq 60\% \rightarrow 0.7 \leq f \leq 0.8$

Pour  $60\% \leq D_r \leq 80\% \rightarrow 0.6 \leq f \leq 0.7$

La figure I.26 présente quelques bases de données pour la détermination de  $K_\sigma$  pour la pratique des ingénieurs.

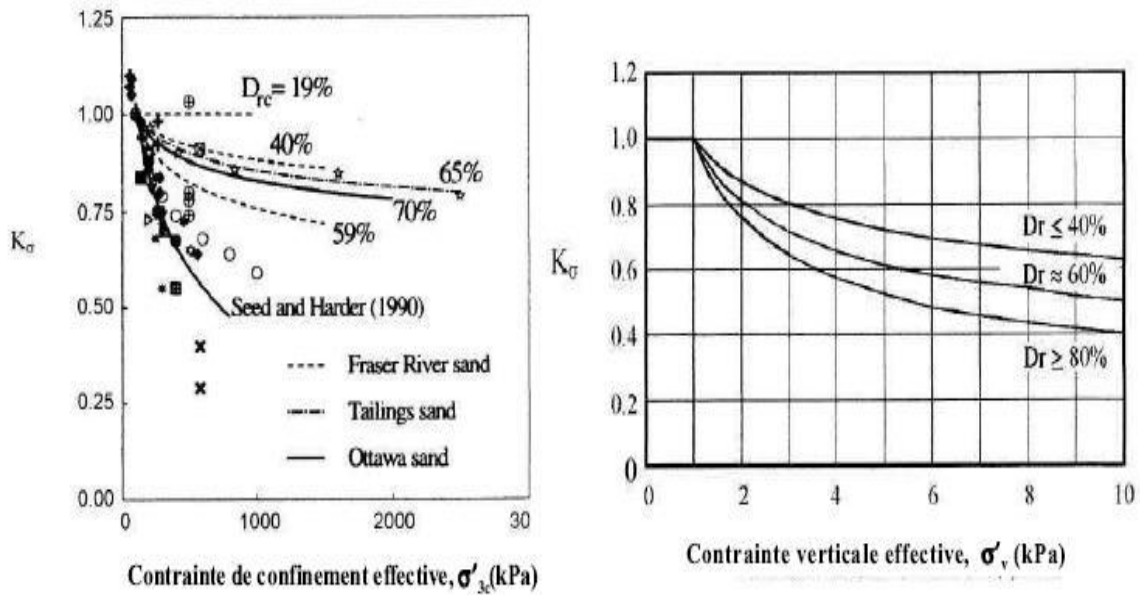


Figure 1. 26: Abaqués pour la détermination de  $K_{\sigma}$  (d'après Hynes et Olsen, 1999)

En 2004 la valeur de  $K_{\sigma}$  d'après Boulanger et Idriss c'est devenue comme suivant :

$$K_{\sigma} = 1 - C_{\sigma} \ln \left( \frac{\sigma_{v'}}{P_a} \right) \leq 1 \quad [I. 16]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 17.3 D_r} \\ \text{ou} \\ C_{\sigma} = \frac{1}{18.9 - 2.55 \sqrt{(N1)_{60}}} \quad \# [I. 17] \\ \text{ou} \\ C_{\sigma} = \frac{1}{37.8 - 8.27 (q_{c1N})^{0.264}} \end{array} \right.$$

$C_{\sigma}$ : facteur de correction ( $C_{\sigma} < 0.3$ )

$D_r$ : la densité relative

$(N1)_{60}$ : la valeur corrigée de SPT-N

$q_{c1N}$ : La résistance de pointe corrigée

### I.5.2.1 Evaluation du CRR par l'essai SPT :

#### I.5.2.1.1 L'essai « SPT » Standard Pénétration Test :

Le test de pénétration standard (SPT) est l'un des tests les plus anciens et les plus fréquemment utilisés pour l'exploration géotechnique. Il est utile dans une grande variété de sols, des argiles faibles et des sables meubles aux argiles très dures et aux sables denses. Il fournit une mesure de la résistance du sol à la pénétration à travers le nombre de coups "N" et un échantillon de sol perturbé mais représentatif qui peut être utilisé pour les tests de classification et d'indice.

Le SPT a été largement utilisé pour l'exploration préliminaire, et de nombreuses corrélations utiles ont été établies entre le nombre de coups, N et les propriétés du sol, les performances des fondations et la sensibilité à la liquéfaction.

Ces dernières années, certains ingénieurs ont développé diverses "corrections" pour les valeurs N mesurées afin de tenir compte des effets de l'utilisation de différents types de marteaux, des effets de la pression du mort-terrain et de divers autres facteurs de moindre importance.

Bien que ces corrections soient souhaitables, leur utilisation a conduit à une confusion concernant les corrélations qui utilisent des valeurs N corrigées et celles qui utilisent des valeurs N non corrigées. L'objectif principal de ce rapport est de lever cette confusion.

Le rapport présente ce qui est considéré comme les corrélations les plus utiles et les plus fiables entre les valeurs N du SPT et la résistance du sol, la compressibilité du sol, la capacité portante des fondations, le tassement des fondations et le potentiel de liquéfaction. Dans chaque cas, il est clairement indiqué quelles corrections doivent être appliquées aux valeurs N mesurées.

Le rapport contient également des corrélations entre l'essai de pénétration standard et l'essai de pénétration Becker, ce qui est utile pour les sols qui contiennent de grandes particules de gravier, où le SPT n'est pas fiable.

### L'appareillage de l'essai SPT :

L'appareillage est composé d'un équipement de forage et de tenue de la paroi, d'un dispositif de battage, d'un train de tiges, d'un carottier et d'un système de mesures.

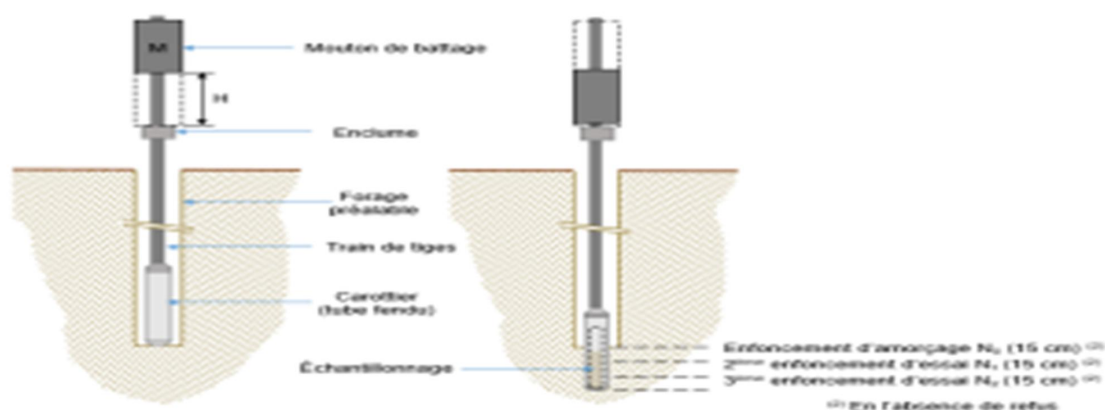


Figure 1. 27: Schéma de principe de Test SPT.

### Procédure de l'essai SPT :



Cette méthode consiste à laisser tomber à plusieurs reprises un mouton de 63.5 kg à une hauteur de 760 millimètres pour conduire les incréments successifs de l'échantillonneur (trois incréments de 150 millimètres); Le nombre des coups exigés pour conduire l'échantillonneur est enregistré pour chaque incrément (150 millimètre).

L'incrément 150 millimètre initial est considéré comme une commande d'allocation des places. Les coups exigés pour le deuxième et le troisième incréments 150 millimètres sont montés pour fournir des coups de 300 millimètres. Ce total est mentionné comme le nombre des coups "N" de SPT.

L'essai SPT présente quelques conditions :

- On ne devrait pas utiliser l'essai SPT dans les sols contenant les gravillons, les galets, ou les rochers, parce que l'échantillonneur peut devenir obstrué, ayant pour résultat des valeurs de N très élevées. L'essai également n'a pas de signification dans le doux et les argiles sensibles (Kulhawy et Mayne, 1990).
- N est toujours enregistré comme nombre entier.

### **Résultats :**

En fonction de la profondeur, on donne l'enfoncement sous le poids mort et le nombre de coups de mouton nécessaire pour chaque intervalle successif de 15 cm (15 cm + 15 cm) ou le refus pour 50 coups de mouton pour l'un ou l'autre des intervalles. On décrit également les sols qui ont été identifiés.

Le nombre de coups de mouton  $N_i$  nécessaire à chaque enfoncement de 15 cm est relevé soit:

- $N_0$ : enfoncement d'amorçage de 0 à 15 cm
- $N_1$ : premier enfoncement d'essai de 15 à 30 cm
- $N_2$ : deuxième enfoncement d'essai de 30 à 45 cm

Le nombre  $N = N_1 + N_2$  est appelé Résistance à la pénétration.

### **I.5.2.1.2 Méthode de TOSHIO et IWASAKI (1984) :**

Le CRR peut être simplement évalué selon de nombreux résultats d'essai de cisaillement cycliques non drainés:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{CRR} = 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \quad \text{pour } 0.04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm} \\ \text{CRR} = -0.05 + 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} \quad \text{pour } 0.6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \#\#[\text{I. 18}]$$

Avec :

N : le nombre de coups de la pénétration standard

$\sigma_v'$  : la contrainte effective (en kgf/cm)

$D_{50}$  : le diamètre moyen de particules (en mm)

### I.5.2.1.3 Méthode de YOUNG et AL (2001) :

Young et al (2001) ont proposé une mise à jour de la courbe de CRR de Seed et al (1985), qui est exprimée comme :

$$\text{CRR}_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad \#\#[\text{I. 19}]$$

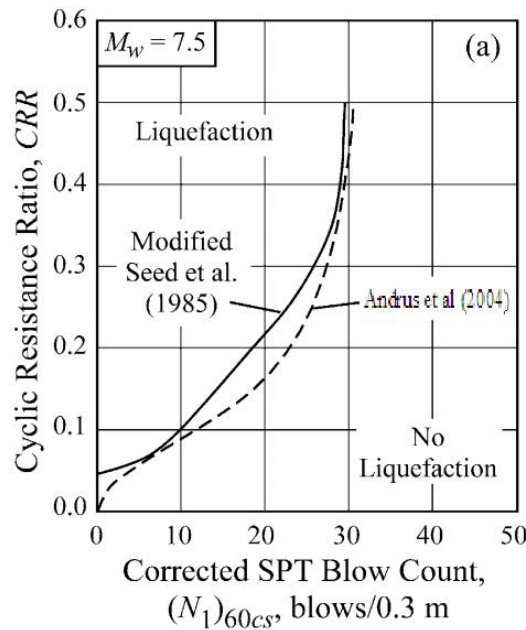
Cette équation reste valable pour  $F_c < 5\%$  (sables propres), et  $(N_1)_{60} < 30$ .

Pour  $(N_1)_{60} > 30$  on admet directement que le sol est non liquéfiable.

### I.5.2.1.4 Méthode d'Andrus et al (2004) :

Andrus et al. (2004) ont proposé l'équation suivante pour le CRR, par l'utilisation de nouvelle courbe de CRR en fonction de  $(N_1)_{60cs}$  (figure 2.19) :

$$\text{CRR}_{7.5} = 0.017[(N_1)_{60cs}]^{0.506} + 2.8 \left[ \frac{1}{215 - 87.8[(N_1)_{60cs}]^{0.253}} - \frac{1}{215} \right] \quad \#\#[\text{I. 20}]$$



**Figure 1. 28:** Courbe simplifiée pour le calcul du CRR pour  $M_w=7.5$  (D'après Andrus et al, 2004).

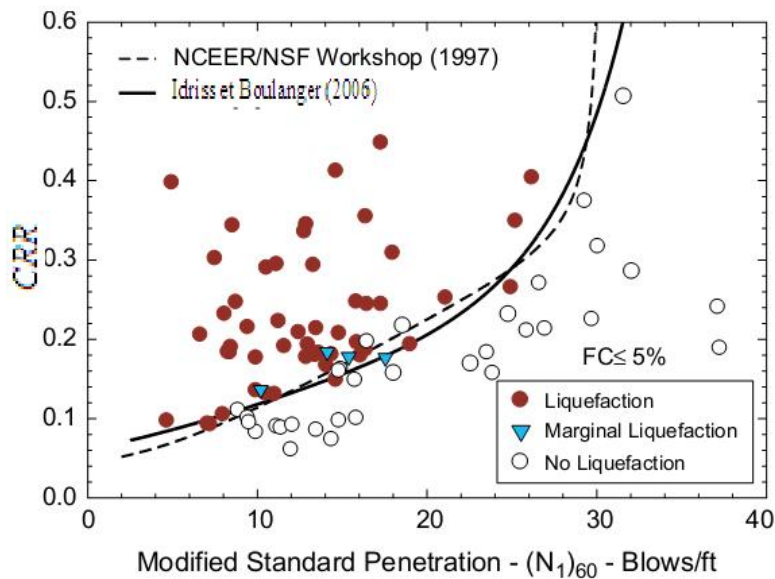
#### I.5.2.1.5 Méthode d'Idriss et Boulanger (2006) :

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de SPT (figure 1.33), pour un sol non cohésion avec n'importe quel contenu fin ( $F_c$ ) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \frac{N_{160cs}}{14.1} + \left( \frac{N_{160cs}}{126} \right)^2 - \left( \frac{N_{160cs}}{23.6} \right)^3 + \left( \frac{N_{160cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right] \quad [I. 21]$$

Avec :

$$N_{160cs} = (N_{160}) + \exp \left[ 1.63 + \frac{9.7}{F_c + 0.1} - \left( \frac{15.7}{F_c + 0.1} \right)^2 \right] \quad [I. 22]$$



**Figure 1. 29:** Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $N_{160}$  pour  $M_w=7.5$  (D'après Idriss et Boulanger, 2006).

### I.5.2.2 Evaluation du CRR par l'essai CPT :

#### I.5.2.2.1 Essai de pénétration statique (Cône pénétration test CPT) :

L'essai de pénétration statique, connu sous le nom générique de CPT (cône pénétration test) d'après l'expression anglaise, est très répandu en France, mais il est certainement d'avantage ailleurs ; son origine remonte en 1920 aux USA, mais c'est surtout aux pays bas à partir de 1932 qu'il s'est rapidement développé, grâce aux activités du laboratoire des sols Delft, il existe plusieurs types d'appareils qui se caractérisent par plusieurs facteurs à savoir :

Leurs puissances qui permettent de traverser es niveaux de sols es plus résistants, par le type de cône (cône mobile, cône fixe). (M. Chogeur. A, 2019).



**Figure 1. 30:**Pénétromètre statique(Source internet)

### **Principe de l'essai :**

L'essai de pénétration statique (NF P94-113,1996 ; EN ISO 22476-1,2007 ;NA 2797,2009). Il consiste à enfoncer dans le sol un pieu-modèle réduit de 30 à 100 mm de diamètre, par vérinage de manière continue avec une vitesse lente et constante de 2cm /s. la résistance de pointe de pénétromètre permet d'estimer la capacité portante des fondations. On mesure directement :

- L'effort de pointe  $Q_c$
- L'effort total d'enfoncement  $Q_t$

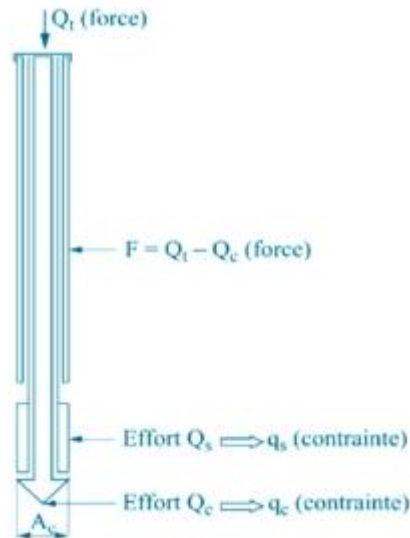
La résistance à l'enfoncement est mesurée tous les 10 cm au maximum.

- Sondage discontinu :

On enfonce le train de tiges jusqu'à la profondeur de mesure en contrôlant l'effort total d'enfoncement. On agit sur le tube extérieur comme représenté sur la figure II.11, sur une longueur de 10 cm au plus. On enfonce alors le cône seul sur une longueur de 4 cm et on contrôle l'effort de pointe.

- Sondage continu :

On enfonce le pénétromètre sans mesurer l'effort total, en notant seulement l'effort de pointe qui est alors mesuré en continu.



**Figure 1. 31:** Schéma de principe de mesure du pénétromètre

**Domaine d’application :**

Le pénétromètre statique permet des fondations et leur capacité portante.

Cet essai est appliqué aux catégories de sols à grains fins et granuleux où la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm et permet la détermination approximative de la section géologique du terrain et de la ou des hauteur(s) d'essai.:

- La fondation d’un immeuble ou d’un ouvrage d’art.
- Lignes TGV et autoroutes.
- Contrôle de traitement ou compactage de sol.

Les résultats issus s’expriment sur des graphiques appelés des pénétrogrammes sur lesquels on reporte on fonction de la profondeur :

- La résistante en pointe  $q_c$ .
- La résistance au frottement latéral  $F_s$ . (M. Chogueur. A, 2019).

**I.5.2.2.2 Méthode d’Olsen et al. (1997) :**

Olsen (1997) propose une méthode simplifiée pour calcule CRR :

$$CRR = 0.00128 \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.7}} \right] - 0.025 + 0.17R_f - 0.028R_f^2 + 0.0016R_f^3 \# [I. 23]$$

$q_c$  : la résistance de pointe exprimée en atm

$\sigma'_v$  : la contrainte effective exprimée en atm

$R_f$  : un rapport en pourcentage de frottement et est défini comme  $R_f = 100 \left( \frac{f_s}{q_c} \right)$  #[I. 24]

### I.5.2.2.3 Méthode de Juang et al (2003) :

Juang et al (2003) proposé l'équation empirique suivante :

$$CRR = C_\sigma \exp \left[ -2.957 + 1.264 \left( \frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^{1.25} \right] \text{ #[I. 25]}$$

Où :

$$C_\sigma = -0.016 \left( \frac{\sigma'_v}{100} \right)^3 + 0.178 \left( \frac{\sigma'_v}{100} \right)^2 - 0.063 \left( \frac{\sigma'_v}{100} \right) + 0.903 \text{ #[I. 26]}$$

$$q_{c1N,cs} = q_{c1N} (2.249 I_c^4 - 16.943 I_c^3 + 44.551 I_c^2 - 51.497 I_c + 22.802) \text{ #[I. 27]}$$

$$q_{c1N} = 10 \left[ \frac{q_c}{(\sigma'_v)^{0.5}} \right] \text{ #[I. 28]}$$

$$I_c = [(3.47 - \log q_{c1N})^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \text{ #[I. 29]}$$

$$F = \left[ \frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \times 100\% \text{ #[I. 30]}$$

$q_c$  : la résistance de pointe (kPa)

$(f_s)$  : le frottement

$\sigma_v$  : la contrainte verticale totale (kPa)

$\sigma'_v$  : la contrainte verticale effective (kPa)

### I.5.2.2.4 Méthode d'Andrus et al (2004)

La relation de CRR proposée par Andrus et al (2004) à utiliser la courbe de la figure 1.36 :

$$CRR_{7.5} = 0.0086 (q_{c1N,cs})^{0.462} + 2.8 \left[ \frac{1}{215 - 62.6 (q_{c1N,cs})^{0.213}} - \frac{1}{215} \right] \text{ #[I. 31]}$$

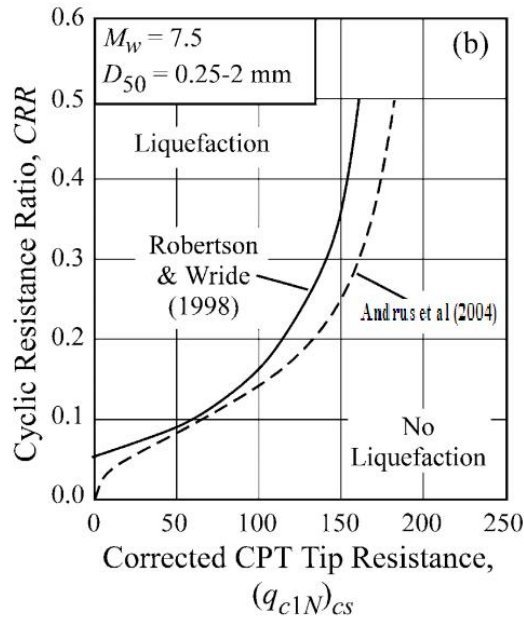


Figure 1. 32: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $q_{c1N,cs}$  pour  $M_w=7.5$  (D'après Andrus et al, 2004).

I.5.2.2.5 Méthode Idriss et Boulanger (2006)

Idriss et Boulanger (2006) ont recommandé l'équation analytique suivante à employer pour déterminer le CRR basé sur des résultats de CPT (figure 1.37) :

$$CRR_{7.5} = \exp \left[ \frac{q_{c1N}}{540} + \left( \frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left( \frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left( \frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad [I. 32]$$

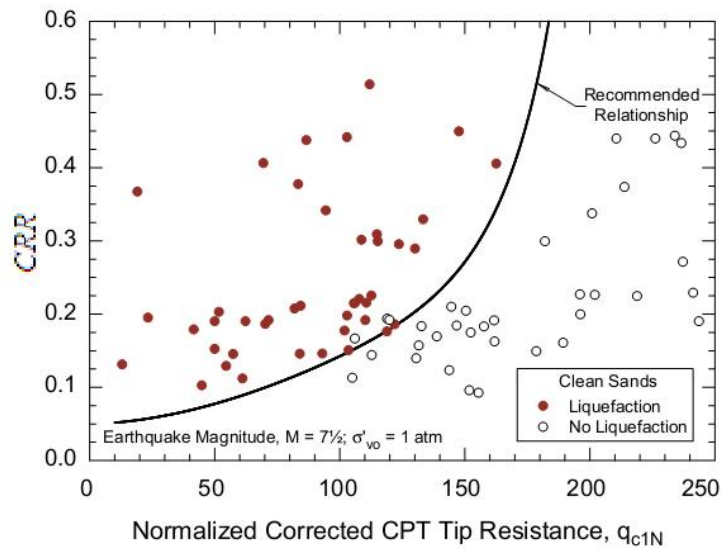


Figure 1. 33: Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $q_{c1N,cs}$  pour  $M_w=7.5$  (D'après Idriss et Boulanger, 2006)



### I.5.2.3 Evaluation du CRR par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement $V_S$ :

La mesure de  $V_S$  offre une alternative prometteuse et/ou un complément aux approches basées sur les tests d'intrusion. L'utilisation de  $V_S$  comme indice de résistance à la liquéfaction est basée sur le fait que la résistance du sol à la liquéfaction et  $V_S$  sont affectées par les mêmes facteurs : indice des vides, état de contrainte dans le sol, historique des contraintes, cimentation et âge géologique.

Il existe plusieurs formules qui relient la résistance cyclique CRR à la vitesse de l'onde sismique VS (Andrus et Stokoe (1997), Andrus et al (2004) ...etc.).

#### I.5.2.3.1 Méthode d'Andrus et Stokoe (1997) :

La relation de CRR proposée par Andrus et Stokoe (1997) est :

$$CRR = \left\{ a \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} - \frac{1}{V_{S1}^*} \right) \right\} \# [I. 33]$$

Avec :

•  $V_{S1}$  : Correction de la valeur de VS adopté par l'essai Down Hole pour tenir compte de la contrainte des sols sus-jacents, pour ce la Robertson et al ont proposé la formule suivante :

$$V_{S1} = \left( \frac{P_a}{\sigma_v'} \right)^{0.25} \# [I. 34]$$

Sachant que :

$P_a$ : la pression atmosphérique ( $P_a = 1 \text{ atm} = 100 \text{ KPa}$ ) .

$\sigma_v'$  : La contrainte effective.

a, b : Paramètres d'ajustement de courbe ( $a = 0,022$  ;  $b = 2,8$ ).

$V_{S1}^*$  : Limite supérieure de VS1 pour que la liquéfaction se produise

Telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{S1}^* = 215 \frac{m}{s} \quad \text{pour } F_c \leq 5\% \\ V_{S1}^* = 215 - \frac{0.5(F_c - 5)m}{s} \quad \text{pour } 5\% < F_c < 35\% \# [I. 35] \\ V_{S1}^* = 200 \frac{m}{s} \text{ pour } F_c \geq 35\% \end{array} \right.$$

**I.5.2.3.2 Méthode d'Andrus et al (2004) :**

La figure 1.38, présente la courbe de CRR en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement corrigé ( $V_{S1_{csal}}$ ) montré par Andrus et Stokoe (2000). Cette courbe pour un pourcentage de fines  $F_C$  inférieur ou égal à 5 %, correspondant à un sable propre. Il est donc nécessaire de proposer un ajustement des courbes établies pour des sols comportant plus de 5% de fines

$$CRR_{7.5} = 0.022 \left( \frac{V_{S1_{csal}}}{100} \right)^2 + 2.8 \left[ \frac{1}{215 - (V_{S1_{csal}})} - \frac{1}{215} \right] \# [I. 36]$$

Avec :

$V_{S1_{csal}}$  : vitesse d'onde de cisaillement corrigé donné comme suit:

$$V_{S1_{csal}} = K_{a1} V_{S1} = K_{a1} K_{cs} V_{S1} \# [I. 37]$$

$K_{cs}$  : Un facteur de correction de content des fines

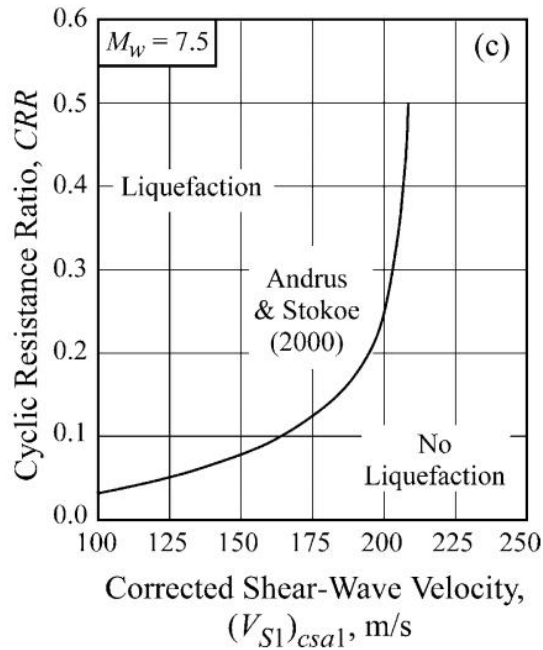
$K_{a1}$  : Un facteur d'âge à corriger pour les valeurs  $V_{S1}$  élevées provoquées par le vieillissement

Andrus et Stokoe (2004) ont assumé  $K_{a1} = 1$  pour tous les sols d'Holocène-âge.

$$\begin{cases} K_{cs} = 1 & \text{pour } F_C \leq 5\% \\ K_{cs} = 1 + (F_C - 5)T & \text{pour } 5\% \leq F_C \leq 35\% \\ K_{cs} = 1 + 30T & \text{pour } F_C \geq 35\% \end{cases} \# [I. 38]$$

Avec :

$$T = 0.009 - 0.0109 \left( \frac{V_{S1}}{100} \right) + 0.0038 \left( \frac{V_{S1}}{100} \right)^2 \# [I. 39]$$



**Figure 1. 34:** Courbe simplifiée pour le calcul du CRR basée sur  $V_S$  pour  $M_w=7.5$   
(D'après Andrus et Stokoe, 2001).

### I.5.3 Évaluation du facteur de sécurité ( $F_S$ ) :

Cette étape concerne la détermination du facteur de sécurité FS, si le rapport de la contrainte cyclique CSR est plus grand que le rapport de la contrainte de résistance cyclique CRR, alors la liquéfaction pourrait se produire pendant le tremblement de terre, et vice versa. Le facteur de sécurité (FS) est défini comme suit :

$$F_S = \frac{CRR}{CSR} \times MSF \# [I. 40]$$

Le sol qui a un facteur de sécurité égal à 1.0 peut subir une liquéfaction pendant un tremblement de terre. Par exemple, si une couche inférieure liquéfie, alors l'écoulement ascendant de l'eau pourrait induire la liquéfaction de la couche qui a un facteur de sécurité égale à 1.0.

### I.5.4 Conclusion :

La liquéfaction des est un phénomène sismique géologique dans lequel la résistance et la rigidité d'un sol saturé ou partiellement saturé sont réduites par les secousses sismiques ou d'autres chargements temporaire de condition de contrainte.

Ainsi la liquéfaction peut provoquer des dégâts sérieux tels que l'enfoncement et l'effondrement des structures, les glissements de terrain, Le tassement des dépôts de sable, le déplacement latéral du terrain ...etc.

Dans le chapitre suivant on présentera en détail les différentes méthodes géophysiques existantes

**Chapitre II :**  
**Les méthodes géophysiques appliquées au génie  
civil**

### II.1 Introduction :

La reconnaissance géophysique, ou levé géophysique, effectue un ensemble de méthodes indirectes que nous recherchons, parmi une ou plusieurs propriétés physiques pour déterminer la structure du milieu souterrain dans un destructif (non invasif) et avec un échantillonnage spatialement suffisamment dense pour que les variations latérales et longitudinales sont décrites uniquement comme permettent d'utiliser des propriétés et des méthodes de mesure. Dans ce chapitre r les différentes méthodes géophysiques appliquées au génie civil sont présentées.

Le domaine de la géophysique implique l'utilisation de la physique pour étudier la structure du terrain. Une méthode consiste à placer une sonde dans le sol, qui mesure les instruments à proximité. Alternativement, les chercheurs peuvent placer une sonde entre les trous de forage, puis près de la surface. Cette approche est connue sous le nom de géophysique de forage et est utilisée pour arpenter le terrain avant la construction d'un bâtiment, d'une infrastructure urbaine ou d'une infrastructure de transport. La reconnaissance géotechnique consiste à étudier la composition d'un site et les propriétés des matériaux. Elle détermine l'emplacement, l'aménagement et les modalités de construction d'un bâtiment à construire sur un terrain. De nombreux aspects de la reconnaissance impliquent l'eau et l'hydrogéologie.

La reconnaissance se traduit par l'élaboration d'un modèle géologique.

Un modèle géologique est un ensemble de représentations d'un site selon ses différents aspects (nature, répartition, propriétés des matériaux qui le composent). Ces représentations prennent physiquement la forme de cartes, de sections, de schémas fonctionnels, de sections d'audio, de texte ou même de modèles.

La reconnaissance est toujours basée sur un modèle géologique ancien, qui peut être très sommaire, imprécis ou peu fiable. Le but de la reconnaissance est de l'améliorer, de le rendre le plus fiable, le plus précis, le plus complet possible pour permettre la conception d'un travail basé sur les données nécessaires et le plus sécurisé possible.

### II.2 Méthodes géophysiques

#### II.2.1 Les méthodes sismiques

Les méthodes de prospection sismique actives utilisent une source d'ébranlement pouvant être générée par un coup de masse sur une plaque métallique, l'explosion de dynamite ou encore les vibrations cohérentes d'un camion vibreur. L'étude des vitesses des ondes élastiques ainsi produites, renseignent sur les caractéristiques mécaniques du sol. On distingue plusieurs types d'ondes sismiques dont notamment :

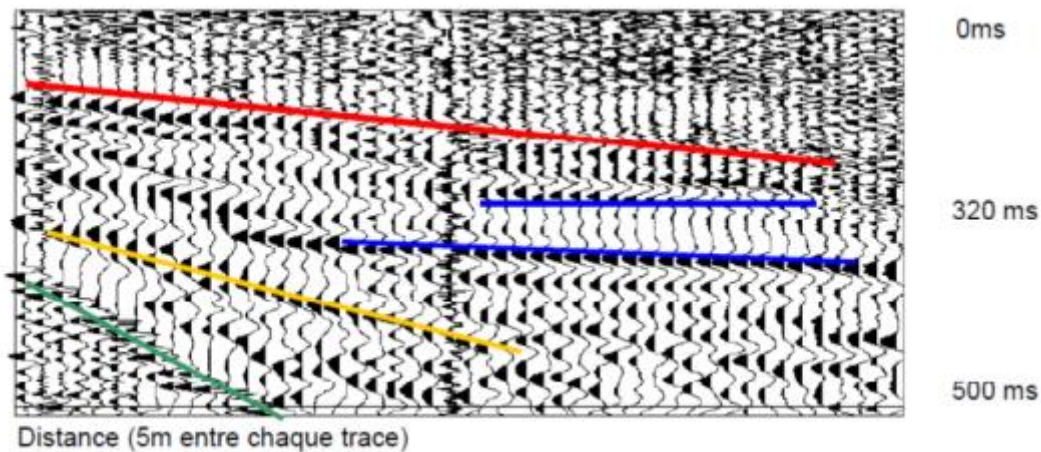
- Les ondes de volume (onde de compression P et onde de cisaillement S)
- Les ondes de surface (onde de Rayleigh, de Love).

Trois principales techniques sismiques permettent d'obtenir des informations sur la distribution de vitesse dans le sol : l'analyse des temps des premières arrivées (sismique réfraction et tomographie), le traitement des ondes réfléchies (sismique réflexion) et l'analyse des ondes de surface

##### II.2.1.1 Principe des méthodes sismiques

Le principe de la sismique est d'envoyer des ondes de type sonore dans le sol et d'enregistrer le retour en surface des ondes directes, réfléchies ou réfractées. Les ondes réfractées sont toujours les premières à atteindre les géophones.

Sur un même enregistrement tous les types d'ondes peuvent être visibles: réfléchies réfractées, ondes P, ondes S, ondes de surface, bruit aérien...ceci explique l'aspect parfois complexe des enregistrements sismiques.



**Figure II. 1 :**Exemple d'enregistrement montrant de belles réflexions (trait bleu) sous les premières arrivées (trait rouge), en vert l'onde sonore et jaune les ondes de surface (ground roll) (source 1)

### II.2.1.2 Sismique réfraction :

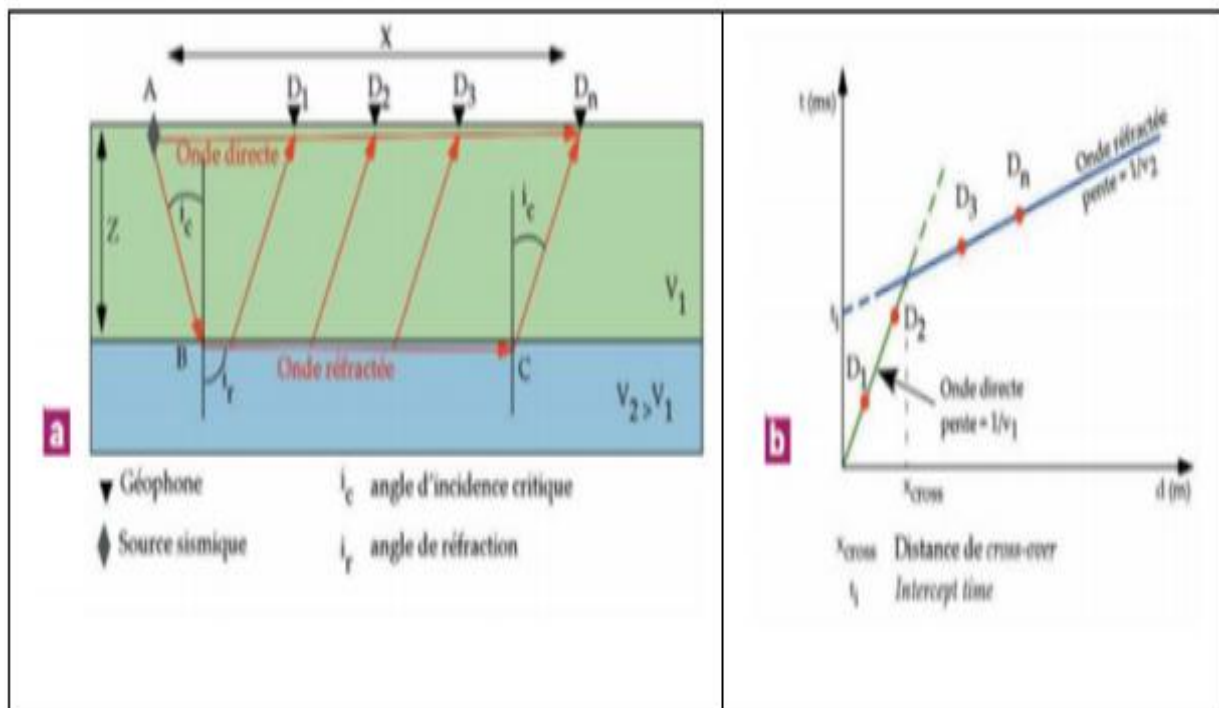
La méthode de sismique réfraction peut être utilisée pour mesurer les vitesses des roches et la profondeur aux réfracteurs. La méthode nécessite une source d'énergie sismique, généralement un marteau pour des profondeurs inférieures à 15 m et des charges de poudre noire pour des profondeurs jusqu'à 30 m. Les ondes sismiques alors pénètrent dans les mort-terrains et se réfractent le long de la surface du substratum rocheux.

Pendant qu'ils voyagent le long cette surface, ils réfractent continuellement les ondes sismiques vers la surface du sol. Ce sont alors détectées par des géophones placés à la surface du sol. Ondes de compression et de cisaillement les ondes peuvent être utilisées dans la méthode de réfraction sismique, bien que les ondes de compression soient les plus couramment utilisées.

La sismique réfraction a pour objectifs principaux la caractérisation de l'état physique des diverses formations composant le sous-sol via le paramètre vitesse sismique ainsi que l'estimation de leur épaisseur.

Cette méthode d'exploration est généralement utilisée dans le cadre des aménagements routiers ou ferroviaires.





**Figure II. 2:**Principe de la sismique réfraction pour un milieu tabulaire à 2 couches  
 .(source2)

### Principales étapes de l'interprétation

Connaissant la distance qui sépare le point d'impact des capteurs, on construit un diagramme temps-distance appelé dromochronique. Les temps sont en ordonnée et les distances en abscisse.

Lors des mesures, il faut prendre garde à bien aligner les géophones, vérifier que le pointé des temps de trajet est aisé, sinon il faut augmenter la puissance de la source ou même renoncer à la campagne de mesure.

On procède immédiatement au pointé des temps et on construit les dromochroniques sur le terrain. Cela sert à vérifier que la conception de la mesure est correcte (longueur, nombre de géophones et distances entre eux, position des sources) par rapport aux objectifs fixés. Si ce n'est pas le cas, on peut alors modifier la conception et recommencer les mesures afin d'optimiser les résultats.

L'interprétation aboutit à une identification du nombre de couches, aux profondeurs des interfaces à l'aplomb de chacun des géophones et à la détermination des vitesses des ondes de compression dans les différents matériaux.

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

---

On se sert alors de ces résultats pour préciser les propriétés et les répartitions des matériaux pour améliorer la connaissance de la géologie du site étudié, organiser le terrassement, etc.

Les applications de la sismique réfraction sont :

- ❖ Détermination de la ripabilité d'un terrain (relation directe avec la vitesse).
- ❖ Géométrie des glissements de terrain.
- ❖ -Épaisseur de la couverture quaternaire, localisation du bedrock.
- ❖ Épaisseur de la couche filtrante d'un aquifère.
- ❖ Présence de zone altérée (fissurée)

### II.2.1.3 Sismique réflexion

#### Domaine et conditions d'application

Un domaine d'application de la sismique réflexion est l'investigation de la structure du sous-sol, notamment s'il est composé de couches sédimentaires plus ou moins plissées et structurées.

Pour les tronçons de tunnel avec une couche arable importante (plusieurs centaines de mètres). Pour de faibles profondeurs de plusieurs dizaines de mètres, il peut également être utilisé pour rechercher des inhomogénéités telles que de grandes cavités souterraines dans des structures sédimentaires monotones.

Selon le type d'onde utilisé (onde P ou S), elle peut également être utilisée pour déterminer la répartition des propriétés élastiques du sous-sol.

Pour la réfraction sismique, il doit y avoir un contraste d'impédance acoustique (vitesse et/ou densité des ondes sismiques) entre les différentes couches. Ceci permet d'obtenir un bon réflecteur pour les ondes sismiques.

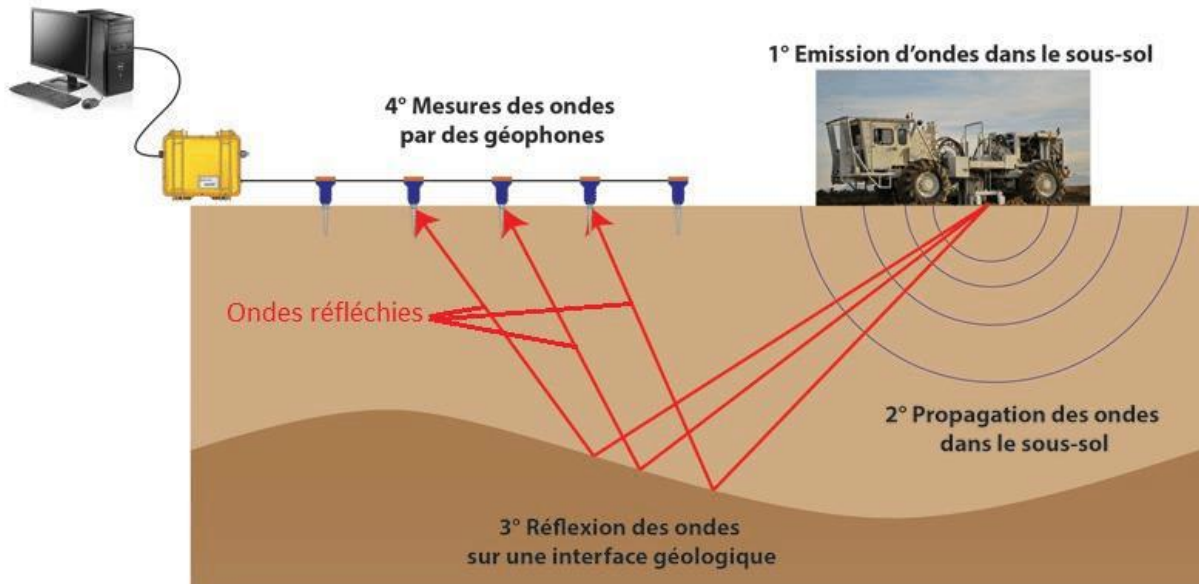
Si la formation est inclinée à plus de  $60^\circ$ , les réflexions des ondes seront déviées et ne reviendront pas à la surface. C'est donc la principale contre-indication à l'utilisation des réflexes sismiques.

#### Principe de la méthode

- Le principe des méthodes sismiques consiste à générer un ébranlement à la surface du sol et à analyser la propagation des différents types d'ondes émises, ainsi que la mesure de leur vitesse. Chaque type d'onde est le support d'une méthode particulière.

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

- La sismique réflexion fait partie des méthodes de propagation d'ondes sismiques au même titre que la sismique réfraction, la sismique par ondes de surface et la sismique en forages.
- La sismique réflexion repose principalement sur l'analyse des ondes de compression, P, réfléchies aux interfaces des couches.



*Figure II. 3:*Principe de la sismique réflexion (source internet)

- Exploration pétrolière onshore et offshore, exploration minière.
- Etudes de fondations, optimisation d'implantation de structures, préféabilité.
- Hydrogéologie : Position de la nappe, structure du réservoir, limite fracturation altération.
- Milieu aquatique : Dragages, ensouillage de câbles/pipelines, fondations, matériaux. La cohérence entre profils terrestres et aquatiques est un avantage de la méthode.

### II.2.1.4 Les ondes de surface (MASW)

#### Principe théorique

La méthode MASW (Multiple Analysis of Surface Waves) consiste à étudier la propagation des ondes de surface (Rayleigh et Love) dans le sous-sol dans le but d'en déduire les variations de vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) sous le profil d'acquisition.

Les vitesses obtenues sont utilisées dans les calculs d'interaction sol-structure sous sollicitation sismique (séisme, vibration). Les ondes de surfaces sont également utilisées pour

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

---

caractériser les formations géologiques quant à leur fracturation / fissuration / altération ainsi que pour détecter des zones de vides ou de déconsolidation.

Les applications de MASW comprennent

- Les calculs de Vs30 pour identification de catégories d'emplacement (Code national du bâtiment).
- Localisation d'argiles sensibles.
- Structures géologiques.
- Le calcul du facteur d'amortissement mécanique dans les sols.
- Le calcul des modules d'élasticité et des propriétés des sols.
- La localisation de zones de sol lâches ou zones de vides.
- Le profilage du roc.

### II.2.1.5 Tomographie sismique :

La tomographie sismique permet d'obtenir des modèles complexes par inversion non calculables par les méthodes traditionnelles de traitement de la sismique réfraction. Cette approche récente est possible grâce aux capacités actuelles des ordinateurs.

#### Principe théorique :

La tomographie sismique consiste à enregistrer les ondes sismiques émises par une source vibratoire sur des géophones régulièrement espacés. L'inversion des temps de parcours de ces ondes permet de calculer la distribution de vitesse du milieu compris entre les deux emplacements. La résolution de la mesure est d'environ 20% de la distance émetteur/récepteur.

#### Traitement et interprétation

Le traitement des données de tomographie consiste en :

- Pointé des temps de propagation des ondes P entre chaque point d'émission et de réception.
- Version des données de temps de propagation pour obtenir la carte des vitesses sismiques dans le plan ausculté.

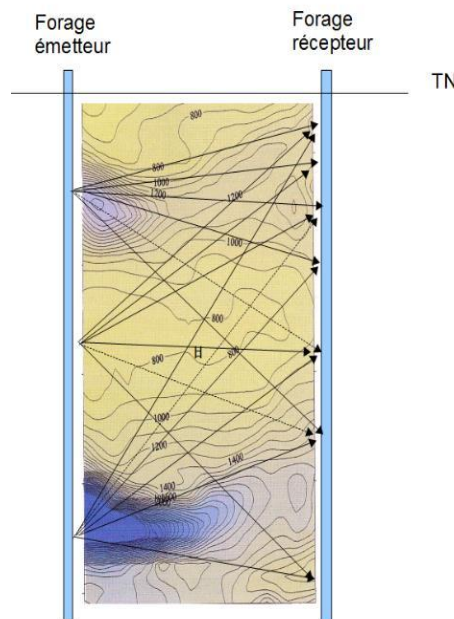
Les résultats se présentent pour chaque tomographie sismique sous la forme de :

- Les cartes des vitesses des ondes de compression dans le plan de mesure entre les deux forages.

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

---

-Dans le cas d'un maillage de forage, un bloc 3D de répartition des vitesses des ondes de compression au droit de la zone.



**Figure II. 4:** Tomographie sismique (principe technique de la tomographie sismique [www.inngeo.fr](http://www.inngeo.fr))

### II.2.1.6 Sismique passive

Lorsque les caractéristiques de la zone de chantier rendent impossible l'application des méthodes géophysiques traditionnelles (chantiers urbains, notamment), il est nécessaire de se tourner vers d'autres techniques pour contourner ces insuffisances. Les méthodes sismiques "traditionnelles" basées sur la détermination de la valeur de  $V_p$  deviennent quasiment inutiles.

Les particularités de la sismique passive qui en font une méthode plus avantageuse que les autres méthodes sismiques en milieu urbain sont sa capacité à détecter les zones où se produisent des inversions de vitesse et le fait qu'elle utilise le bruit ambiant comme source du signal sismique à mesurer.

La Sismique Passive est une méthode de développement récent, qui apparaît souvent appelé Réfraction Microtremor (ReMi), et qui a des similitudes avec d'autres méthodes connues, SAWS (Spectral Analysis of Surface Waves) et MASW (Multi Channel Analysis of Surface Waves), ces deux dernières méthodes concernant l'étude des ondes de surface du type Rayleigh.

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

---

L'objectif principal est de déterminer la distribution des valeurs de transmission des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) à travers le terrain, à partir de l'analyse spectrale du bruit sismique environnant, qui est convenablement enregistré.

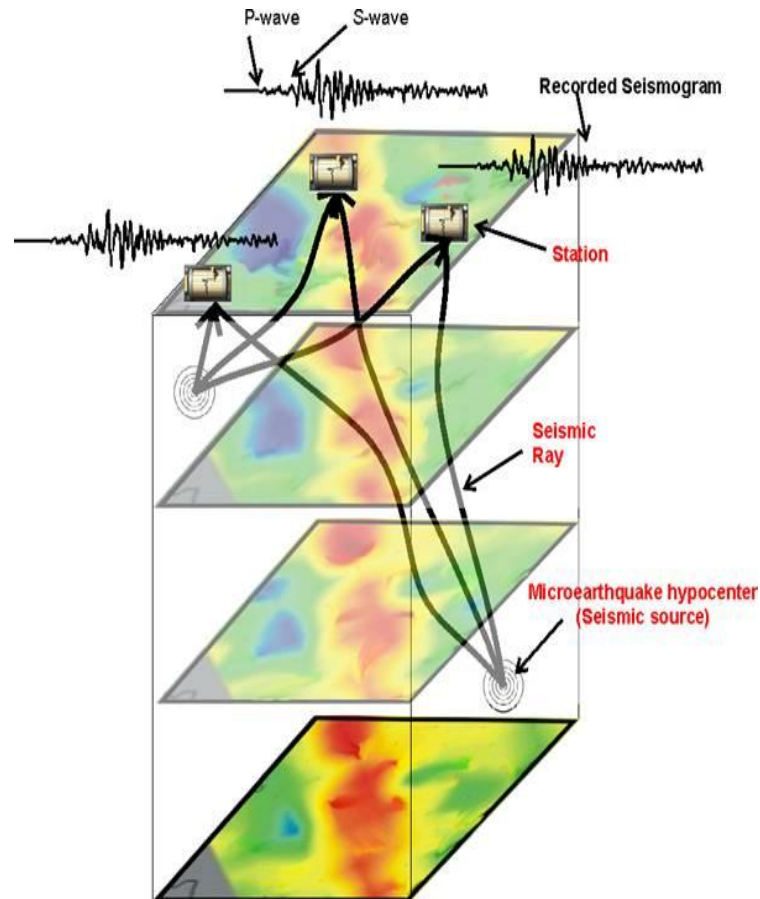
En dépit de sa jeunesse, la Sismique Passive a prouvé qu'il s'agit d'une option fiable lorsqu'il s'agit de caractériser en termes géotechniques le terrain urbain ou à proximité d'autoroutes, aéroports ou voies ferrées. Ce sont là des milieux où le niveau de bruit ambiant empêche la mise en place d'autres types de dispositifs sismiques.

La connaissance de la distribution des valeurs de  $V_s$  du terrain est un aspect incontournable à tenir en compte lors des projets d'intervention géotechnique.

Ces valeurs dépendent spécifiquement du degré de contact entre les matériaux et de la cohésion entre leurs grains, sans que le contenu en eau n'ait aucune influence. Le but principal des mesures est donc l'évaluation de la consistance du terrain. Ceci est possible à partir de l'analyse des ondes superficielles (Rayleigh) qui font partie du bruit sismique ambiant (parmi ce bruit sismique on trouve des ondes de compression, des ondes de cisaille, des réfractions, des réflexions, des ondes directes...).

A l'aide de la transformée bidimensionnelle de Fourier et de calculs que nous ne développerons pas ici, on arrive à isoler les ondes de Rayleigh des enregistrements sismiques et à connaître leur vitesse  $CR$ , vitesse de phase. A partir de là on calcule facilement les valeurs de  $V_s$  en employant la formule:

$$CR = 0,94 V_s \quad \#[II.3]$$



**Figure II. 5:**principe de méthode sismique passive(méthodes sismiques surveillance par sismique passive. Bernard Giroux)

### II.2.1.7 Sismique Parallèle :

**Principe d'essai :**

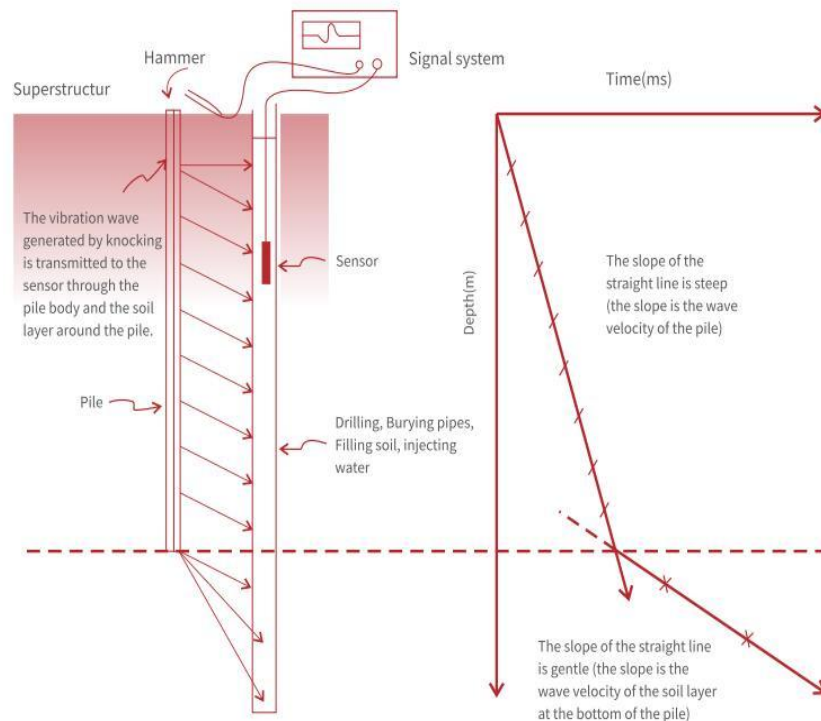
La méthode de transmission sismique parallèle consiste à utiliser un marteau (barre de force) pour frapper verticalement sur la surface supérieure de la pile (ou une superstructure comme un bouchon de pile relié au-dessus de la pile) pour générer une onde de contrainte, qui se propage vers le bas le long du corps de la pile.

Comme le montre la figure 1, il se transmet lorsqu'il rencontre la couche de sol environnante, et un capteur est placé dans le trou foré à l'avance à côté de la pile pour recevoir le signal d'onde transmis, ce qui permet de lire le temps d'onde à différentes profondeurs et de calculer le temps d'arrivée ... diagramme de relation de profondeur. Lorsque le capteur est inférieur au fond de la pile, la vitesse du son change et un point d'inflexion est affiché sur le diagramme temps-profondeur.

La longueur de la pile peut être déduite de la position où la pente de la ligne droite change. Les pentes des deux lignes droites peuvent être utilisées pour déduire la vitesse

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

moyenne des vagues du corps de la pile et la vitesse des vagues de la couche portante au fond de la pile.



**Figure II. 6:**Schéma du principe de la méthode des ondes sismiques transmises en parallèle(Application Method and Description of ParallelSeismic Test [www.whrsm.ne](http://www.whrsm.ne))

La transmission de ce signal sismique est enregistrée par plusieurs capteurs (géophones) placés à intervalles réguliers dans le forage.

Les résultats obtenus sont typiques lorsque certaines conditions sont réunies pour le forage. Il doit être parallèle au poteau ou au mur, la distance entre eux ne doit pas dépasser 2 mètres et sa profondeur doit être nettement supérieure à la profondeur du poteau ou du mur.

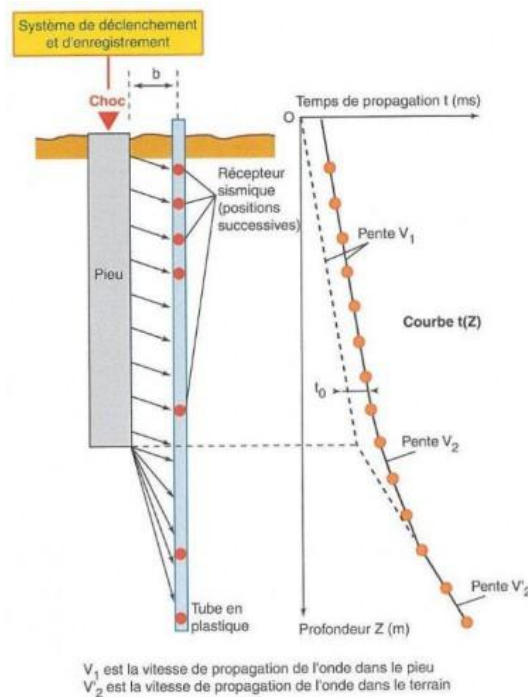
Le traitement des données de ce type de mesure consiste principalement à créer des diagrammes temps-distance ou dromocron. Après avoir confirmé que l'onde longitudinale arrive en premier à chaque récepteur situé dans le forage, le temps que met l'onde longitudinale pour atteindre le capteur est calculé.

Ces temps calculés nous permettent de créer un graphique temps-distance montrant le temps nécessaire à l'onde P pour atteindre chaque capteur (c'est-à-dire à chaque profondeur). Ce tableau constitue le résumé principal des mesures et la base de l'interprétation des résultats.



## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

La figure ci-dessous montre un schéma commun pour l'acquisition de données et le traçage temps-distance.



**Figure II. 7:** Essai MSP | Schéma de principe de l'essai MSP et de son traitement(principe technique des essais MSP [www.inngeo.fr](http://www.inngeo.fr))

### Traitement et interprétation :

Les données sont enregistrées et sont traitées en bureau d'études pour obtenir le graphe du temps de propagation en fonction de la profondeur. On détermine, à partir de ce graphe, la profondeur de la fondation ou de la palplanche, au droit du forage, avec une précision de l'ordre de quelques décimètres.

### II.2.1.8 Cross Hole

La méthode cross-hole consiste à mesurer les temps de propagation d'ondes sismiques entre un forage émetteur et un forage récepteur, et de déduire, à partir des ondes de compressions (onde P) et des ondes de cisaillement (onde S), les propriétés mécaniques (dynamiques) de sol - le coefficient de Poisson ( $\nu$ ), les modules d'Young ( $E$ ) et de cisaillement ( $G$ ).

### Réalisation sur site

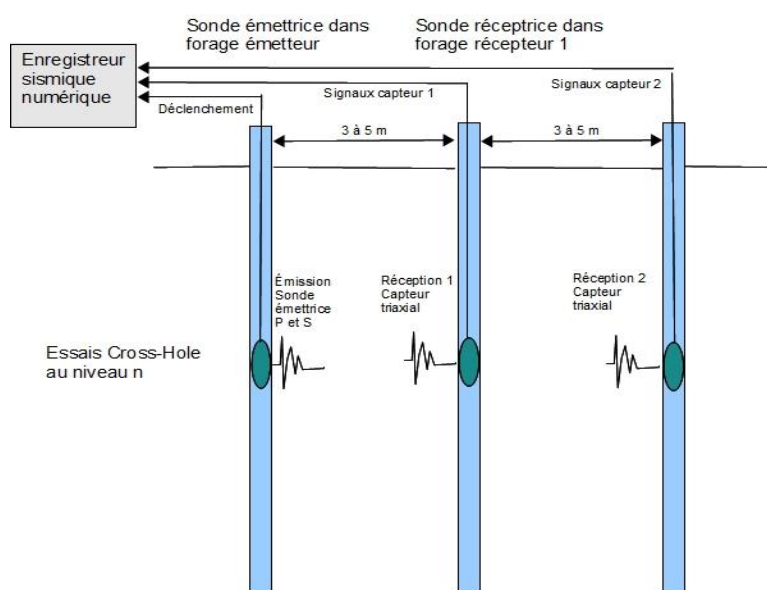
Les essais sont en général réalisés avec un pas variable suivant les objectifs de l'étude mais typiquement de 1, 2 ou 3 m. On réalise la mesure entre une sonde sismique émettrice

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

placée dans un forage "émetteur" et une ou plusieurs sondes réceptrices placées à la même profondeur dans les forages "récepteurs".

### Applications

- Détermination des caractéristiques géodynamiques du sous-sol.
- Estimation du risque sismique selon l'EUROCODE 8.
- Mesure des paramètres d'atténuation du sous-sol.



**Figure II. 8:** Cross Hole | Schéma de principe de l'essai en triplet de forage (essais sismiques cross hole, down hole et masw [www.inngeo.fr](http://www.inngeo.fr))

### II.2.1.9 La Méthode Down-Hole :

Cette méthode est une variante de l'essai cross hole, basée sur l'évaluation de la vitesse des ondes sismique  $V_S$  à partir de l'essai Down Hole. Dans lequel la valeur de la vitesse  $V_S$  est introduite dans les formules de détermination du rapport de la résistance au cisaillement CRR. Les avantages pour l'utilisation de  $V_S$  dans l'évaluation du risque de liquéfaction sont :

- Les mesures peuvent être effectuées sur des sols durs où les tests au pénétromètre ne sont pas fiables, comme le gravier.
- De petits échantillons peuvent être mesurés en laboratoire pour une comparaison directe avec les mesures sur le terrain.
- $V_S$  est la propriété mécanique fondamentale du sol, qui est directement liée au module de cisaillement aux petites déformations :  $G_{\max} = \rho V_S^2$ .

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

- . En revanche,  $G_{\max}$  ou  $V_S^2$  est une propriété nécessaire à l'analyse du comportement dynamique des sols en réponse aux séismes ou à l'analyse des interactions Sol-Structure.

### Equipement de l'essai Down-Hole :

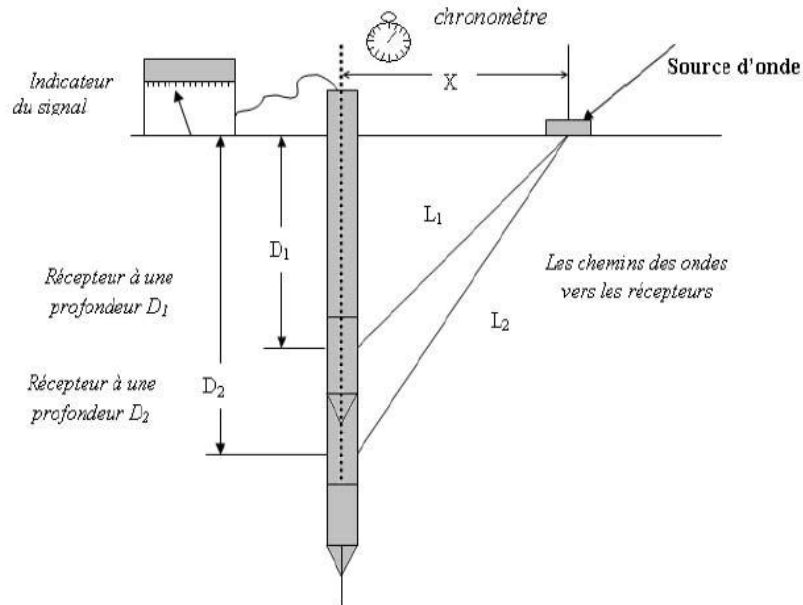


Figure II. 9:Appareillage de l'essai Down-Hole

### Mise en œuvre de l'essai Down-Hole

L'essai Down Hole est réalisé dans un trou de sondage carotté, préalablement tubé en P.V.C, de diamètre intérieur égal à 800 mm et cimenté à l'extérieur pour assurer un bon contact du sol – tubage .L'émission du signal a eu lieu à une surface à proximité du trou de sondage, cette surface est une plaque qu'elle peut être en métal ou autre chose,

L'essentiel c'est de transmettre le choc vers le sol à partir d'une masse qui tombe verticalement sur la plaque et qui remplace l'effet sismique, le jet de la masse sur la plaque fait une onde dans le sol, la réception dans l'appareil se fait à l'aide des récepteurs qui se trouvent à des profondeurs données.

À partir du capteur de signal on peut savoir l'instant où le choc est arrivé au récepteur, et on doit mesurer le temps ( $t$ ) à l'aide d'un chronomètre, et par une simple relation entre le temps ( $t$ ) est la longueur l'on peut déterminer la vitesse des ondes.

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

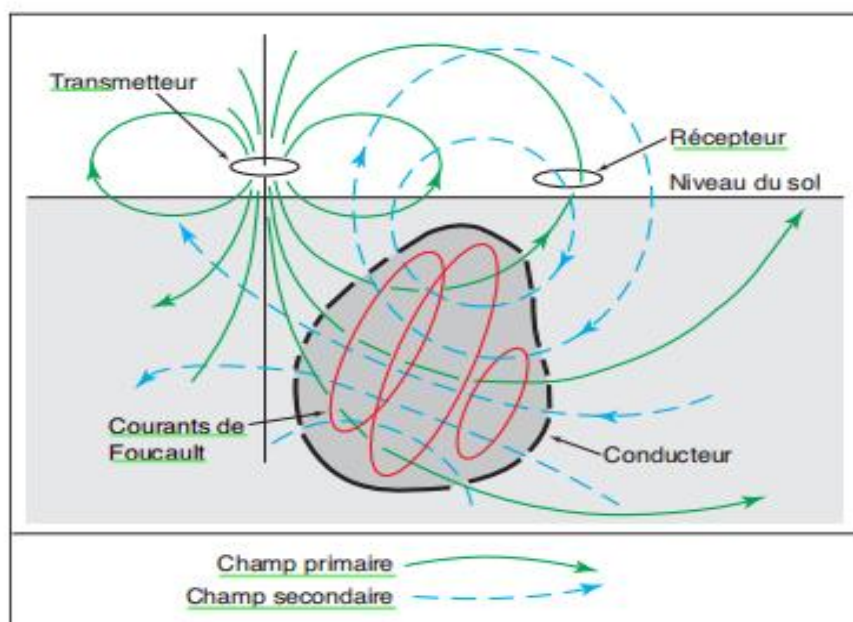
### II.2.2 Méthodes électromagnétiques :

Les méthodes électromagnétiques basse fréquence en champ proche permettent l'acquisition, sans contact avec le sol, de la conductivité électrique du proche sous-sol dont les variations traduisent les hétérogénéités.

Le conductivimètre génère un champ magnétique primaire à une fréquence donnée, lorsque le champ primaire rencontre dans le sol une modification de la conductivité électrique, un champ secondaire est généré et détecté par le système de mesure.

Le rapport de la composante verticale du champ secondaire en quadrature par rapport au champ primaire est proportionnel à la conductivité apparente dont l'unité est le Siemens/mètre. Il est à noter que la conductivité apparente est l'inverse de la résistivité apparente exprimée en « ohm-mètre ».

La profondeur d'investigation dépend de la distance entre bobines, de l'orientation des bobines, qui peuvent être positionnées suivant un axe vertical ou un axe horizontal, et de la fréquence du champ primaire. Les profondeurs d'investigation peuvent varier de moins d'un mètre à plusieurs dizaines de mètres. Dans tous les cas, la profondeur d'investigation dépend de la conductivité du terrain. Plus celle-ci est élevée et plus la profondeur d'investigation réelle est faible par rapport aux profondeurs théoriques



**Figure II. 10:** Représentation schématique de la prospection électromagnétique. ( Prospection Géophysique : Méthode Electromagnétique: Romain Brossier)

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

---

### Les différentes méthodes électromagnétiques

Si l'on parle des fréquences utilisées pour la prospection et du mode de propagation, on distingue les méthodes à basse fréquence et les méthodes hautes fréquence.

Si on parle de la distance qui sépare le récepteur de la source électromagnétique, on distingue les méthodes en champ lointain et les méthodes en champ proche.

Si on parle de la nature du champ électromagnétique utilisé, on distingue les méthodes passives et les méthodes actives.

Si on parle du mode de mesure envisagé, de son traitement et particulièrement du type de source utilisée, on distingue les méthodes fréquentielles et les méthodes temporelles.

### Réalisation sur site

Les mesures sont réalisées en continu le long de profils parallèles régulièrement espacés. Les mesures EM ne sont pas possibles à proximité immédiates de lignes électriques aériennes, de clôtures métalliques ou au-dessus de conduites métalliques enterrées



**Figure II. 11:**Méthode électromagnétique | Acquisition sur site(principe technique méthodes électromagnétique [www.inngeo.fr](http://www.inngeo.fr))

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

---

### Traitement et interprétation

Les mesures sont filtrées des valeurs liées à des influences externes. Les résultats sont présentés sous la forme de profils de variation de la conductivité électrique ou bien de cartes iso contours de la conductivité électriques au droit de la zone d'étude.

Les résultats sont interprétés sur la base des objectifs de l'étude et des données d'entrée (géologie, plan de réseaux, ...)

#### II.2.2.1 La méthode RF-EM et VLF-EM GRAD :

Les méthodes géophysiques électromagnétiques permettent de mesurer les variations de résistivité du sous-sol jusqu'à une profondeur de plusieurs dizaines de mètres. Ces méthodes utilisent les propriétés des ondes électromagnétiques de basses et très basses fréquences émises par différents émetteurs fixes (militaires, télex) situés à très grande distance du site d'étude ou par un émetteur portatif installé pour l'occasion.

Lorsque ce signal électromagnétique primaire se propage dans le sous-sol, il induit des champs électriques et magnétiques secondaires qui vont varier en fonction de la nature de ce sous-sol. L'appareillage géophysique électromagnétique utilisé a été développé, depuis les années 80, au Centre d'hydrogéologie de l'Université de Neuchâtel (CHYN, voir références). Il peut fonctionner en mode RMT, RF-EM ou VLF-EM GRAD, dans une gamme de fréquences comprises entre 12 et 240 kHz.

#### Principe des méthodes

La méthode RF-EM (Radio Frequency Electromagnetics) utilise comme source d'énergie les antennes radio dans la gamme de fréquence LF et VLF et à l'aide de deux bobines orthogonales, elle compare le champ primaire de l'émetteur avec l'intensité d'un champ secondaire induit (en %) dans les fractures.

Les courbes ainsi obtenues, par enregistrement en continu des paramètres de l'induction, grâce à un datalogger de 4 Hz, donnent une très bonne information sur la position et la dimension des fractures, mais ces hétérogénéités conductrices doivent encore être positionnées entre un pic positif et un pic négatif sur la courbe enregistrée. Théoriquement la fissure doit se trouver entre les deux pics, au milieu, mais sur des courbes complexes, cette interprétation n'est pas toujours aisée.

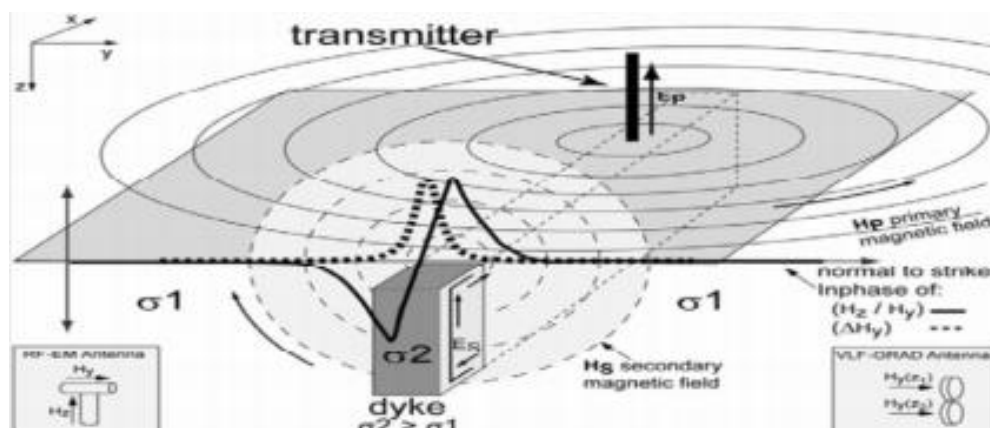
Ce dilemme a été dissipé par la mise au point d'une nouvelle antenne sur l'instrument RF-EM: l'antenne à gradient. Celle-ci ne mesure que l'intensité du champ total (addition

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

vectorielle du champ primaire et du champ secondaire) avec deux bobines à axe horizontal, mais superposées à différentes hauteurs.

Cette nouvelle antenne à gradient facilite la localisation des fractures par un pic très net, juste à l'aplomb du conducteur, capable ainsi d'identifier et de séparer des fractures de faibles développements et très rapprochées l'une de l'autre. L'antenne a été testée sur plusieurs sites déjà fort bien documentés dans le karst, notamment derrière la paroi d'une carrière aux Breuleux (JU), où il a été possible de contrôler sur les affleurements de la carrière que la méthode VLF-EM-Grad est particulièrement bien adaptée pour la cartographie extensive des milieux fissurés.

Pour chaque fréquence, l'émetteur produit dans le sous-sol un champ magnétique ( $H_p$ ) et électrique primaire ( $E_p$ ). Si le sous-sol est électriquement homogène, le champ magnétique est horizontal et perpendiculaire à la direction de l'émetteur ; le champ électrique est aussi horizontal mais parallèle à cette direction .



**Figure II. 12:**Principe des méthodes RF-EM et VLF-EM GRAD pour la mise en évidence d'une structure conductrice verticale (Bosch, 2002).(internet)

### Domaines d'application

**Prospection hydrogéologique :** localisation de fractures aquifères pour l'implantation de puits de pompage en terrains rocheux, fissurés ou karstiques.

**Prospection géologique :** cartographie des fractures et failles dans les terrains fissurés ou karstiques (RF-EM) ainsi que dans l'épikarst (VLF-EM GRAD), recherche de filons.

**Sites pollués ou contaminés :** repérage de conduites enterrées, délimitation d'anciennes décharges.

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

**Géotechnique** : mise en évidence d'éventuels changements latéraux importants dans la nature du sous-sol pouvant engendrer des tassements différentiels à une future construction, délimitation de glissements de terrain.

### II.2.2.2 Radar géologique : Principe théorique :

Les méthodes de reconnaissance radar (Daniels et al., 1988 ; Daniels, 1996 ; Davis et Annan, 1989) sont basées sur l'étude de la propagation des ondes électromagnétiques dans le sous-sol dans des bandes de fréquences allant de la dizaine de MHz à plusieurs GHz. pulsé avec de courtes durées La forme est transmise à travers une antenne émettrice en un point de la surface. Lorsqu'ils rencontrent des contrastes dans la permittivité électromagnétique, ils interagissent avec la matière, se réfléchissant partiellement vers la surface, où leurs propriétés sont mesurées par des antennes et analysées pour déduire les propriétés du sous-sol

En mode monostatique, l'antenne fait office de récepteur et d'émetteur. En mode bistatique, il y a une antenne d'émission et une antenne de réception. Des appareils avec un grand nombre d'antennes sont possibles (mode multistatique).

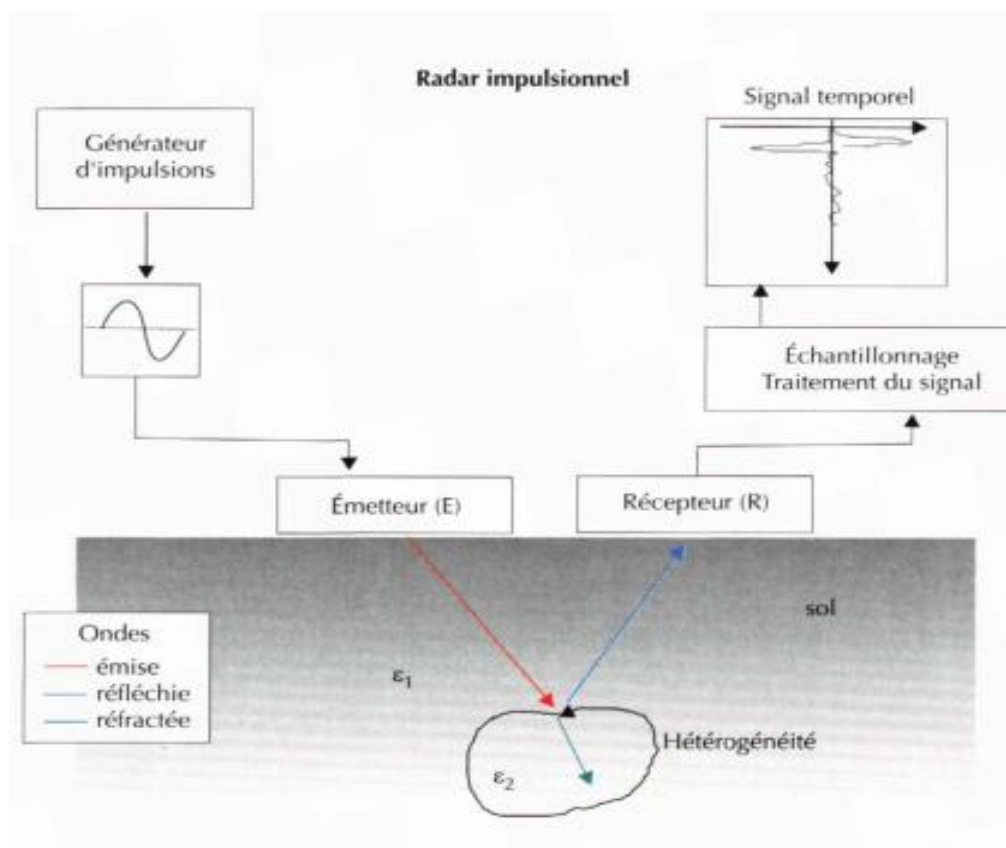


Figure II. 13:Principe du radar géologique



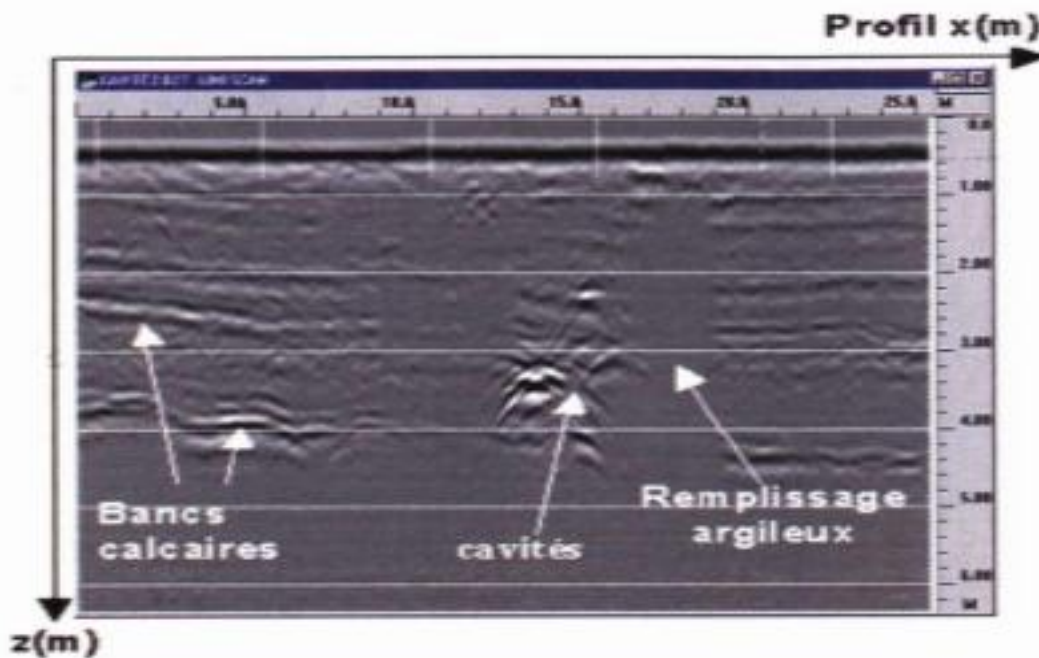
## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

La grandeur mesurée est un signal qui représente la variation de l'amplitude du champ électrique mesurée en fonction du temps de parcours de l'onde de sol (mesuré en nanosecondes).

### Traitement et interprétation :

Les données acquises sont traitées en bureau d'étude à l'aide de logiciels de traitement dédié permettant de filtrer et de corriger les mesures de terrain appelées radargrammes.

Les radargrammes traités sont ensuite interprétés sur la base des objectifs de l'étude et des données d'entrée (géologie, plan de réseau, ...). Les résultats sont présentés sous la forme de cartes de localisation des hétérogénéités détectées.



**Figure II. 14:**exemple de radargramme interprété réalisé à une fréquence centrale (internet)

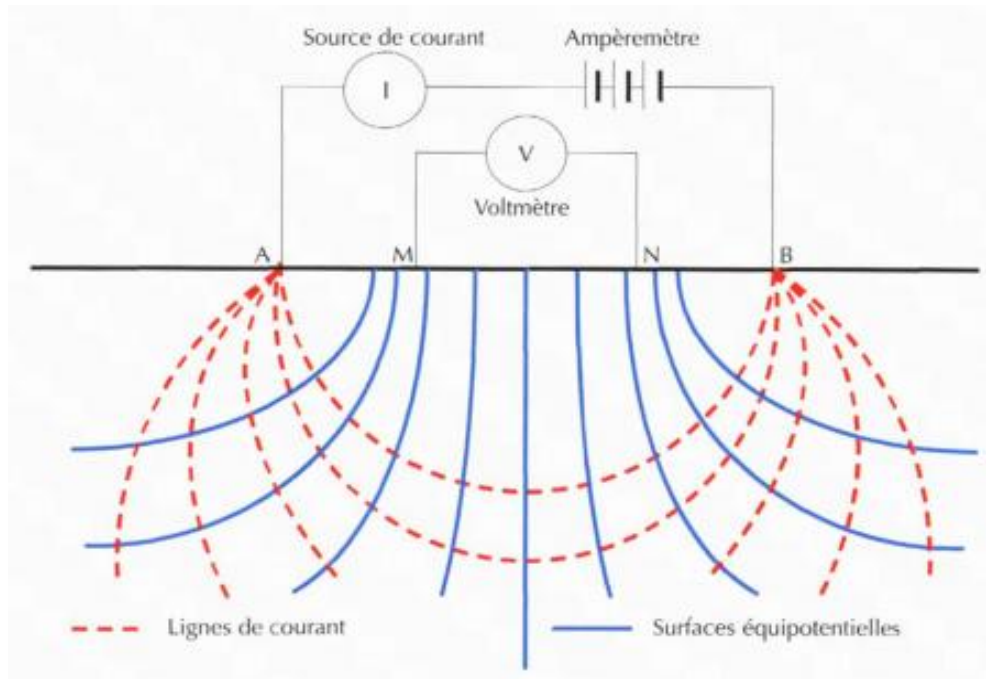
La méthode radar est une méthode à grand rendement mais dont l'efficacité est faible pour le diagnostic des digues.

En effet, les ondes radar ne pénètrent pas les matériaux conducteurs (limons, argiles ...) qui composent la majorité des corps de digue. Aussi, la profondeur de pénétration est-elle généralement limitée aux deux premiers mètres en crête de digue, en particulier si celle-ci comporte une chaussée.

### II.2.3 Méthodes électriques en courant continu :

#### Principe des méthodes électriques :

La méthode de prospection en courant continu consiste à déterminer les propriétés du sol en mesurant sa résistivité  $\rho$  (Q.m). Le principe de mesure est le suivant : le courant continu  $I$  est injecté dans la terre par deux électrodes A et B. La différence de potentiel  $V$  est mesurée aux bornes des deux autres électrodes M et N. Figure°



**Figure II. 15:**Principe de la prospection électrique par courant continu (source 3)

Il y a trois types de mise en œuvre de la prospection électrique par courant continu depuis la surface :

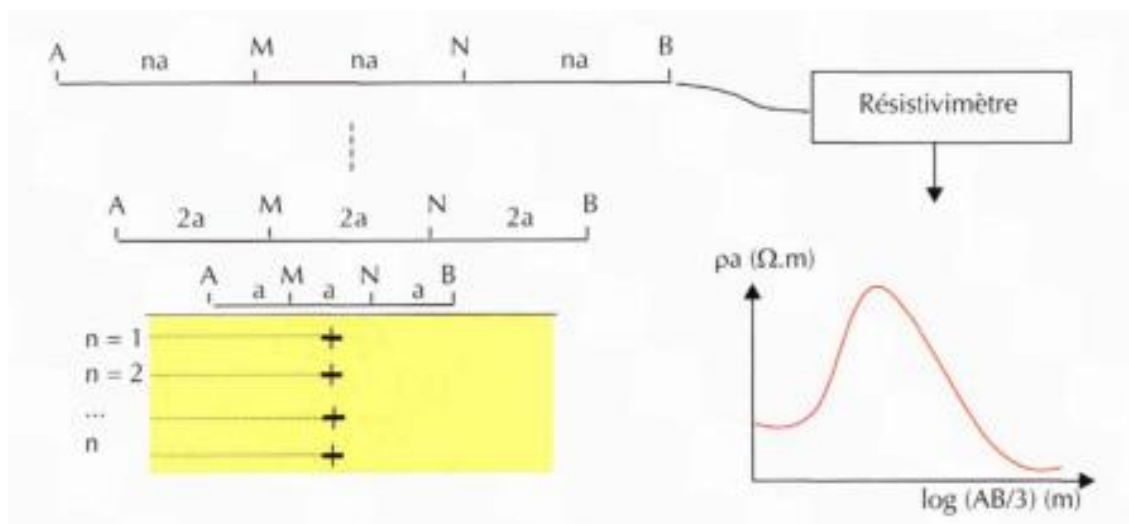
- Le sondage électrique : en un point fixe en surface, les électrodes sont écartées,
- Le traîné électrique : le dispositif est déplacé le long d'un profil. Les distances entre les électrodes sont fixes,
- Le panneau électrique qui est la combinaison des deux méthodes précédentes.

C'est une méthode utilisée pour la détection des cavités souterraines, pour la localisation de structures conductrices (poches, fractures, failles). Elle est très utilisée en milieu karstique.

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

### II.2.3.1 Sondage électrique :

Dans le dispositif du sondage électrique, le centre est fixe et les électrodes sont écartées pour mesurer la résistivité apparente en fonction de la longueur du dispositif. Ce principe est illustré sur la figure pour un dispositif Wenner pour lequel les distances entre électrodes des points A, B, M et N varient d'un nombre entier de fois l'écartement initial  $a$ .



**Figure II. 16:** Principe du sondage électrique en dispositif de Wenner (alpha).(source 3)

Le résultat d'un sondage électrique est la fraction du sol décrite à partir de la distribution longitudinale de la résistivité à partir d'un point donné.

Le résultat attendu est une courbe représentant la résistivité apparente ( $\Omega.m$ ) en fonction de la distance entre les électrodes d'injection (généralement exprimée en mètres, sur une échelle logarithmique).

Pour les milieux tabulaires, l'interprétation des résultats se fait en terme d'épaisseurs et de résistivités des couches. On utilisait auparavant des abaques où étaient représentées les résistivités apparentes du milieu multicouche (Parasnis, 1986). On a recours aujourd'hui à des logiciels d'interprétation automatique assistés par ordinateur.

L'interprétation n'est pas unique à cause des lois de similitude : le résultat est basé sur l'hypothèse de la répartition 1D des structures, alors que les mesures intègrent le demi-espace constitué par le sol et délimité par la surface.

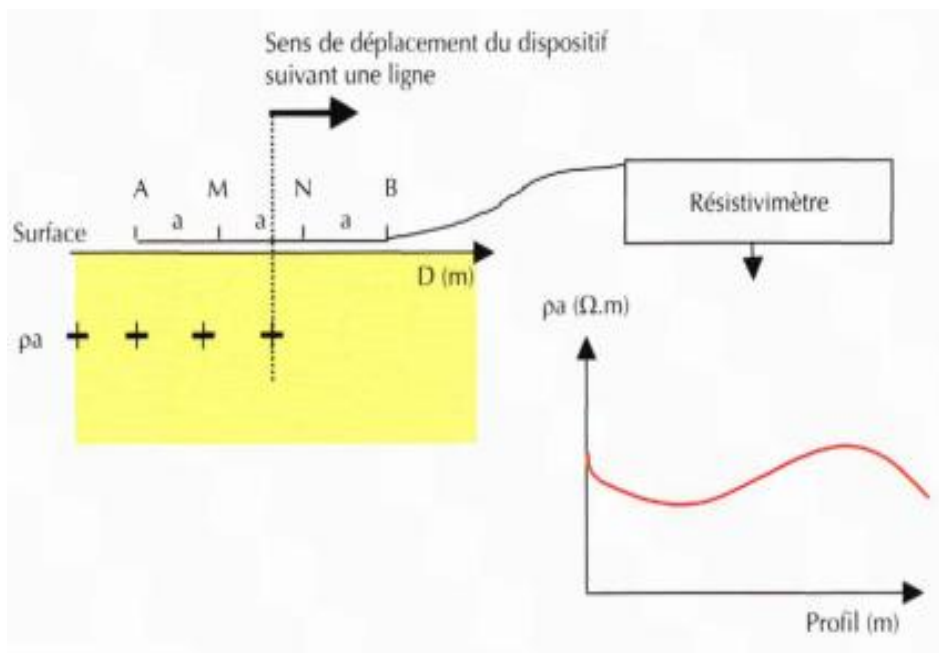
## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

### II.2.3.2 Traîné et carte de résistivité : Principe de la méthode :

On déplace un quadripôle de longueur fixe et en chaque point d'un profil, on mesure  $\rho_a$ . C'est la méthode dite des traînés de résistivité. Elle permet de mettre en évidence des variations horizontales de résistivité, par exemple liées à la présence de failles juxtaposant 2 terrains de résistivités différentes, ou révélant des structures archéologiques de type fondations enterrées, etc.

En réalisant plusieurs traînés parallèles les uns aux autres, on peut obtenir une carte des résistivités mettant en évidence les variations latérales de  $\rho_a$  à une profondeur donnée, fonction de l'écartement constant entre les électrodes.

**La grandeur mesurée** est la résistivité apparente du sol pour une longueur donnée de l'appareil. La profondeur de levé dépend de cette longueur mais aussi de la résistivité du sous-sol.



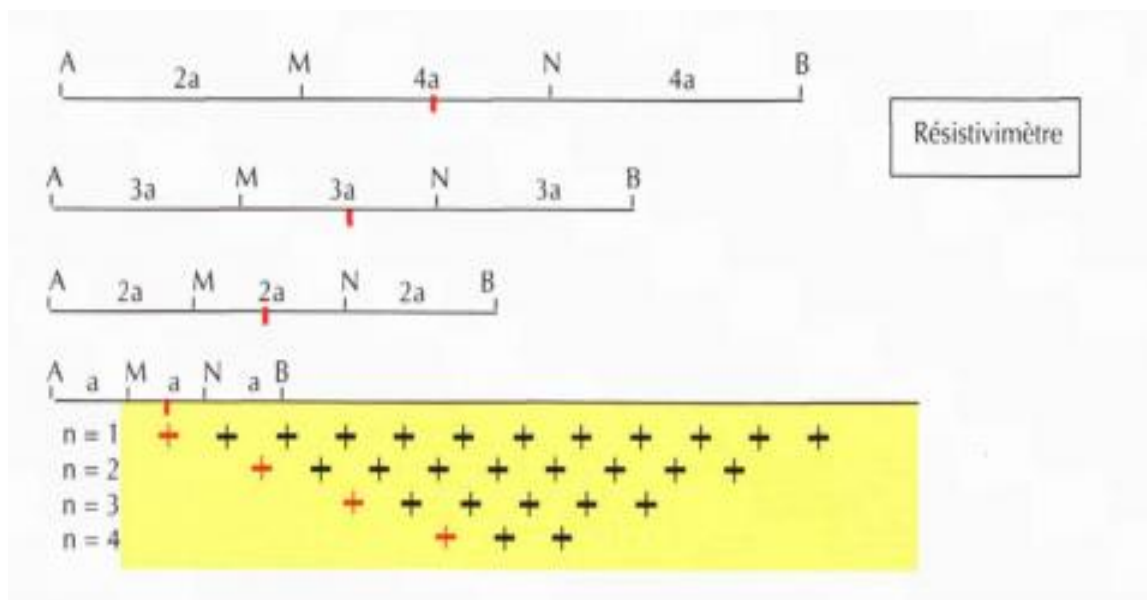
**Figure II. 17:** Principe du traîné électrique, cas d'un dispositif Wenner(source 3)

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

### II.2.3.3 Le panneau électrique : Principe :

Cette méthode combine la traction électrique et l'exploration électrique. Elle consiste à implanter un grand nombre d'électrodes à intervalles constants le long d'une section droite (cas 2D) ou sur une grille (cas 3D).

Toutes les électrodes sont reliées à un appareil de mesure de tension et de courant. Le système (courant et potentiométrique) est contrôlé par ordinateur. Les électrodes jouent alternativement le rôle d'électrode d'injection et d'électrode potentiométrique. Une traînée électrique est automatiquement générée pour un quadripôle d'une longueur donnée, et la longueur du quadripôle est modifiée pour prendre des mesures pour toutes les longueurs de dispositif possibles.



**Figure II. 18:** Principe du panneau électrique Wenner

Le résultat brut des mesures de panneaux est la carte de résistivité apparente ( $\Omega.m$ ), souvent appelée quasi-intersection. L'échelle de couleur est proportionnelle à la valeur de résistance. La coordonnée horizontale représente l'emplacement du centre de l'appareil le long du profil.

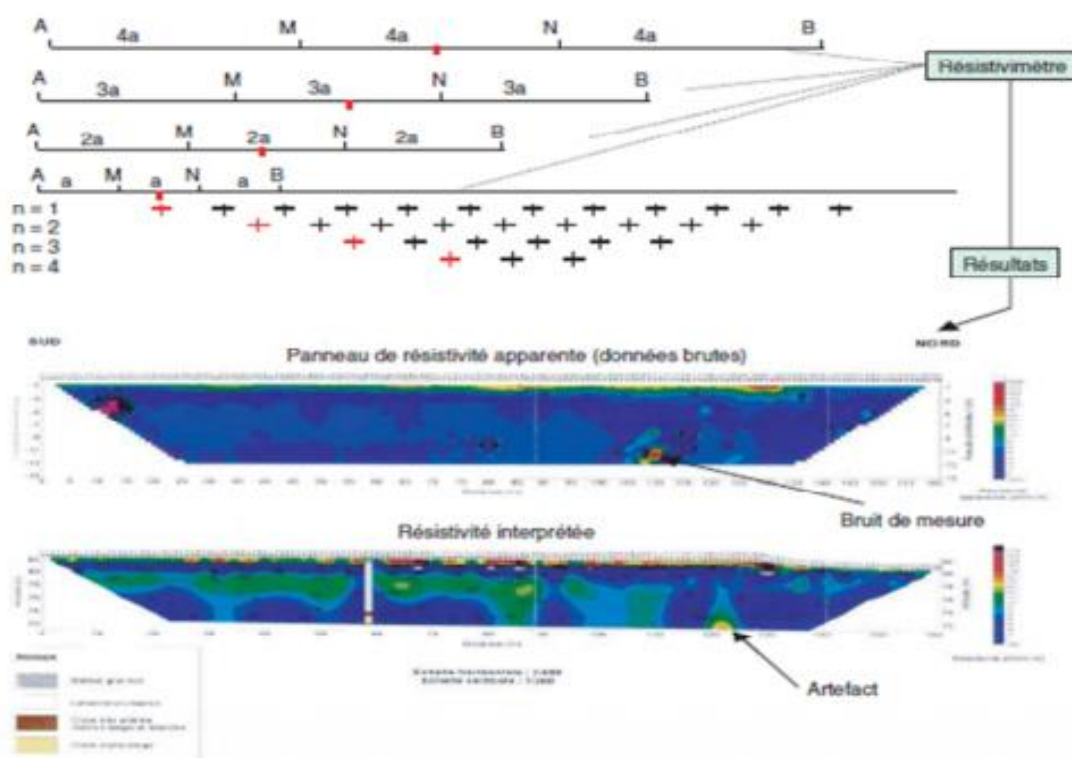
La coordonnée verticale représente la longueur de l'appareil. Il ne représente pas une coupe transversale du terrain. Pour une ordonnée donnée, c'est-à-dire une longueur de dispositif donnée, c'est la résistivité apparente qui s'exprime le long du profil.

Les résultats bruts varient considérablement selon le type d'appareil, sont difficiles à interpréter, une expérience approfondie de la méthode est requise.

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

Le résultat attendu est une carte de résistivité inversée (figure II.19). Il existe des logiciels qui permettent de réaliser l'inversion des mesures en terme de variation de la résistivité interprétée en fonction de la position du dispositif et de la profondeur.

Il faut savoir que le résultat est basé sur l'hypothèse de la répartition 2D des matériaux, alors que la mesure en panneau électrique intègre le demi-volume sous la surface. En réalisant une acquisition suivant un maillage en surface, l'inversion donne un diagramme de résistivité avec l'hypothèse d'une répartition 3D des structures.



**Figure II. 19:** Principe du panneau électrique et exemple de résultats. En haut, l'anomalie rouge à 110 m est du bruit (Document SNCF).

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

---

### II.2.4 Prospection gravimétrique

#### Principe de base :

La gravimétrie est l'étude des variations du champ de pesanteur à la surface du sol. Un gravimètre est utilisé pour mesurer le champ gravitationnel d'une zone. Le principe d'un gravimètre est de mesurer la force d'un ressort portant une unité de masse.

Les versions plus raffinées d'un gravimètre peuvent être très sensibles aux petits changements de température et de pression dans l'atmosphère, elles sont donc soigneusement conçues pour limiter autant que possible cette influence.

Les gravimètres utilisés pour la reconnaissance ne peuvent pas mesurer la gravité absolue, mais peuvent détecter de petites variations du champ gravitationnel dans l'espace et dans le temps. Leur précision est de quelques micro-gals

La force de gravité sur la masse dépend du temps (phénomène des marées sur terre dû à l'influence de la valeur de la gravité aux positions de la lune et du soleil). Elle dépend également de la latitude et de l'altitude du point de mesure ainsi que du relief.

On compare la valeur de la force gravitationnelle en différents points du réseau avec la valeur d'un point de référence appelé la base. Les mesures sont toutes ramenées à la même altitude, corrigées des variations dans le temps, de la latitude et des effets de luminosité.

#### II.2.4.1 Microgravimétrie :

La géophysique utilise de nombreuses techniques, mais seule la gravimétrie est utilisée en génie civil.

#### Principe de la méthode :

Une méthode microgravimétrique est utilisée pour déterminer la densité de la surface du sol. La méthode utilise plusieurs mesures sur une zone donnée pour déterminer la distribution des densités du sous-sol, à la fois des variations positives et négatives.

La mesure de variation du champ de pesanteur local, à la surface du sol, s'effectue à l'aide d'un gravimètre de précision, appareil dont le principe est la mise en équilibre d'un poids normé par allongement d'un ressort.

L'allongement du ressort est proportionnel à la variation du champ de pesanteur sur l'axe vertical local (composante verticale de l'accélération de la pesanteur).

Elle se distingue de la gravimétrie par l'échelle des mesures réalisées. L'unité couramment utilisée en microgravimétrie est le  $\mu\text{gal}$  ( $10^{-6}$  gal,  $10^{-8}$  m/s<sup>2</sup>).

## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

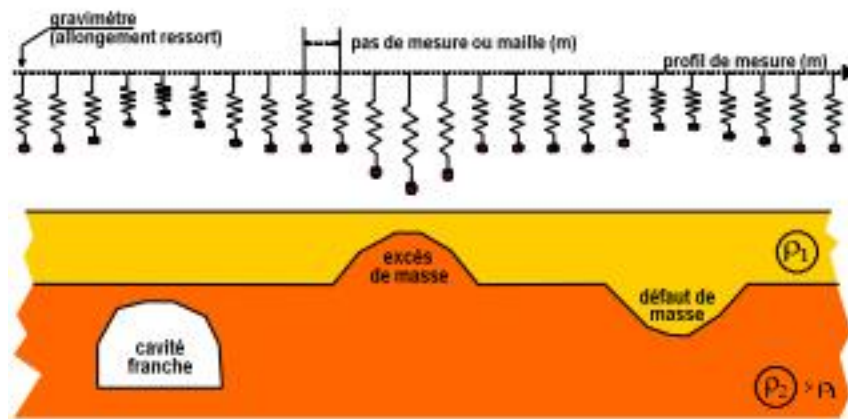


Figure II. 20:Schéma de principe de la méthode microgravimétrie  
(www.agapqualite.org)

Le principe de la méthode de prospection gravimétrique repose sur l'application de la loi de Newton de l'attraction universelle :

$$F = \frac{(G \cdot m_1 \cdot m_2)}{d^2} \quad \# [II. 4]$$

Le champ de gravité terrestre,  $g$ , en un point donné dépend de la répartition de la densité dans l'espace. Ainsi, la mesure de la valeur relative de la gravité à la surface du sol permet d'établir la répartition des densités dans le sous-sol.

Elle est préconisée pour mettre en évidence des vides d'origine naturelle ou anthropique, elle peut aussi être utilisée afin de révéler des anomalies de densité positive (minier, hydrothermalisme).

### Applications :

La méthode est particulièrement adaptée aux diagnostics géotechniques du risque de cavités souterraines, mais peut également concerner d'autres domaines d'application que la géotechnique (hydrogéologie, exploitation minière, archéologie, etc.).

Type de problèmes traités :

- Recherche de cavités anthropiques et naturelles.
- Mise en évidence de contextes géologiques particuliers (failles, filons, zones décomprimées).
- Recherches de structures archéologiques enterrées.



## CHAPITRE II : LES METHODES GEOPHYSIQUE APPLIQUEE AUX GENIE CIVIL

---

Profondeur d'investigation :

Dépend du volume de la cible et du contraste de densité entre cible et encaissant. On considère généralement que la tranche concernée par la méthode est la tranche 0 / 50m.

### Traitement et interprétation des données :

1. Corrections (latitude, lunisolaire, topographique, dérive instrumentale...).
2. Définition d'un seuil significatif (erreur quadratique moyenne inférieure à la moitié de l'amplitude de l'anomalie attendue).
3. Etablissement de la carte de l'Anomalie de Bouguer.
4. Définition de la variation régionale et calcul de l'anomalie résiduelle.
5. Etablissement de la carte du gradient vertical, si justifiée.
6. Individualisation des anomalies de densité et de leur amplitude en  $\mu$ gals.
7. Modélisation éventuelle des dimensions et de la profondeur de l'anomalie détecté

### II.3 Conclusion :

Les problèmes dans la nature ne sont jamais résolus d'une seule manière. Au lieu de cela, ces questions sont à la fois extrêmement complexes et mal définies compte tenu de la nature, des constantes et de la stabilité des sols, ainsi que de la linéarité des paramètres. Par conséquent, il n'y a pas de normes absolues pour choisir des méthodes pour résoudre ces problèmes.

La décision d'utiliser certaines méthodes géophysiques est influencée par des considérations autres que les conditions matérielles spécifiques du sous-sol. En effet, différentes méthodes sont envisagées en fonction de leur potentiel à résoudre les problèmes géologiques et à atteindre les objectifs financiers souhaités.

La détermination du potentiel de la liquéfaction pour le site de Mostaganem à partir des résultats de l'essai Down-Hole sera abordée dans le chapitre suivant

**CHAPITRE III :**  
**ETUDE DE CAS**  
**(SITE DE MOSTAGANEM)**

### III.1 Introduction :

Le but annoncé de ce chapitre est de décrire le site d'étude (site de Mostaganem).

D'abord on a commencé par analyser le contexte géologique et géotechnique du projet. Ensuite la présentation des résultats des investigations géotechniques basés sur les sondages carottés. Enfin l'évaluation du potentiel de liquéfaction à partir des données basées sur les résultats de l'essai Down-Hole.

### III.2 Présentation du site :

#### III.2.1 La localisation :

Le terrain réservé au projet se situe à l'est de la ville de Mostaganem au niveau de la plage de Sonaghter. Le site est borné à l'est de la route nationale côtière algérienne numéro 11, en ouest de la mer méditerranée et en sud de la station de dessalement de l'eau de mer comme représenter dans la figure III.1. Ce terrain est plat avec quelque dune de sable (voir figure III.2 en annexe)

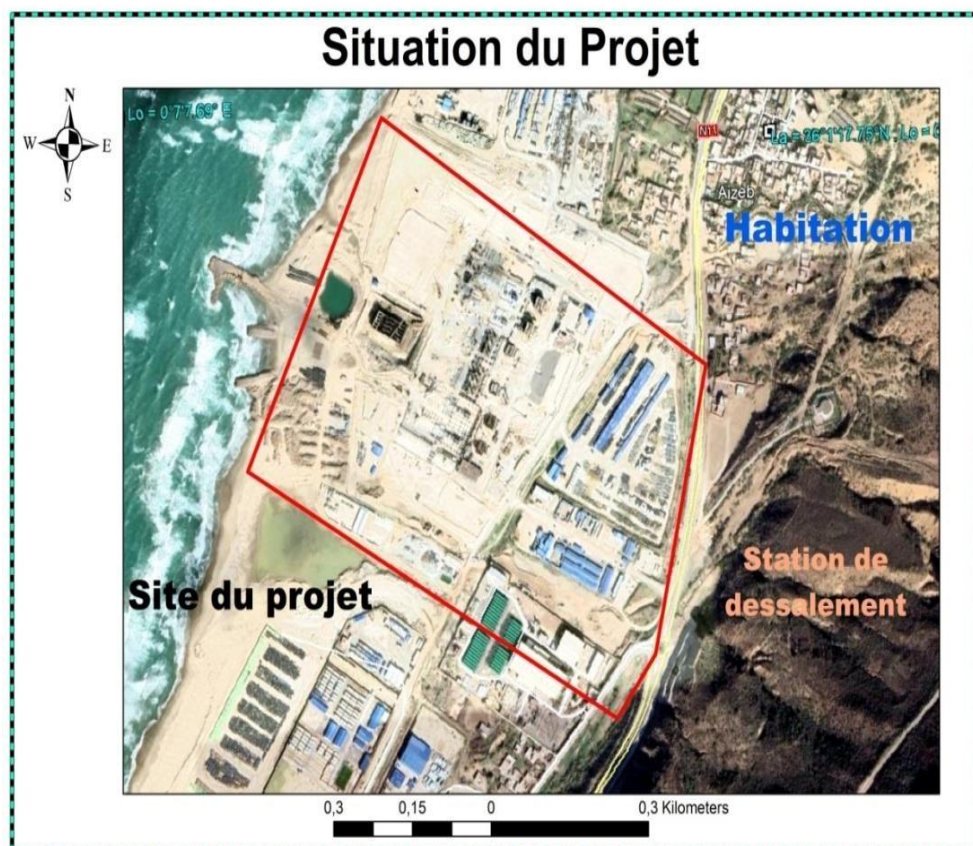


Figure III. 1: Localisation du projet (GOOGLE EARTH ,2022)

## **CHAPITRE III :ETUDE D'UN CAS REEL (SITE DE MOSTAGANEM)**

---

### **III.2.2 Contexte sismique :**

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) la ville de Mostaganem est classée dans une zone de moyenne sismicité II.

### **III.2.3 Contexte géologique :**

#### **III.2.3.1 Géologie régionale :**

Le plateau « grés-sableux » de Mostaganem est interrompu au nord par la vallée du Chélif et recouvre entièrement le littoral de la wilaya et Belle-cote dans l'angle Nord-Est. Il présente des protubérances atteignant 389 mètres au Djebel Trek el Touires. Elle a une altitude moyenne de 200 mètres, et les vallées resserrées dans les profonds canyons coupent les arrêtes du quartzite et les strates de l'Oligocène et du Miocène inférieur qui ont marqué la fin à l'ouest de la rivière Dara, manquant plus au sud.

Au sud, des affleurements de marnes sahéliennes du Pliocène inférieur, et éventuellement du Trias, constituent le plateau gréseux de Mostaganem.

#### **III.2.3.2 Géologie locale :**

Le terrain est composé de dépôts Quaternaire récent constitués de sable plus ou moins argileux, résultats d'anciennes plages émergées (niveau inférieur) recouvrant ainsi un substratum Pliocène marneux, mis en évidence par des sondages carottés déjà effectués sur le site de la station de dessalement déjà réaliser à côté du site projeté pour recevoir la centrale électrique.

## **III.3 Programme des reconnaissances géotechniques :**

### **III.3.1 Présentations des sondages réalisés sur le terrain :**

Afin d'identifier la lithologie du terrain et identifier les paramètres géophysiques en place, le site étudié a fait l'objet d'une campagne de reconnaissance comprenant des essais in situ. Pour cela :

Huit (08) essais « Down Hole » de 30 m de profondeurs ont été réalisés, avec un pas de 01 m, dans les sondages carottés notés SC02, SC04, SC08, SC10, SC12, SC15, SC17 et SC21.

Et onze (11) sondages électriques verticaux notés : SEV01,SEV02,SEV03,SEV04,SEV05,SEV06,SEV07,SEV08,SEV09, SEV10 et SEV11

Le plan d'implantation des essais in –situ Down-Hole est représenté dans la figure III.2.



**Figure III. 2:**Le plan d'implantation des sondages Down-Hole dans le site d'étude

### III.3.2 Exploitations des résultats des sondages carottés :

#### III.3.2.1 la lithologie du terrain :

La réalisation des sondages carottés dans le cadre du projet de la centrale électrique a permis d'établir de haut en bas les coupes lithologiques des formations géologiques suivantes :

- ◆ **Formation de recouvrement :** Il s'agit de sables fins avec un peu de silt de couleur jaunâtre à verdâtre, carbonatés avec un peu de graviers, des restes de mollusques, avec présence par endroit de passages d'ordre centimétriques de vases plastique de couleur grisâtre, l'épaisseur de ces sables est variable et décroît dans le sens Nord – Sud, c'est-à-dire tout en s'éloignant de la mer.

- ◆ **bancs de grès calcaires :** Sous ces sables, on note la présence par endroit de bancs de grès à ciment calcaire ocre à jaunâtre d'ordre centimétrique, très dur, avec des joints fermés horizontaux. Ces bancs de grès calcaire sont signalés de plus en plus en s'éloignant de la mer et en se rapprochant de la montagne.

## **CHAPITRE III :ETUDE D'UN CAS REEL (SITE DE MOSTAGANEM)**

♦ **Marnes grise indurées** : Un substratum marneux induré de couleur grise claire avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux.

Le tableau suivant englobe la nature lithologique des différentes couches qui constituent le terrain (d'après le L.C.P.C , Mostaganem, 2004)

**Tableau III. 1:** la nature lithologique des différentes couches du site de Mostaganem

<b>Sondages</b>	<b>Profondeur(m)</b>	<b>Nature du sol</b>
<b>SC02</b>	0 – 15.50m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	15.50 -20.00 m	Marne finement sableuse grise verdâtre
	20.00 – 20.50m	Grès conglomératique ocre à jaunâtre de moyenne qualité
	20.50 – 30.00m	Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales
<b>SC04</b>	0 – 9.50m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	9.50 – 12.00m	Grès conglomératique ocre à jaunâtre de moyenne qualité
	12.00 – 30.00m	Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales
<b>SC8</b>	0 - 6.50m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	6.50 -18.50 m	Sable fin gris verdâtre peu argileux
	18.50– 30.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
<b>SC10</b>	0 - 3.00m	Sable fin rougeâtre graveleux
	3.00 – 13.50m	Sable fin jaunâtre
	13.50 -30.00 m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
<b>SC12</b>	0 – 17.00m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	17.00 21.00m	Sable fin jaunâtre à verdâtre
	21.00 – 30.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
<b>SC15</b>	0 – 13.30m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	13.30 – 30.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect Rocheux
<b>SC17</b>	0 – 12.50m	Sable fin jaunâtre

## CHAPITRE III :ETUDE D'UN CAS REEL (SITE DE MOSTAGANEM)

		carbonaté avec passage de vase finement sableuse grise verdâtre
	12.50 – 18.00m	Vase grise claire finement sableuse
	18.00 – 30.00m	Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux
SC21	0 – 15.50m	Sable fin jaunâtre carbonaté
	15.50 -21.00m	sable fin limono argileux jaunâtre à verdâtre
	21.20 – 30.00m	Marne grisâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux

**Remarque :** les coupes lithologiques des forages sont données en annexe.

### III.3.2.2 Résultats des sondages électriques verticaux :

la figure III.3 montre le plan d'implantation des sondages électriques verticaux dans le site de Mostaganem.



**Figure III. 3:**Le plan d'implantation des sondages électriques verticaux(GOOGLE EARTH)

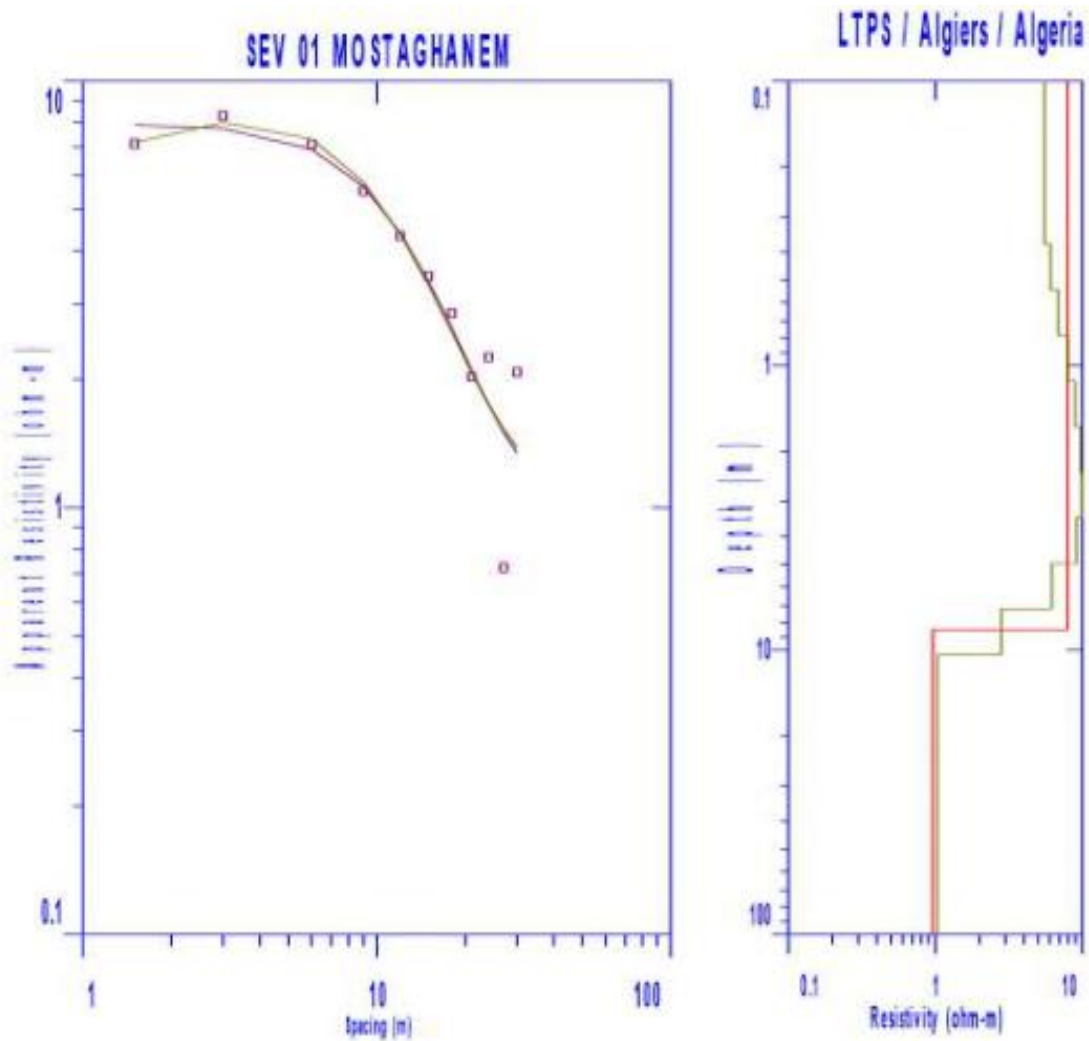
## CHAPITRE III :ETUDE D'UN CAS REEL (SITE DE MOSTAGANEM)

Les résultats du sondage électrique vertical SEV01 est présentés dans le tableau suivants:

**Tableau III. 2:**Résultats du sondage électrique SEV01.

Profondeur (m)	Résistivité ( $\Omega \cdot m$ )	Observation(conductivité)
	SEV01(X :240 943 et Y :3989 937)	
0-8.94	$\rho_1 = 7.91$	Horizon frais
> 8.94	$\rho_2 = 0.963$	Horizon frais

La figure III.4 présente Les résultats des sondages électriques de résistivité sont présentés sous forme des courbes de résistivité apparente en fonction de la profondeur.



**Figure III. 4:**Les résultats des sondages électriques de résistivité.



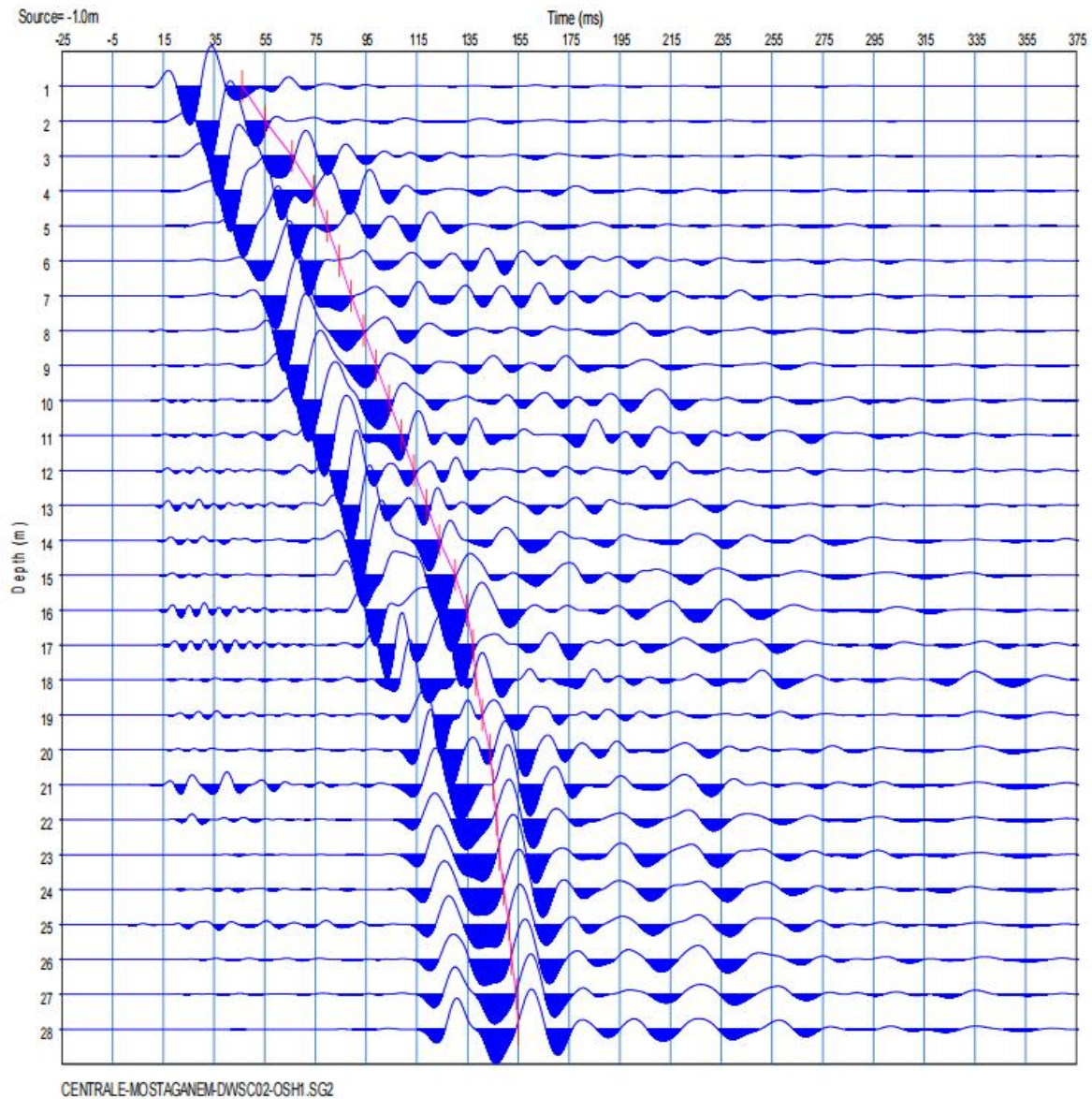
- **Interprétation des résultats :**

- Les caractéristiques électriques des couches sont très variable verticalement et peu épaisse ;
- Les valeurs des résistivités ont montré qu'il s'agit d'un sol très conducteur et confirme son état de compacité et stratification.
- L'horizon de sous-sol est meilleur conducteur que le terrain superficiel ce qui permet d'avoir une bonne installation de prise de terre.

**Remarque :** les résultats des autres sondages électriques verticaux sont données en annexe.

### III.3.3 Résultats des essais Down-Hole :

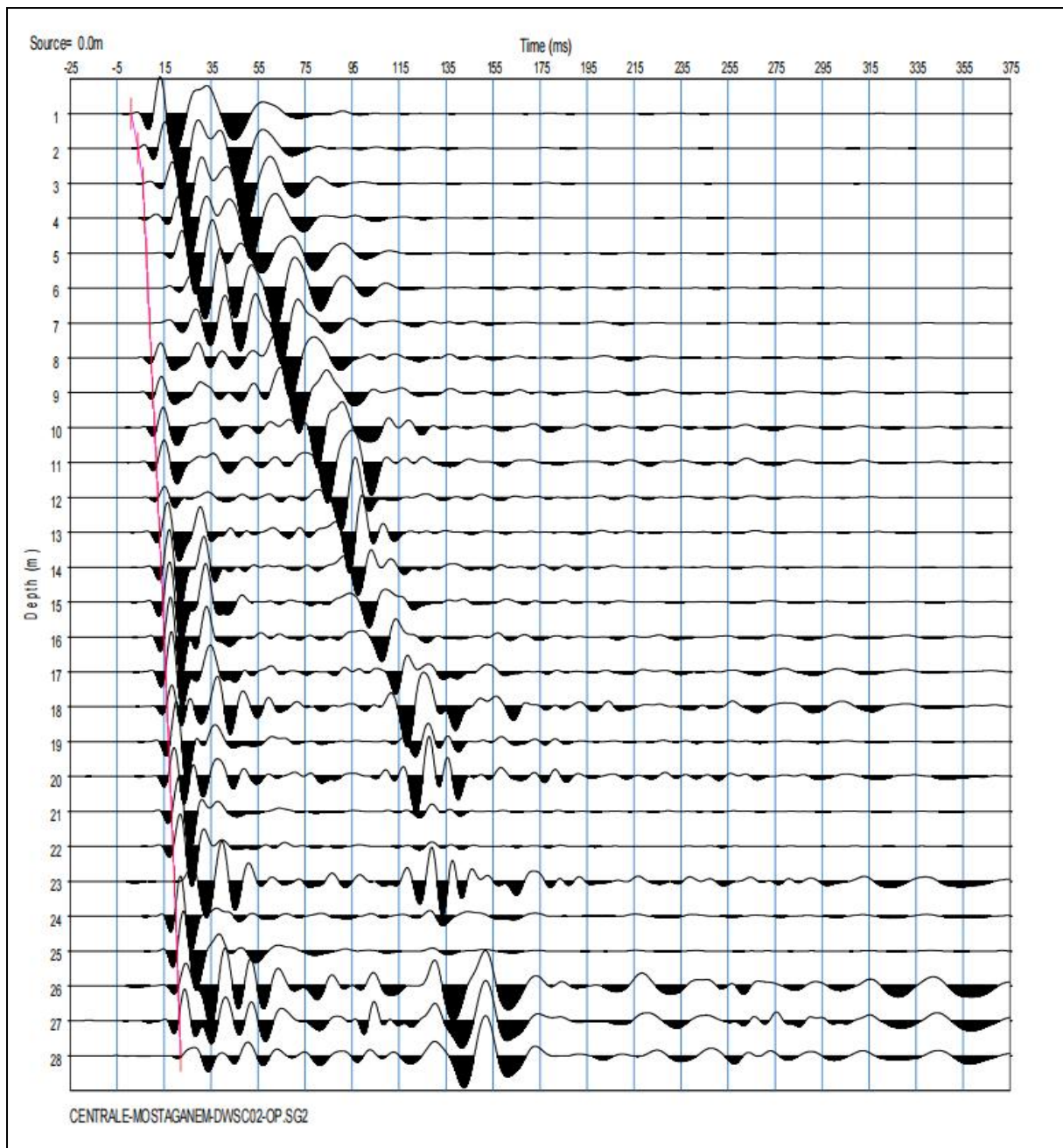
#### III.3.3.1 Sondage SC02 :



**Figure III. 5:**La mesure du temps de trajet des ondes S (ms)

- Dans la figure III.5 ; l'onde S prend plus de temps de allant en profondeur pour se propager.

La figure III.6 montre la mesure du temps de trajet des ondes P (ms) en fonction de la profondeur (m) :

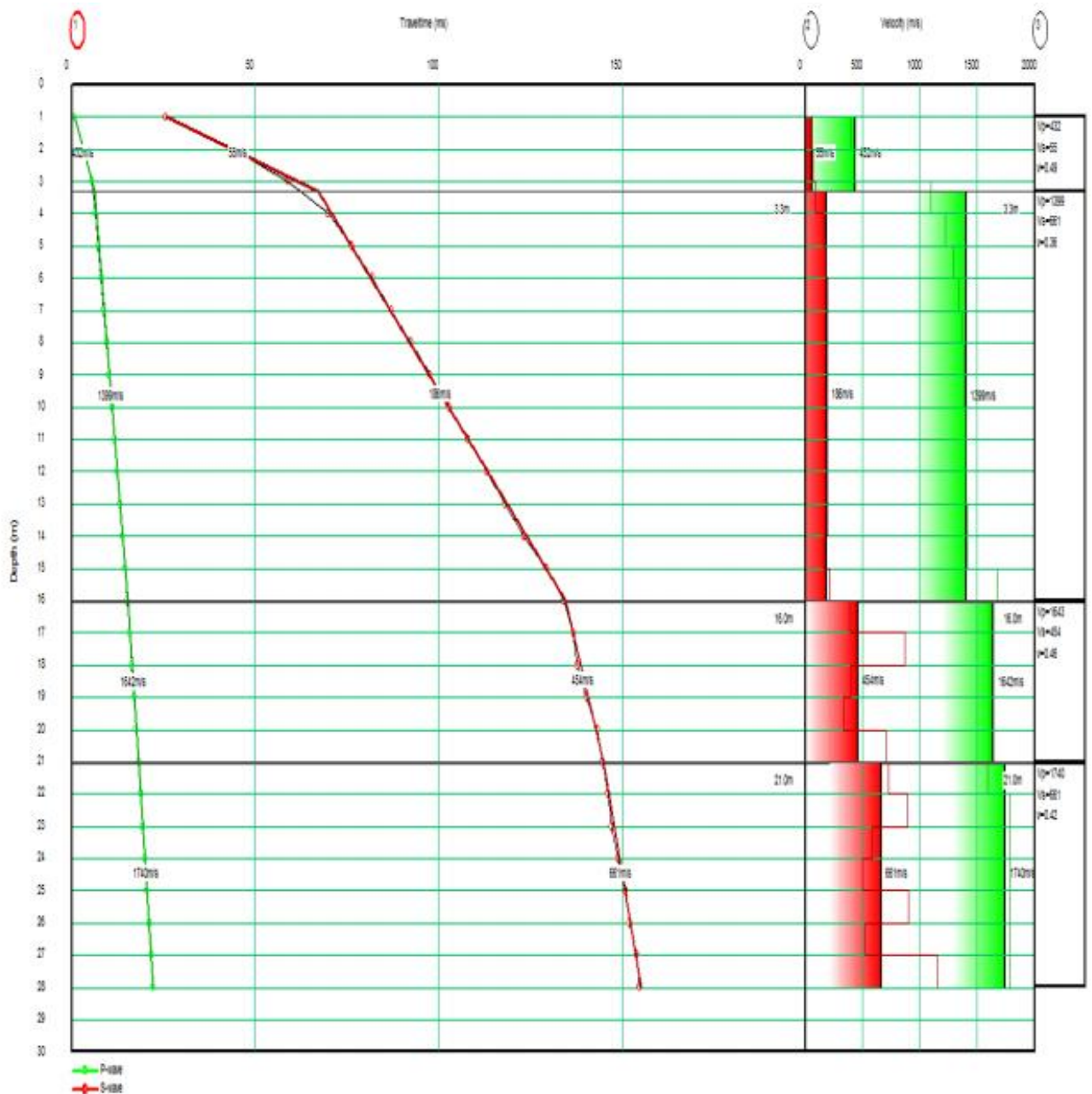


**Figure III. 6:**La mesure du temps de trajet des ondes P (ms) en fonctionde la profondeur (m) )

- On remarque d'après la figure 3.4 que l'onde P prend plus de temps en allant en profondeur pour se propager.

## CHAPITRE III :ETUDE D'UN CAS REEL (SITE DE MOSTAGANEM)

La figure suivante représentation du temps de trajet pour les ondes S et P et la rapidité en fonction de la profondeur dans le même graphe :



**Figure III. 7** : La représentation d'une analyse d'un Down-Hole en onde S et P suivant tranches

Sur les tranches ainsi définies, la pente entre les variations de distance et de temps de chaque segment fournit la vitesse moyenne. La pente du rayon reliant un point à l'origine donne la vitesse moyenne du sol à la profondeur correspondante.

## CHAPITRE III :ETUDE D'UN CAS REEL (SITE DE MOSTAGANEM)

D'après la figure III.7, on remarque :

- Sur l'intervalle [1-3] m la vitesse moyenne des ondes P et S est 432 m/s et 55m/s respectivement.
- Sur l'intervalle [3-16] m la vitesse moyenne des ondes P et S est 1399m/s et 185m/s respectivement.
- Sur l'intervalle [16-21] m la vitesse moyenne des ondes P et S est 1642 m/s et 454m/s respectivement.
- Sur l'intervalle [21-28] m la vitesse moyenne des ondes P et S est 1740m/s et 661 m/s respectivement

Le tableau suivant est un récapitulatif des vitesses et paramètres dynamiques calculés du forage Sc02 :

**Tableau III. 3:** vitesses et paramètres dynamiques calculés du forage Sc02

Couches	Vp (m/s)	Vs (m/s)	$\gamma_h$	P	Edyn (Mpa)	Gdyn (Mpa)	K (Mpa)
1.00-3.30	432	55	1.66	0.49	14.98	5.02	303.10
3.30-16.00	1399	186	1.66	0.49	171.25	57.43	3172.38
16.00-21.00	1642	454	1.95	0.46	1172.51	401.93	4721.62.
21.00-28.00	1740	661	2.32	0.42	2870.02	1013.66	5672.49

La figure suivante présente la représentation graphique des paramètres dynamique calculés au forage SC02 :

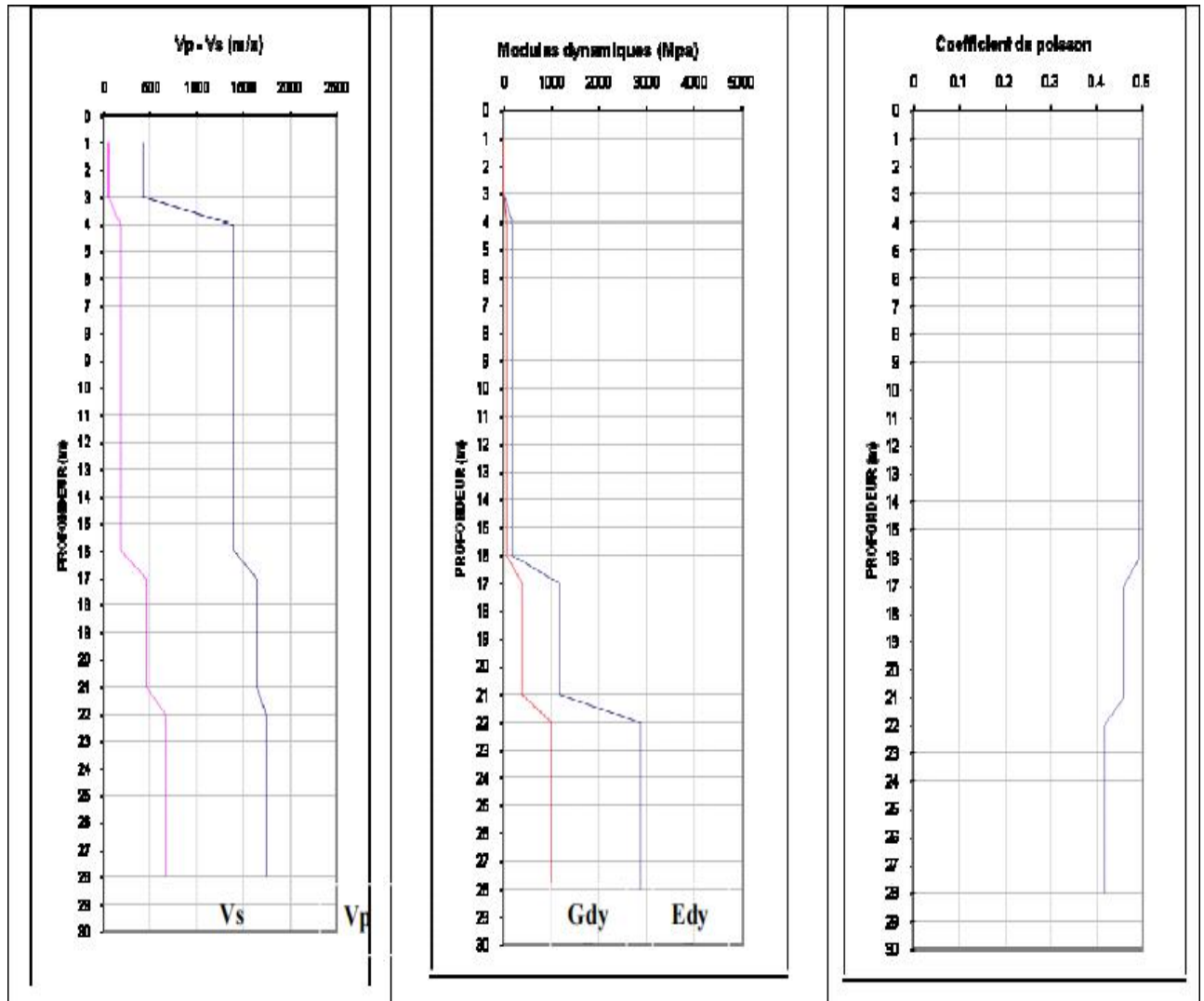


Figure III. 8: La représentation graphique des paramètres dynamique calculés au forageSC02 avec la profondeur (m)

Le premier graphe à gauche représente  $V_S$  (m/s) en fonction de la profondeur ou on remarque une augmentation commençant de 1m jusqu'au 28m de valeur de 661(m/s), donc plus on va en profondeur plus  $V_S$  augmente.

- Au milieu nous avons la représentation du module de Young E ou module dynamique et le module de Cisaillement G ou module de rigidité en fonction de la profondeur. Sur l'intervalle [3-16]m les modules garde les mêmes valeurs , [16-17]m les valeurs de E et G sont dans les environs de 1100 MPA et 380 MPA respectivement, [17-21]m on a des valeurs de E et G de 1100 MPA et 400 MPA , dans l'intervalle [21-22]m la valeur de E augmente jusqu'à 3000 MPA et reste stable jusqu'à 28m ainsi que la valeur du G qui atteint son maximum 1000MPA .

- Le troisième graphe représente le coefficient de poisson P en fonction de la profondeur, on remarque que la plus grande valeur est entre 1 et 17 m puis elle commence à diminuer.

**Remarques :** Les tableaux de calcul des paramètres dynamiques des ondes P et S sont donnés en annexe.

### III.4 Evaluation du potentiel de la liquéfaction à partir des résultats de l'essai Down-Hole :

#### III.4.1 Calcul du facteur de sécurité $F_S$ :

Dans l'étude déterministe de la liquéfaction, le facteur de sécurité  $F_S = \frac{CRR}{CSR}$ , a été calculé pour chaque profondeur, à partir des données basé sur l'essai Down-Hole :

1- Pour le calcul des contraintes cycliques CSR on a utilisé :

- L'équation [I.6] de Seed et Al (1971), pour la détermination de CSR.
- Une accélération maximale égale à 0.45g, selon le (RPA 99 version 2003).
- L'équation [I.7] Lia et whithman (1986), pour la détermination du  $r_d$  selon la profondeur.

2-Pour le calcul de la résistance cyclique CRR on a utilisé :

- L'équation [I.33]de ANDRUS et STOKOE (1997), pour la détermination de CRR.
- L'équation [I.34] de Robertson pour déterminer  $V_{S1}$  la correction de la valeur de  $V_S$  adopté par l'essai Down
- L'équation [I.35] pour déterminer  $V_{S1}^*$ : Limite supérieure de VS1 pour que la liquéfaction se produise

3- pour le calcul du facteur de sécurité  $F_S$  on a utilisé l'équation [I.40]

#### III.4.1.1 Sondage SC02 :

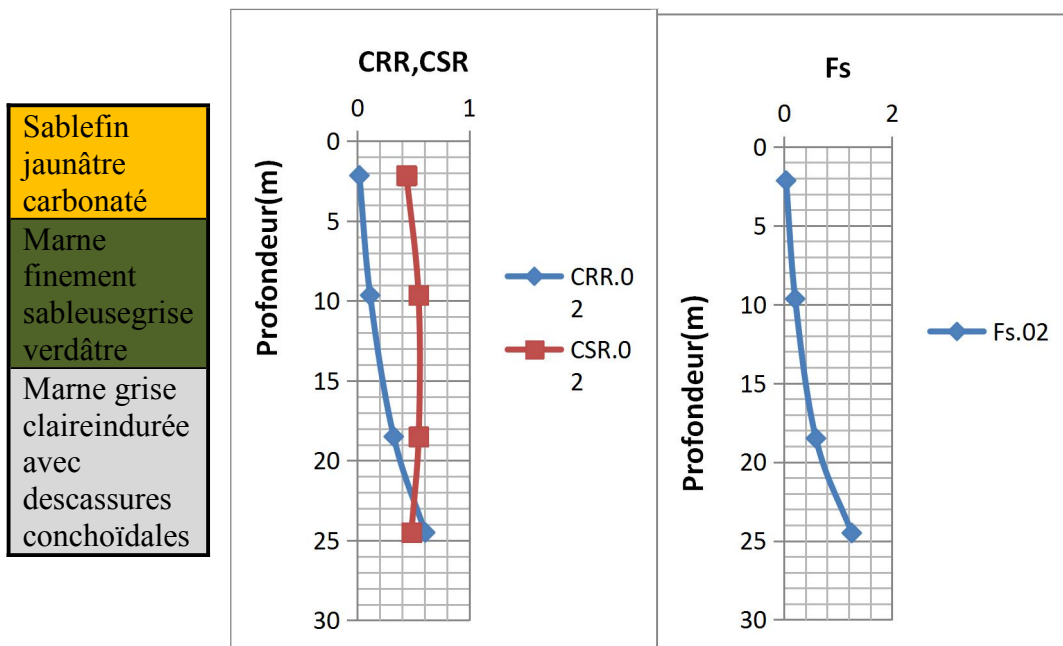
Les résultats de calcul pour le sondage SC02 sont représentés dans le tableau III.4, ainsi que les diagrammes des variations de CRR,CSR et  $F_S$ sont illustrés sur la figure III.9 :

**Tableau III. 4:**Résultats des calculs de  $F_S$  par Down-Hole (SondageSC02)

Sondage SC02	Z(m)	$V_S$ (m/s)	CRR	CSR	$F_s$
Sable fin	2.15	55	0.017	0.4381	0.0387
jaunâtre carbonaté	9.65	186	0.113	0.5454	0.2071

## CHAPITRE III :ETUDE D'UN CAS REEL (SITE DE MOSTAGANEM)

Marne finement sableuse grise verdâtre	18.5	454	0.324	0.5466	0.5921
Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales	24.5	661	0.605	0.4817	1.2559



**Figure III. 9:**les variations de CRR, CSR et  $F_s$  en profondeur ,l'essai Down-Hole (sondage SC02)

### Interprétations des résultats :

Pour le sondage SC02, à la profondeur 24.5m on remarque que le facteur de sécurité  $F_s$  dépasse la valeur limite 1 mettant la couche en stabilité à cet endroit, aux profondeurs 2.15m, 9.65m et 18.5m les valeurs de  $F_s$  sont nettement inférieurs à la valeur fixée par la réglementation, soit 1.25 .Par conséquent il existe un risque de liquéfaction du sol.

#### III.4.1.2 Sondage SC04 :

Les résultats de calcul pour le sondage SC04 sont représentés dans le tableau III.5, ainsi que les diagrammes des variations de CRR,CSR et  $F_s$  sont illustrés sur la figure III.9:

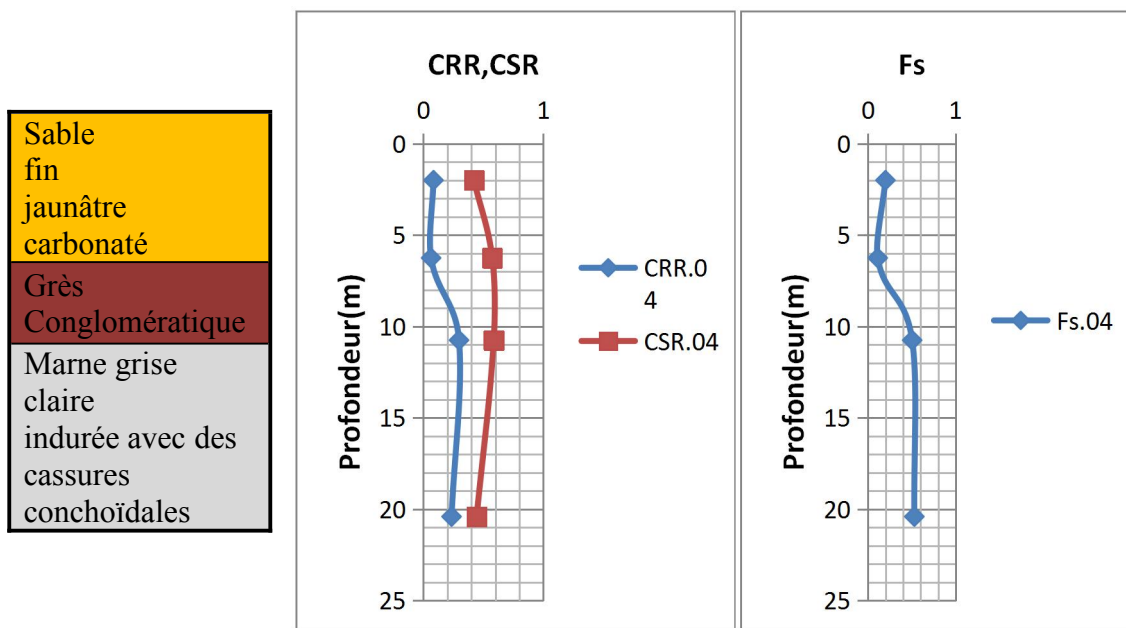
**Tableau III. 5:**Résultats des calculs de  $F_s$  par Down-Hole(Sondage SC04)

Sondage SC 04	Z (m)	$V_s$ (m/s)	CRR	CSR	$F_s$
---------------	-------	-------------	-----	-----	-------



## CHAPITRE III :ETUDE D'UN CAS REEL (SITE DE MOSTAGANEM)

Sable fin jaunâtre carbonaté	2	118	0.084	0.4213	0.1993
	6.25	239	0.064	0.5744	0.1114
Grès Conglomératique	10.75	388	0.297	0.5899	0.5034
Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales	20.4	589	0.2347	0.4441	0.5285



**Figure III. 10:**Les variations de CRR, CSR et  $F_s$  en profondeur, l'essai Down-Hole (sondage SC04)

### Interprétation des résultats :

Pour le sondage SC04, on remarque que pour toutes les profondeurs les valeurs du facteur de sécurité  $F_s$  sont nettement inférieures à la valeur fixée par la réglementation, soit 1.25. Par conséquent il existe un risque de liquéfaction du sol.

#### III.4.1.3 Sondage SC08 :

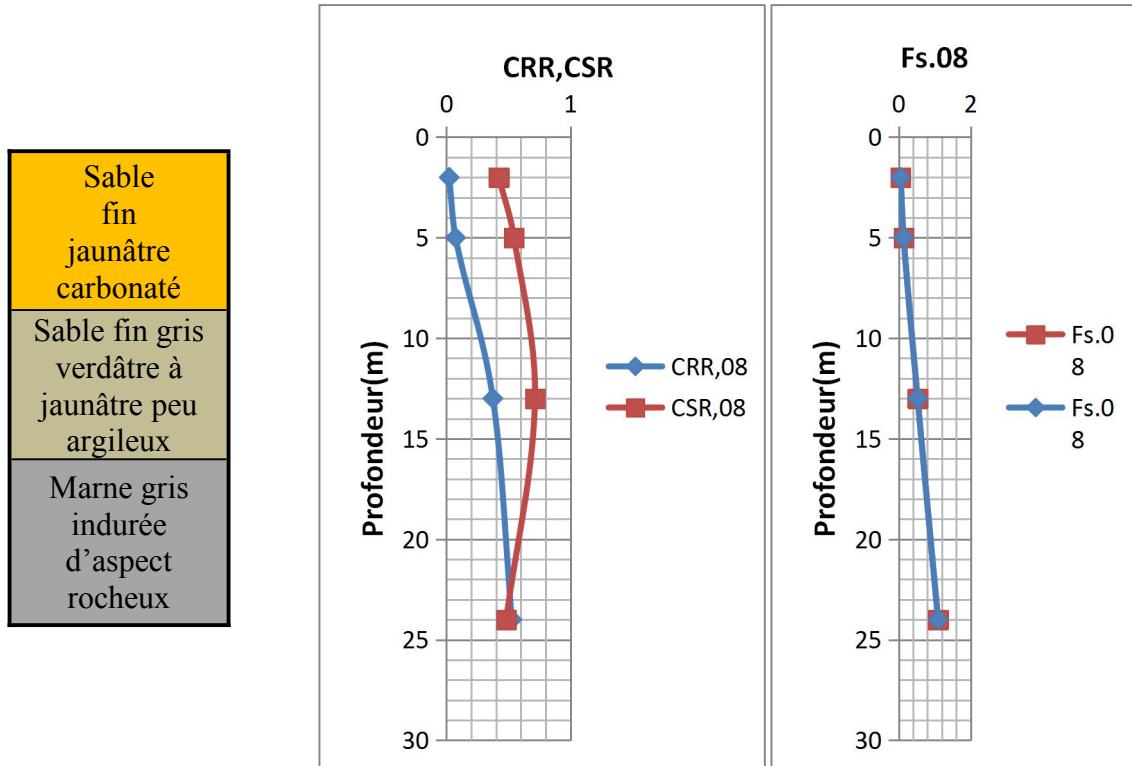
Les résultats de calcul pour le sondage SC04 sont représentés dans le tableau III.6, ainsi que les diagrammes des variations de CRR, CSR et  $F_s$  sont illustrés sur la figure III.11:

**Tableau III. 6:**Résultats des calculs de  $F_s$  par Down-Hole (Sondage SC08)

Sondage SC08	Z (m)	$V_s$ (m/s)	CRR	CSR	$F_s$
Sable fin jaunâtre carbonaté	2	60	0.0215	0.4213	0.0511
	5	127	0.0732	0.5444	0.1345

## CHAPITRE III :ETUDE D'UN CAS REEL (SITE DE MOSTAGANEM)

Sable fin gris verdâtre à jaunâtre peu argileux	13	210	0.3741	0.7138	0.5241
Marne gris indurée d'aspect rocheux	24	641	0.5272	0.482	1.0938



**Figure III. 11:**Les variations de CRR, CSR et  $F_s$  en profondeur, l'essai Down-Hole (sondage SC08)

### Interprétation des résultats :

Pour le sondage SC08, le facteur de sécurité  $F_s$  calculé dans le choisis situé à une profondeur de 24m est supérieur à 1 ; donc à cet endroit il n'y a pas un risque de liquéfaction. Aux profondeurs 2m, 5m et 13m les valeurs de  $F_s$  sont nettement inférieurs à la valeur fixée par la réglementation, soit 1.25 .Par conséquent il existe un risque de liquéfaction du sol.

#### III.4.1.4 Sondage SC10 :

Les résultats de calcul pour le sondage SC10 sont représentés dans le tableau III.7, ainsi que les diagrammes des variations de CRR, CSR et  $F_s$  sont illustrés sur la figure III.12:

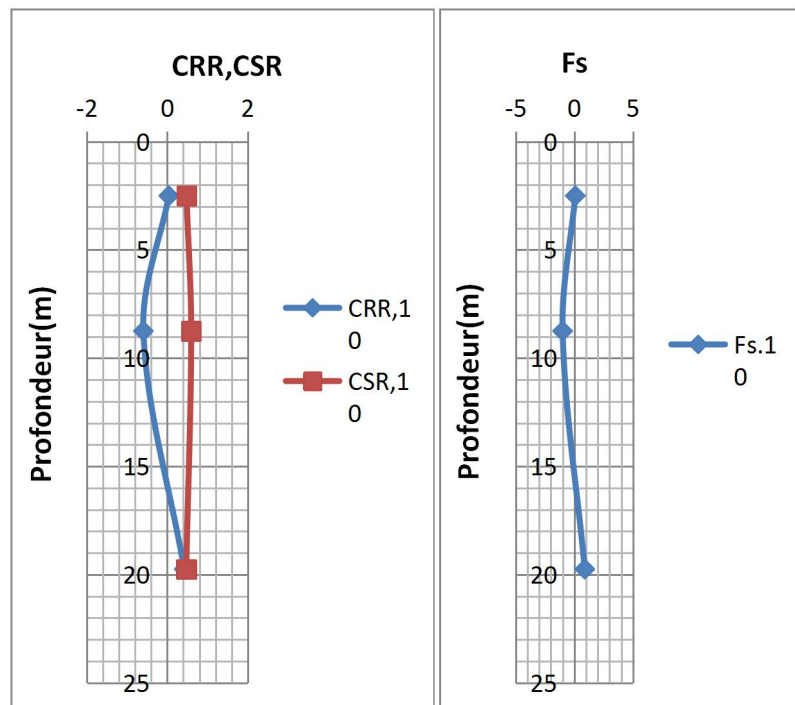
## CHAPITRE III :ETUDE D'UN CAS REEL (SITE DE MOSTAGANEM)

**Tableau III. 7:**Résultats des calculs de  $F_s$  par Down-Hole(SondageSC10)

Sondage SC10	Z (m)	$V_s$ (m)	CRR	CSR	$F_s$
Sable fin jaunâtre à rougeâtre graveleux	2.5	85	0.0384	0.4781	0.0804
Sable fin jaunâtre carbonaté	8.75	220	-0.5945	0.5949	-1
Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïd	19.75	578	0.4209	0.4722	0.8914

Ales

Sable fin jaunâtre à rougeâtre graveleux
Sable fin jaunâtre carbonaté
Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales



**Figure III. 12:**les variations de CRR, CSR et  $F_s$  en profondeur, l'essai Down-Hole(sondageSC08)

### Interprétation des résultats :

Pour le sondage SC10, on remarque que pour toutes les profondeurs les valeurs de  $F_s$  sont nettement inférieures à la valeur fixée par la réglementation, soit 1.25. Par conséquent il existe un risque important de liquéfaction du sol.

**Remarque** : On a utilisé les mêmes équations pour les autres sondages ( SC12,SC15,SC17 et SC21), les résultats tandis que les diagrammes peuvent être consultés en annexes.

### **III.5 Conclusion :**

Le but de cette étude était de faire une évaluation du potentiel de liquéfaction à partir des résultats de l'essai Down-Hole.

Cette méthode, basée sur le calcul du facteur de sécurité  $F_s$  (rapport du CRR au CSR), supposent généralement que le sol est saturé et meuble, et certaines limitations introduisent une incertitude quant à leur utilisation.

Pour notre cas d'étude le facteur de sécurité pour la majorité des sondages carottés par l'essai de Down-Hole est inférieur à 1 .par conséquent il existe un risque important de la liquéfaction dans le site de Mostaganem.

### Conclusion générale

La liquéfaction des sols également appelée la liquéfaction sismique est un phénomène d'instabilité dans lequel la résistance et la rigidité d'un sol saturé ou partiellement saturé sont réduites par les secousses sismiques ou d'autres chargements rapides de condition de contrainte, dans lequel des matériaux normalement solides et liquides se comportent comme un liquide.

Les objectifs principaux assignés à ce travail sont :

- recherche bibliographique sur le phénomène de liquéfaction des sols et les méthodes d'estimation du potentiel de liquéfaction
- la reconnaissance géophysique du sol, en utilisant les différentes méthodes géophysiques appliquées au génie civil.
- La présentation du site de Mostaganem et les reconnaissances géotechniques réalisées ainsi les résultats de l'essai Down-Hole. Pour déduire vers la fin le coefficient de sécurité  $F_s$  pour évaluer le risque de liquéfaction.

L'étude a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La liquéfaction est un phénomène qui engendre beaucoup de dégâts qui mettent la sécurité des ouvrages en cause (effondrement, renversement, .....etc.)
- La résistance à la liquéfaction des sols est en général évaluée à partir des méthodes et des procédures développées qui se reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité  $F_s$  en se basant sur des essais in situ.
- La reconnaissance géophysique, ou prospection géophysique, met en œuvre un ensemble de méthodes indirectes où l'on cherche, à partir d'une ou plusieurs propriétés physiques à déterminer la structure du milieu souterrain de manière non destructive (non-invasive) et avec un échantillonnage spatial suffisamment dense pour que les variations latérales et verticales en soient décrites aussi complètement que le permettent la propriété et la méthode de mesure utilisées.
- La résolution, c'est à dire le degré de finesse avec lequel le sous-sol va être décrit, est en effet variable selon la propriété choisie et la méthode utilisée.
- A travers les résultats obtenus dans notre étude du site de Mostaganem, on peut dire en général qu'il existe un risque de liquéfaction du sol dans les couches sableuses à une profondeur comprise entre 2 m et 18 m

### REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**1-Ali Bouafia.2003.** Séisme de Boumerdès 2003- Analyse de la portance sismique et des potentiels de liquéfaction et de fluidisation des sols.

**2-Application Method and Description of Parallel Seismic Test** ,disponiblesur :

<https://www.whrsm.net/case/parallel-seismic-c00047c1.html>.

[PRINCIPE TECHNIQUE DE L'ESSAI CROSS HOLE – Innogeo:< FT - CROSS HOLE.docx>](#).

**3-AGAP** Qualité (www.agapqualite.org) - Fiche SIS 11 - Sismique Réflexion - Révision 1 - Mars 2017.[PRINCIPE TECHNIQUE DES ESSAIS MASW –](#)

[Innogeo<https://www.innogeo.fr/wp-content/uploads/2020/04/FT-INNOGEO-MASW.pdf>](#).

**4-BEDDOU Amina.**Apport des méthodes géophysiques dans la caractérisation des sols -

**5-BENAHCHILIF Souad. 2016.** “Vers une mise en place d’une approche fiabiliste pour l’estimation du potentiel de liquéfaction”. Thèse De Doctorat .Université Abou bakrBelkaid,Tlemcen, Algérie.199p.

**6-C.Vergniault,J.-.Mari** « Mesure des vitesses de cisaillement en forage »

**7-CROSS-HOLE SISMIQUE** et variantes Down-Hole et Up-Hole [www.soldata-geophysic.fr](http://www.soldata-geophysic.fr) Norme ASTM D4428 Fiche AGAP 92.1 SIS 24 et 92.1 SIS 23.

**8-Cyrille FAUCHARD, Patrice MÉRIAUX).**Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues - Guide pour la mise en œuvre et L'interprétation

**9-Fauchard C., Pothérat P., 2004.** Détection des cavités souterraines par méthodes géophysiques. Guide technique. Techniques et méthodes des Laboratoires des Ponts et Chaussées.

**10-Garofalo F., Foti S., Hollender F., Bard P.Y., Cornou C., Cox B.R., Dechamp A., Ohrnberger M., Perron V., Sicilia D., Teague D., Vergniault C., 2016,**“InterPacific project: Comparison of invasive and non-invasive methods for seismic site characterization. Part II: Inter-comparison between surface-wave and borehole methods, Soil Dynamics and earthquake Engineering.”

**11-I. M. Idriss and R. W. Boulanger**, ,,,Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes“”, *Presented at The Joint 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering (ICSDEE) and The 3<sup>rd</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE), Berkeley, California, USA, pp 32 – 56, 2004.*

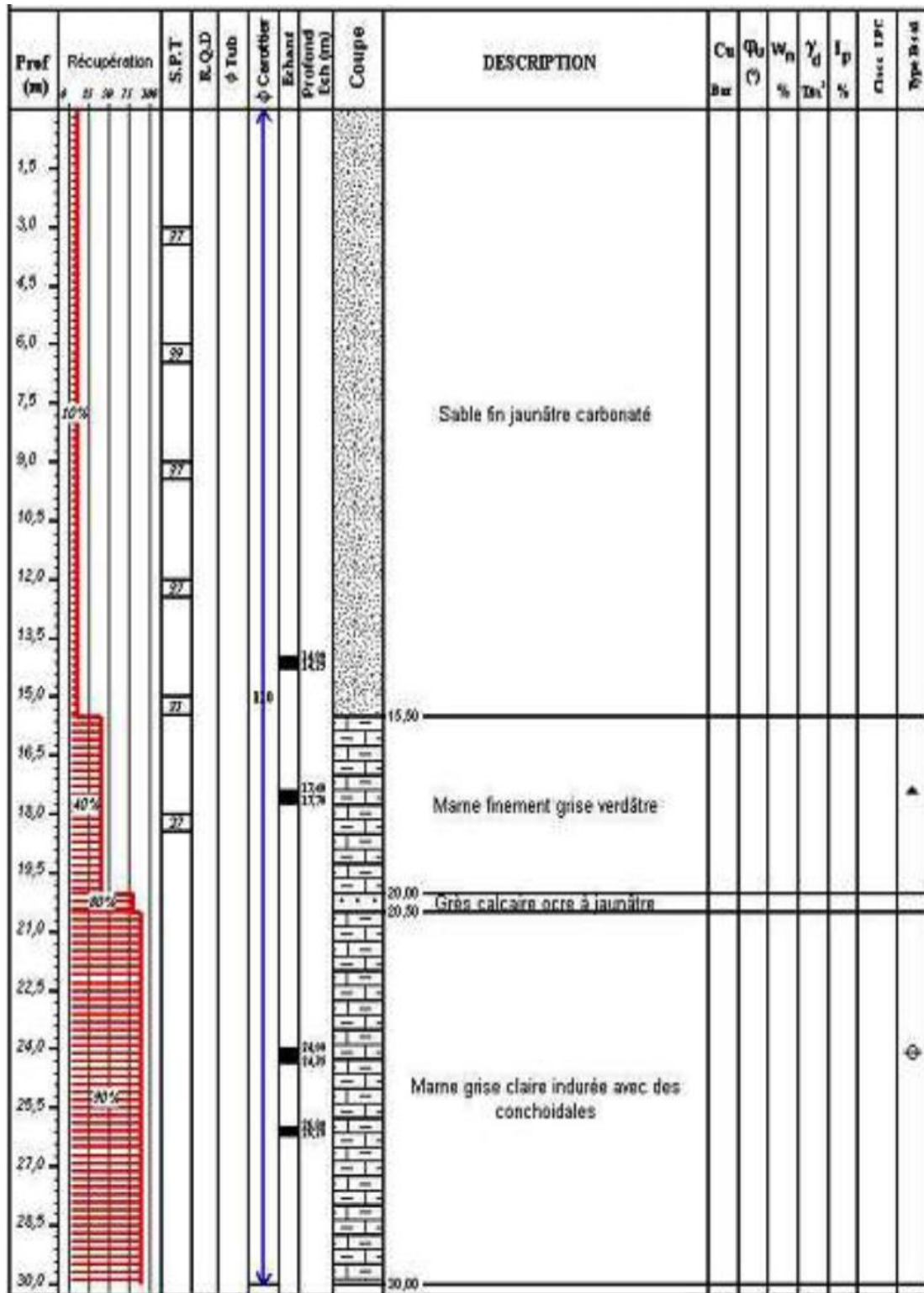
## REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

---

- 12-I.M. Idriss and R.W. Boulanger**, ,,,Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes"" , *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* N°26 (2006) (p115– 130)
- 13-Ishihara, K, (1985)**. “Stability of Natural Deposits During Earthquakes.” *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, San Francisco, pp. 321–376.*
- 14-Ishihara, K, (1993)**. “Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes.” *Geotechnique, Vol. 43, No. 3, London, England, pp. 351–415.*
- 15-Lagabrielle R., 2007**. Géophysique appliquée au génie civil. Rapports des laboratoires des ponts et chaussées.
- .16- Les Méthodes Géophysiques RF-EM et VLF-EM GRAD ;** Prospection géologique et hydrogéologique, sites pollués [en ligne]. Disponible sur :  
<<http://www.hydrosol.ch/rfem.pdf>>
- 17-Les Méthodes Géophysiques RF-EM et VLF-EM GRAD ;** Prospection géologique et hydrogéologique, sites pollués [en ligne]. Disponible sur : <<http://www.hydrosol.ch/rfem.pdf>>
- 18-Michel Chouteau ; Bernard Giroux.**La qualité en géophysique appliquée [en ligne]. Disponible sur : <[http://www.geophy.eu/EDG/edg\\_fr.nsf/site/Methodes-et-references.Methodes](http://www.geophy.eu/EDG/edg_fr.nsf/site/Methodes-et-references.Methodes)>Géophysique appliquée II\_7.449 \_Méthodes électromagnétiques \_Notes de cours
- 19-Mohamed MEKERBI/ Ismail BENABDERRAHMANE.2009** ‘LIQUEFACTION DES SOLS Description, Méthodes D’évaluation, Traitement, Poste liquéfaction’
- 20-Rapport d’étude géotechnique et géophysique,** Laboratoire Central des Travaux Public, Mostaganem (2014).
- 21-SeisImagerdownhole manual, 2013,** Windows Software for Analysis of Downhole Seismic, Pickwin v. 5.1.0.5, PSLog v. 2.0.0.3, Manual v. 1.2.
- 22-YEDJOUR Khaled.2012.**«MODELISATION NUMERIQUE DE LA LIQUEFACTION DES SOLS SABLEUX

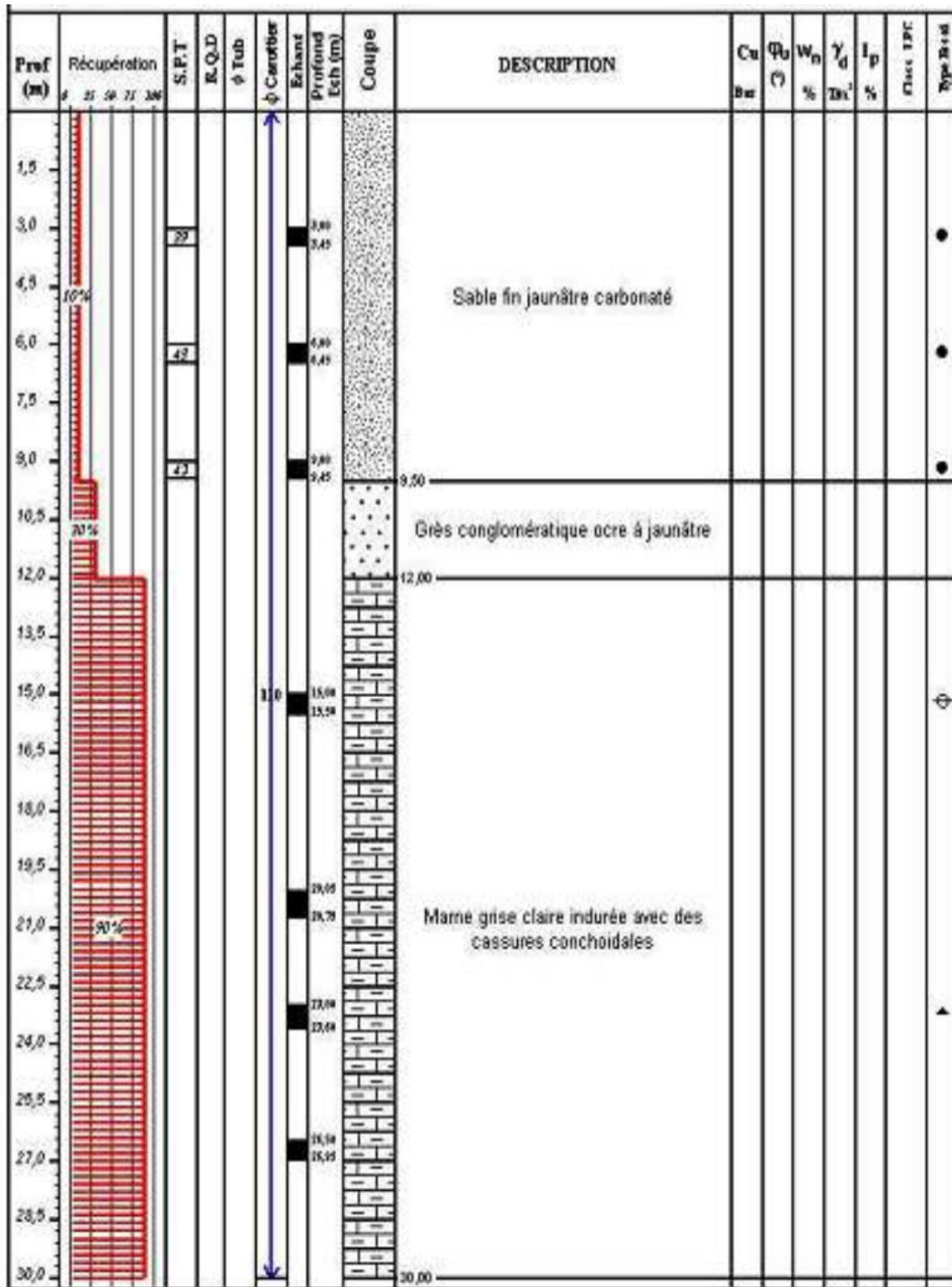
ANNEXE

Les coupes lithologiques des sondages carottés :

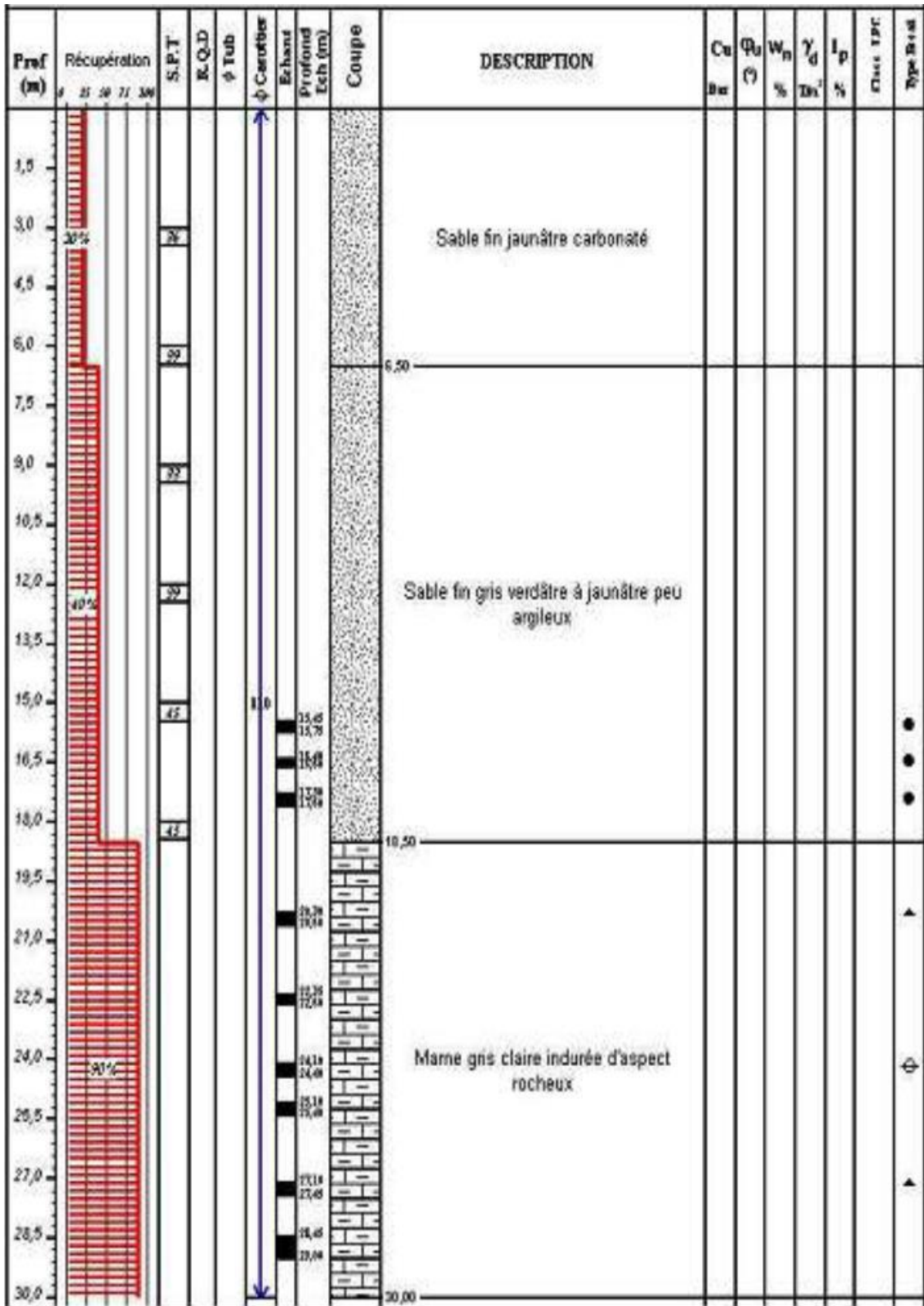


Sondage sc02

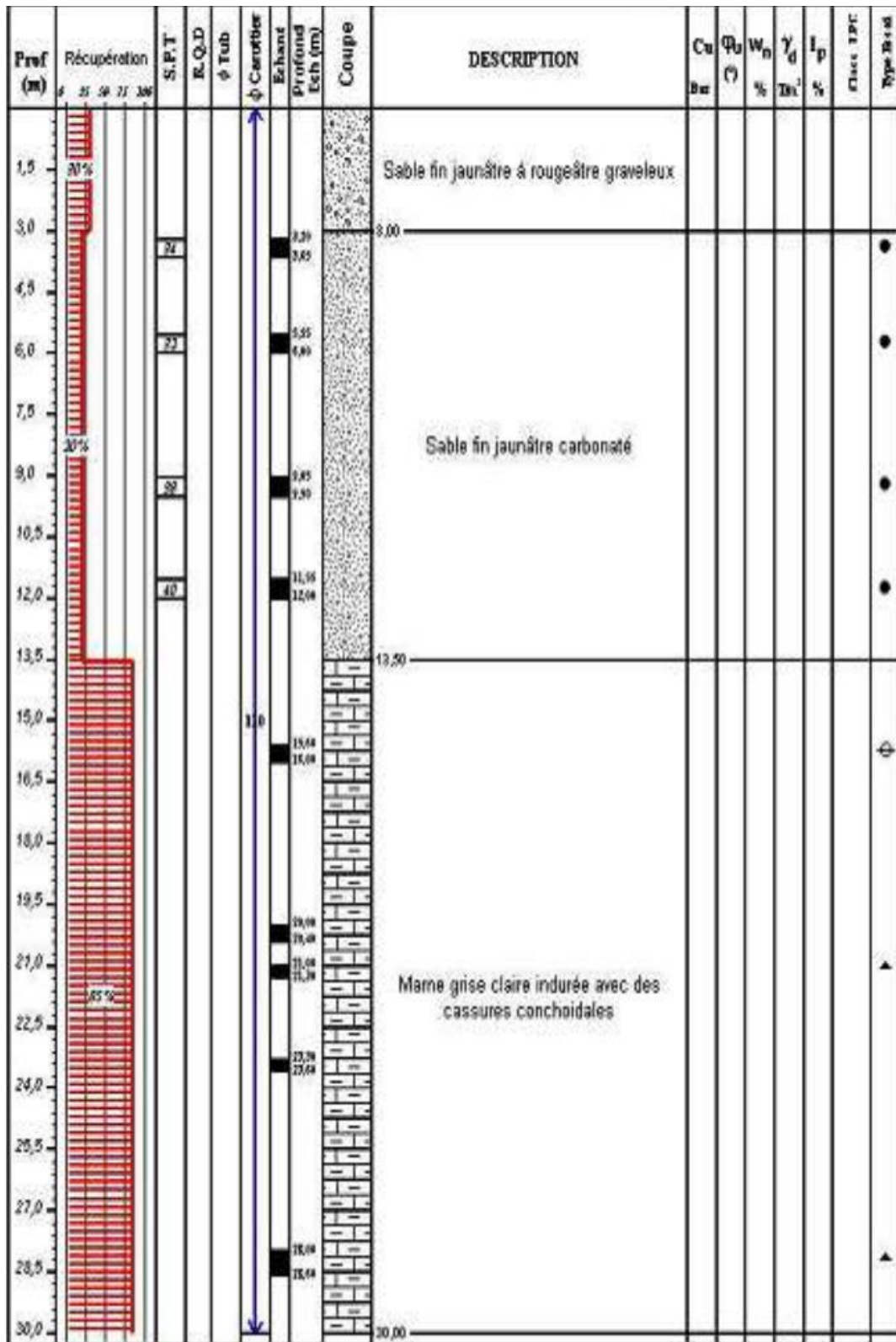




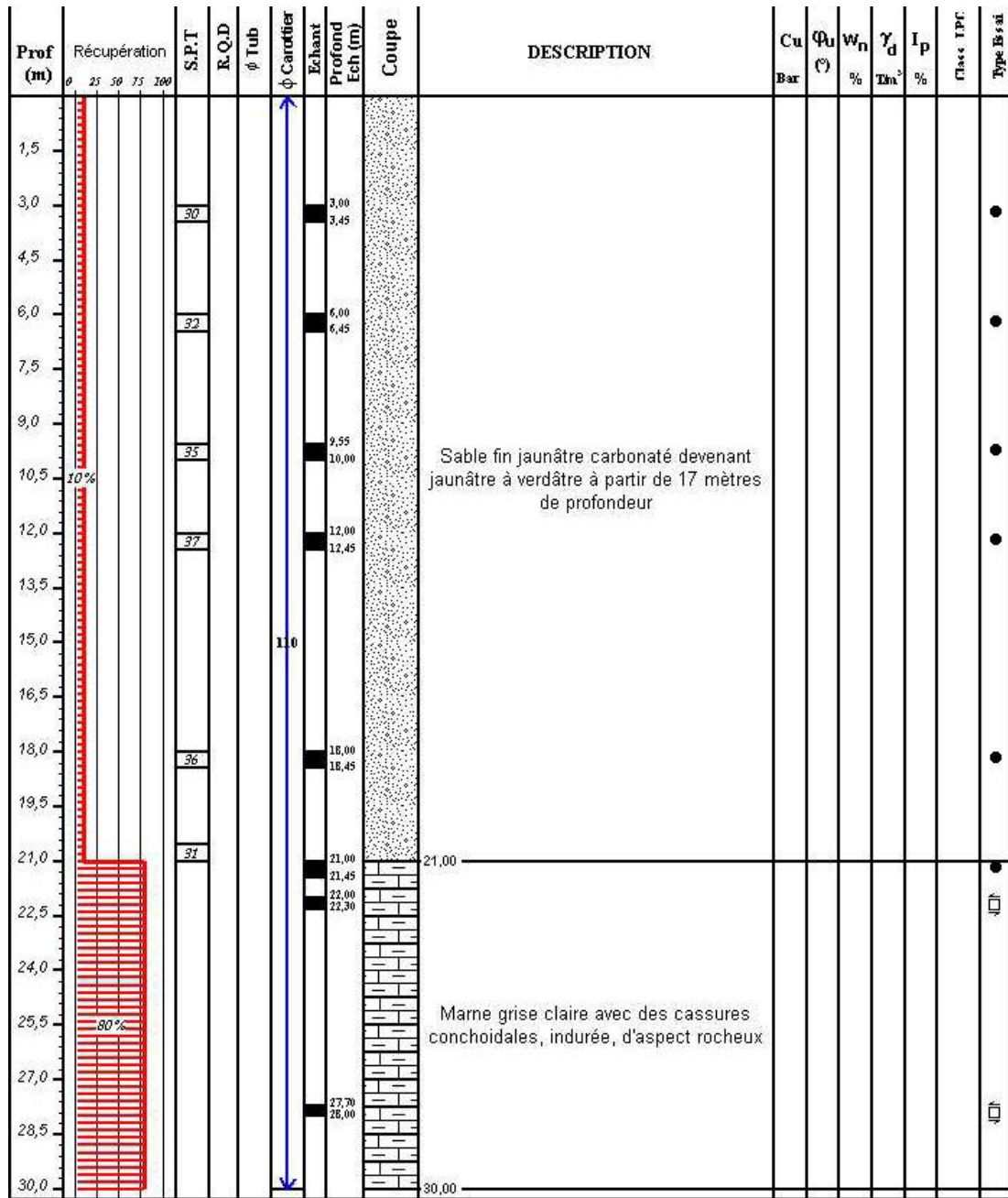
Sondage sc04



Sondage sc08



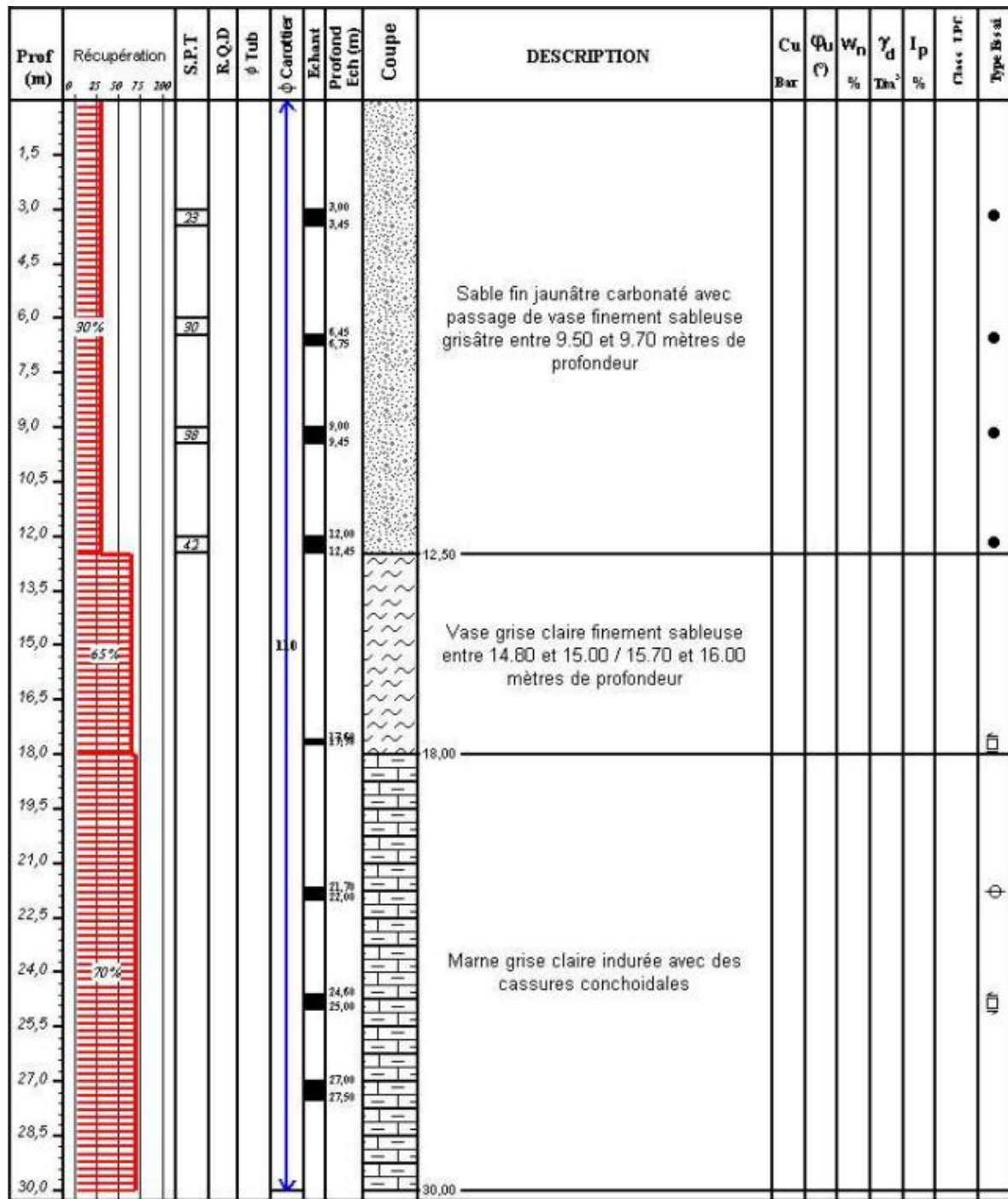
Sondage sc10



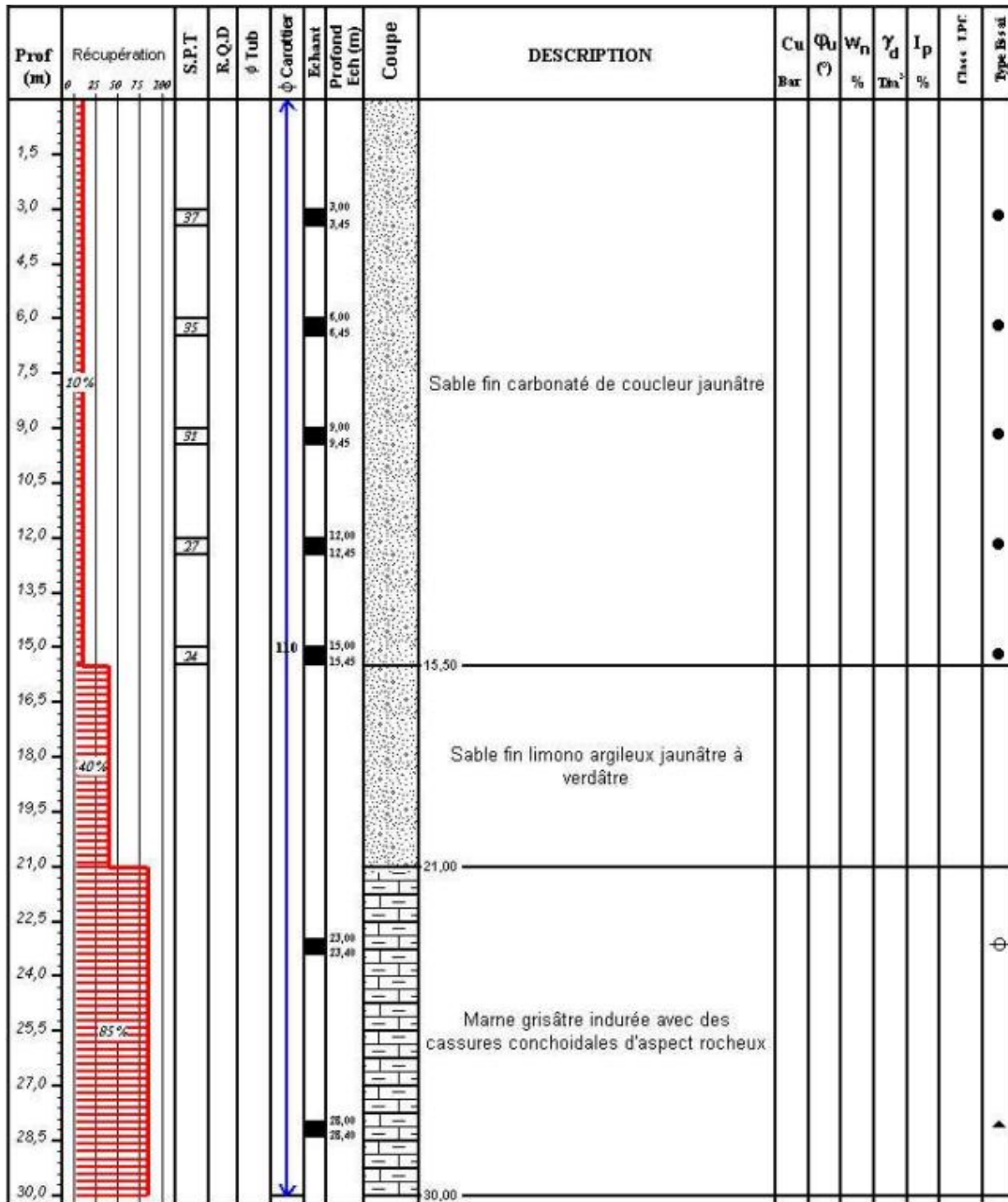
Sondage sc12

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ <sub>h</sub> (%)	W <sub>n</sub> (%)	γ <sub>d</sub> (t/m <sup>3</sup> )	I <sub>p</sub> (%)	Clas. IFC	Type B-s-σ
	φ	27	30	33														
21,0																		
22,0																		
23,0																		
24,0																		
25,0																		
26,0																		
27,0																		
28,0																		
29,0																		
30,0																		
31,0																		
32,0																		
33,0																		
34,0																		
35,0																		
36,0																		
37,0																		
38,0																		
39,0																		
40,0																		

Sondage sc15



Sondage sc17



Sondage sc21

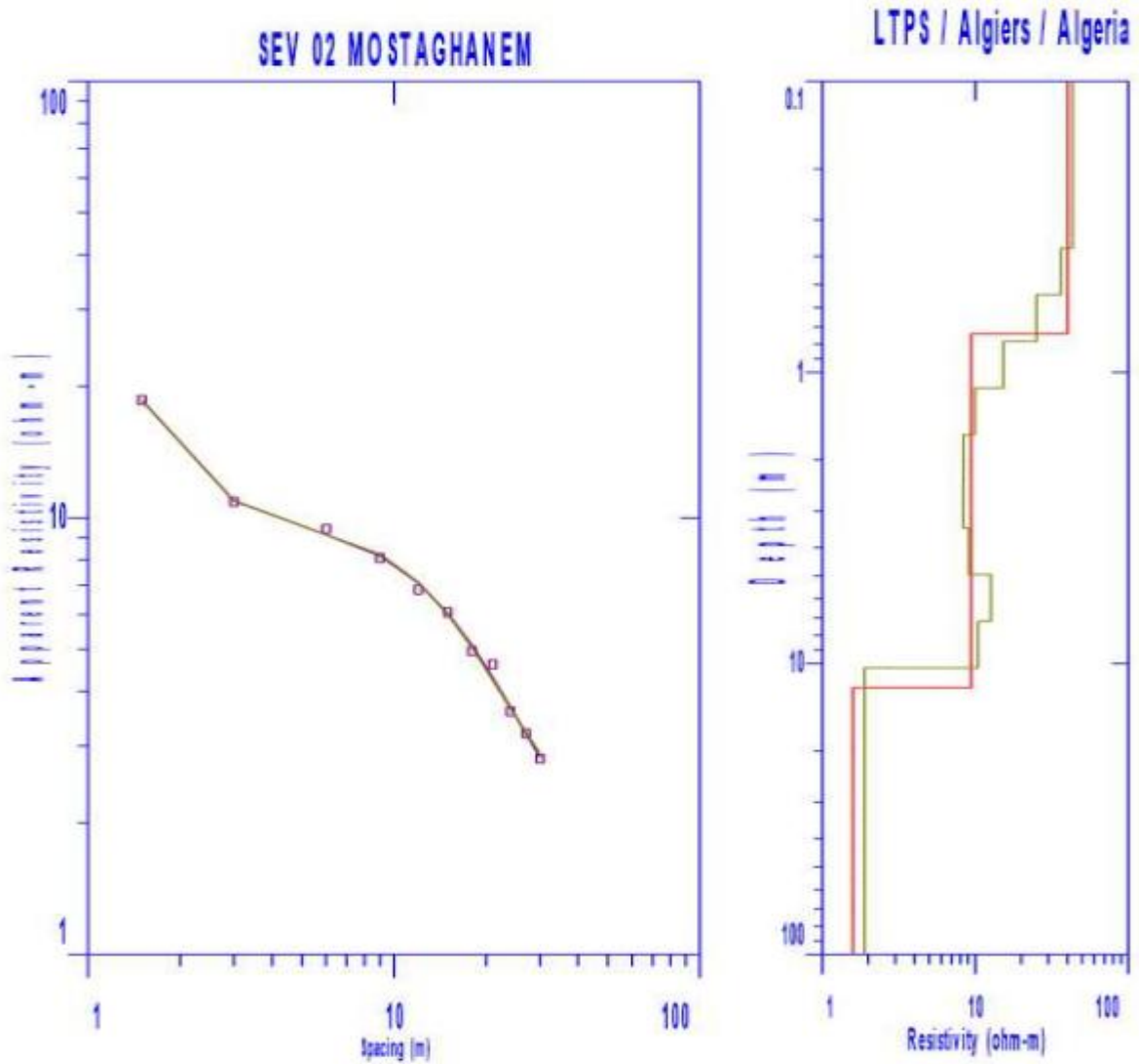
Résultats des sondages électriques verticaux :

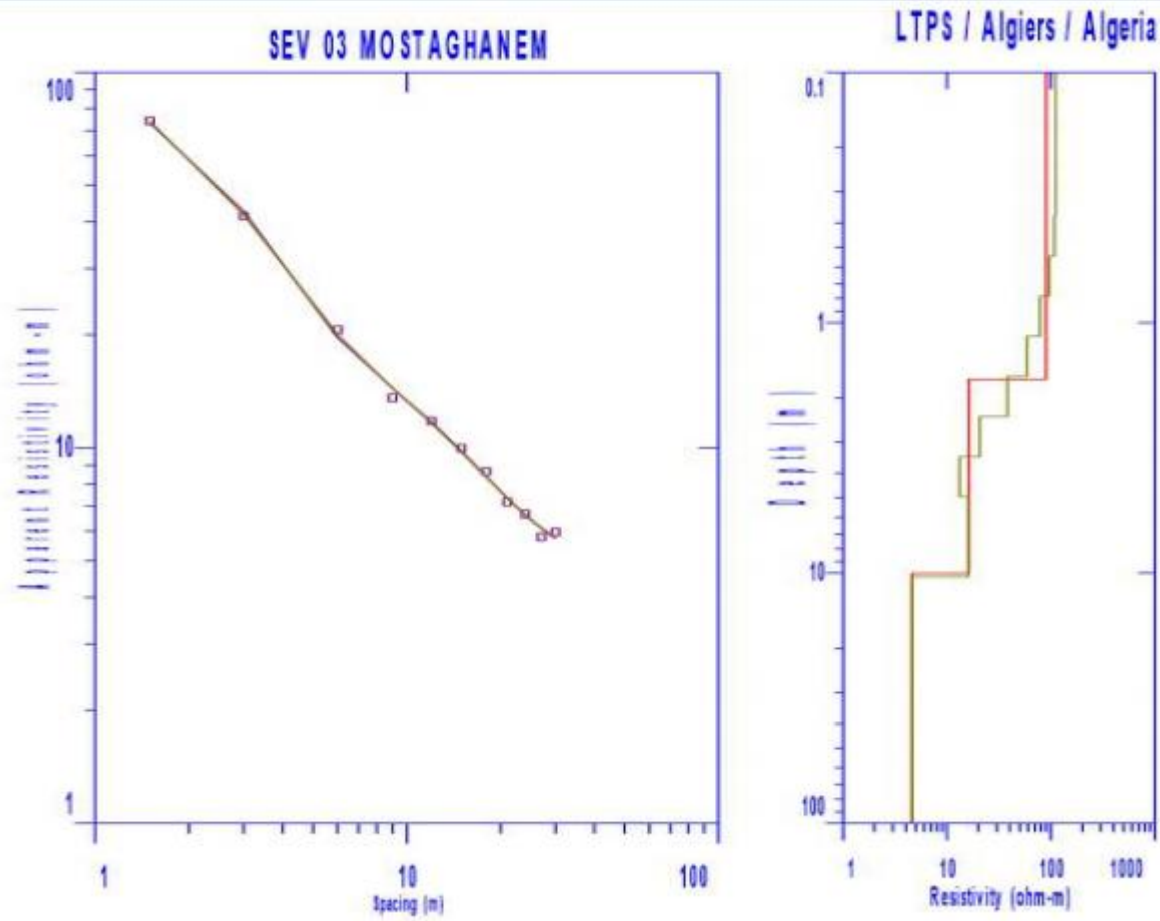
Profondeur(m)	Résistivité ( $\Omega$ m)	Observation (conductivité)
	SEV02	
0-0.74	$\rho_1 = 40.29$	Horizon assez frais
0.74-11.40	$\rho_2 = 9.37$	Horizon frais
> 11.40	$\rho_3 = 1.58$	Horizon frais
	SEV03	
0-1.68	$\rho_1 = 89.88$	Horizon résistant
1.68-8.36	$\rho_2 = 16.18$	Horizon assez frais
> 8.36	$\rho_3 = 6.57$	Horizon frais
	SEV04	
0-2.59	$\rho_1 = 382$	Horizon très résistant
2.59-12.49	$\rho_2 = 24.04$	Horizon assez frais
> 12.49	$\rho_3 = 5.03$	Horizon frais
	SEV05	
0-4.36	$\rho_1 = 449.1$	Horizon très résistant
> 4.36	$\rho_2 = 9.88$	Horizon frais
	SEV06	
0-3.1	$\rho_1 = 43.9$	Horizon assez résistant
3.1-15.04	$\rho_2 = 13.57$	Horizon assez résistant
> 15.04	$\rho_3 = 1.45$	Horizon frais
	SEV07	
0-1.2	$\rho_1 = 39.87$	Horizon assez résistant
1.2-6.8	$\rho_2 = 10.01$	Horizon frais
> 6.8	$\rho_3 = 1.61$	Horizon frais
	SEV08	
0-6.69	$\rho_1 = 2.56$	Horizon frais
6.69-10.43	$\rho_2 = 0.21$	Horizon frais
> 10.43	$\rho_3 = 260.7$	Horizon très résistant
	SEV09	
0-2.8	$\rho_1 = 4.41$	Horizon frais
2.8-4.88	$\rho_2 = 29.74$	Horizon assez résistant
> 4.88	$\rho_3 = 1.59$	Horizon frais
	SEV10	
0-2.54	$\rho_1 = 36.09$	Horizon assez frais
2.54-16.36	$\rho_2 = 13.11$	Horizon assez frais
> 16.36	$\rho_3 = 0.87$	Horizon frais

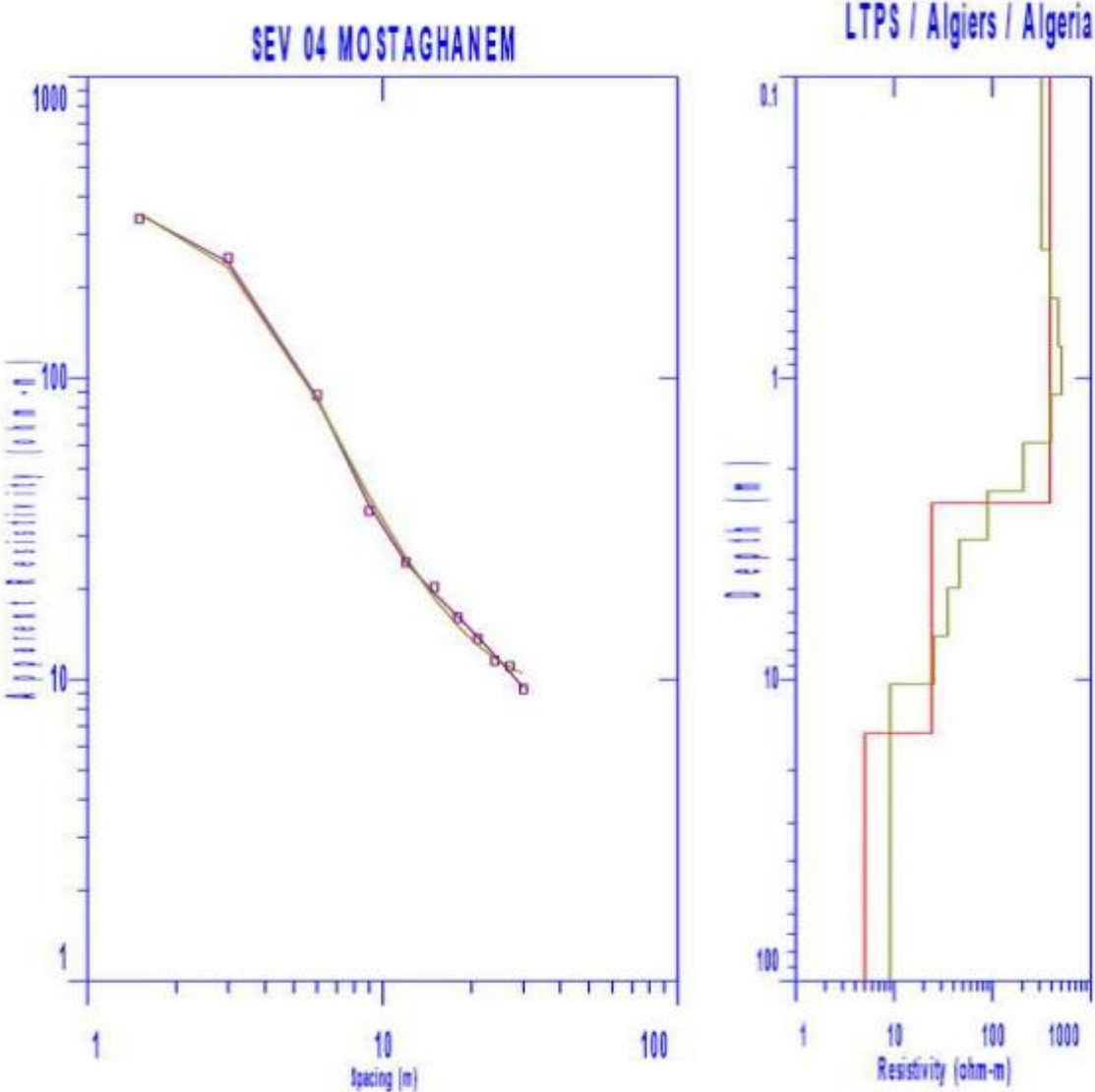


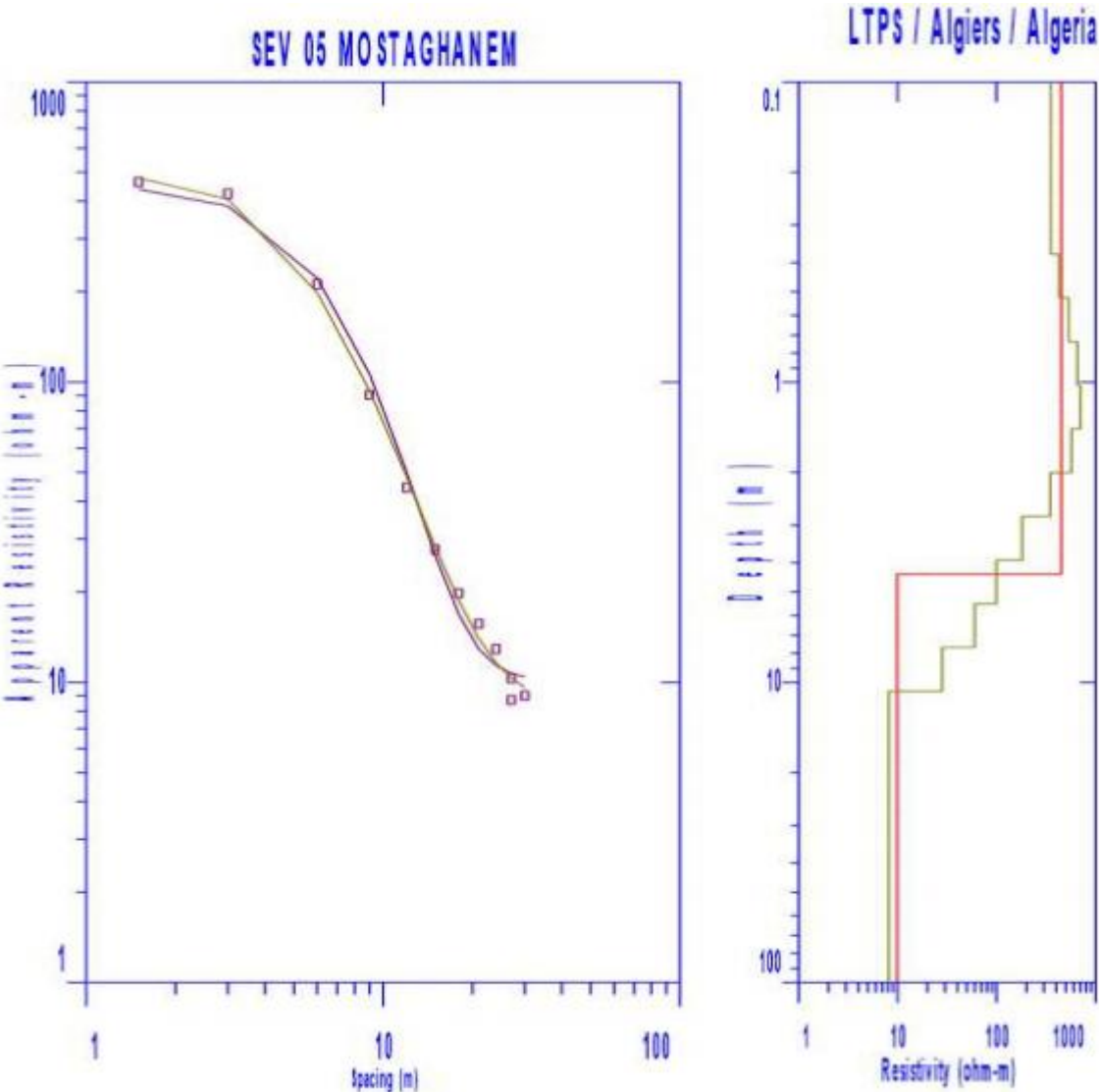
	SEV11	
0-1.54	$\rho_1 = 224.5$	Horizon résistant
1.54-12.8	$\rho_2 = 31.33$	Horizon assez frais
> 12.80	$\rho_3 = 0.010$	Horizon frais

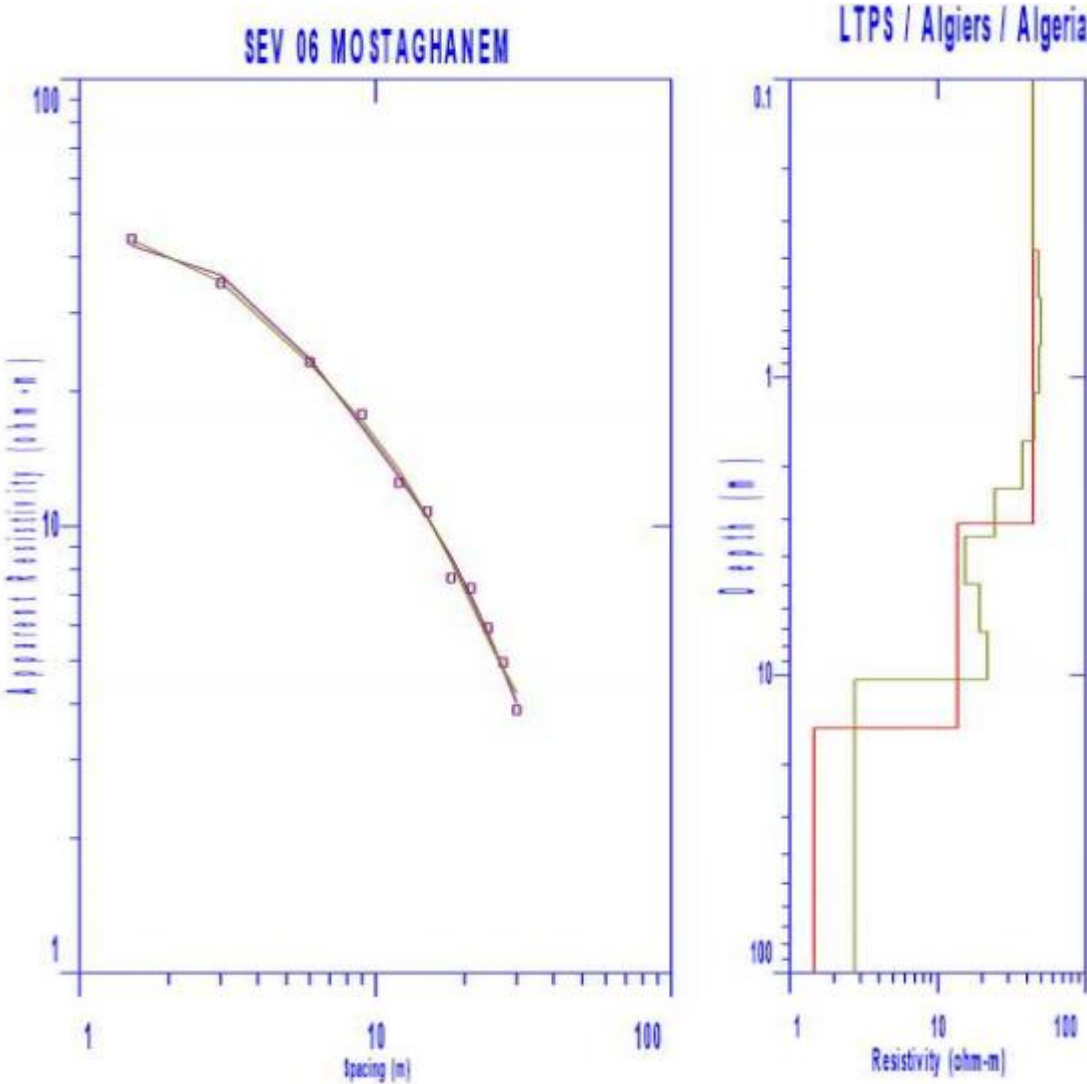
- Les représentations graphiques des résultats des sondages électriques verticaux

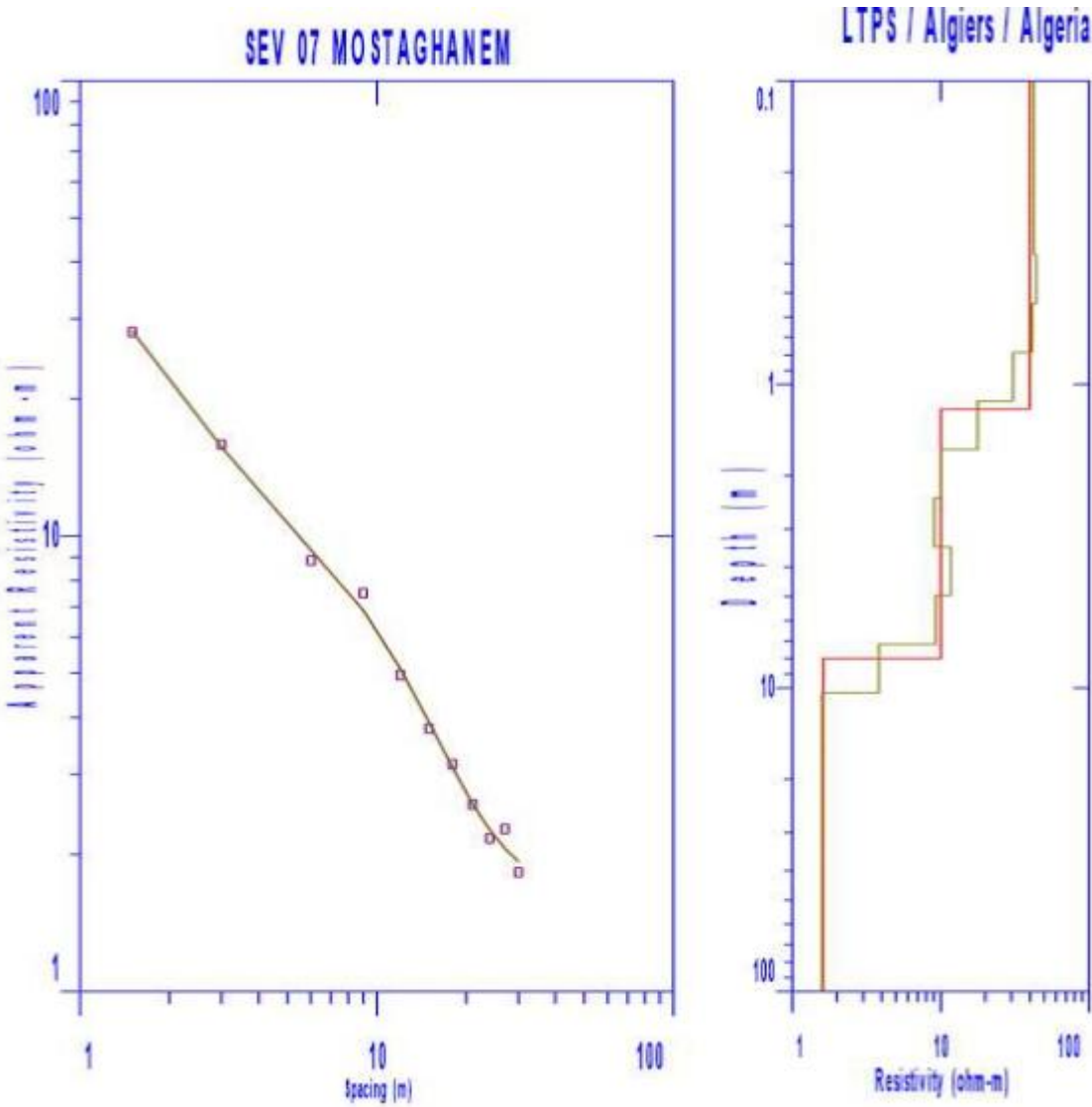


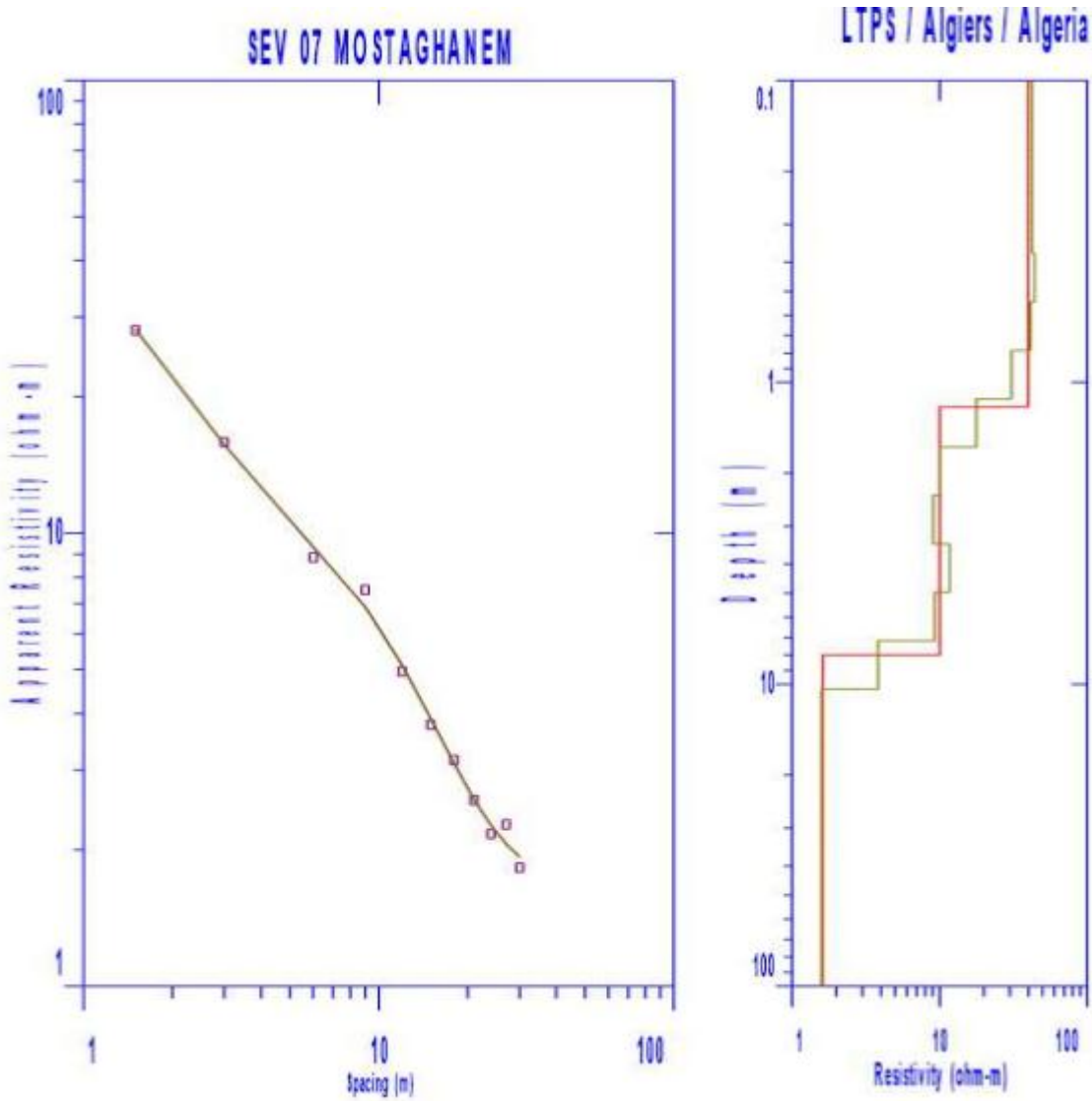




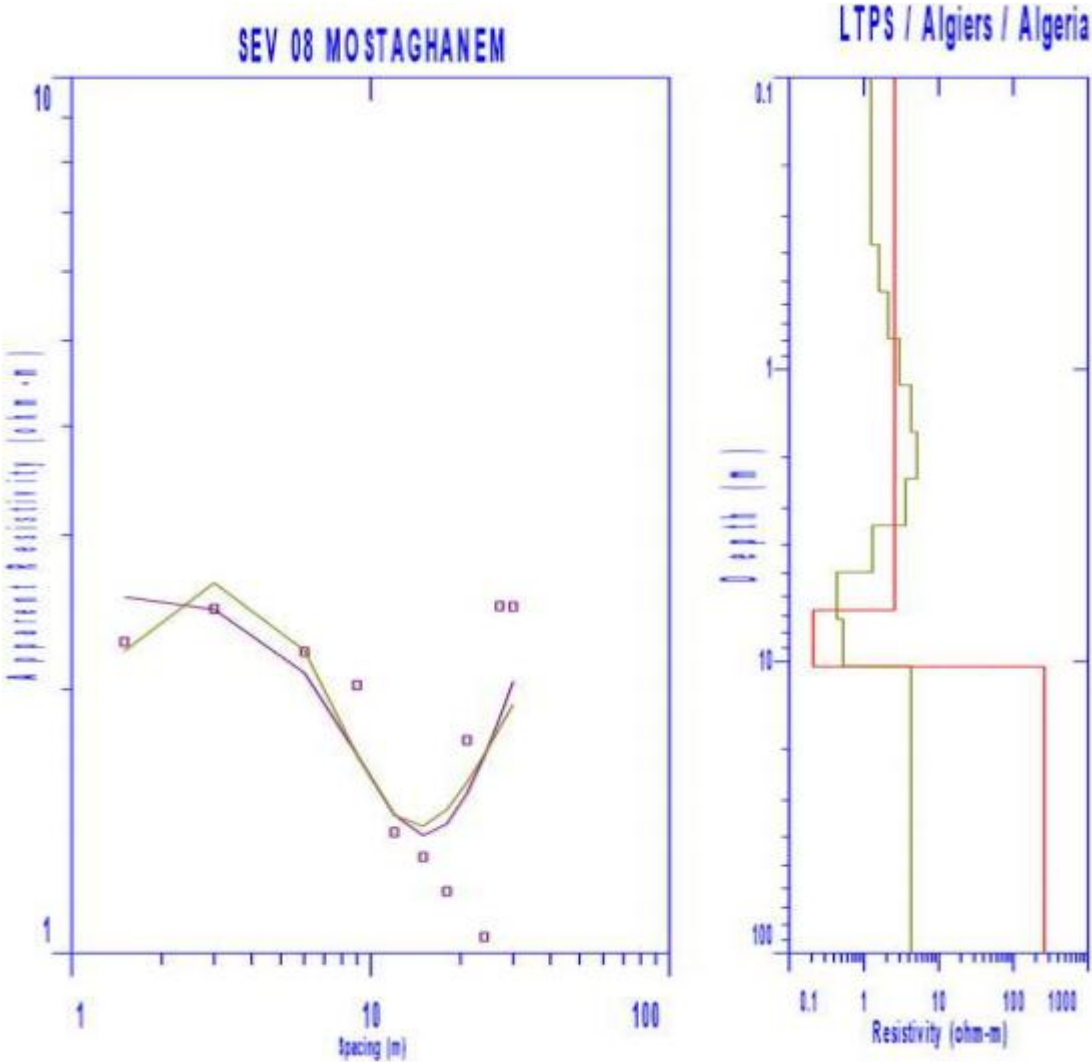


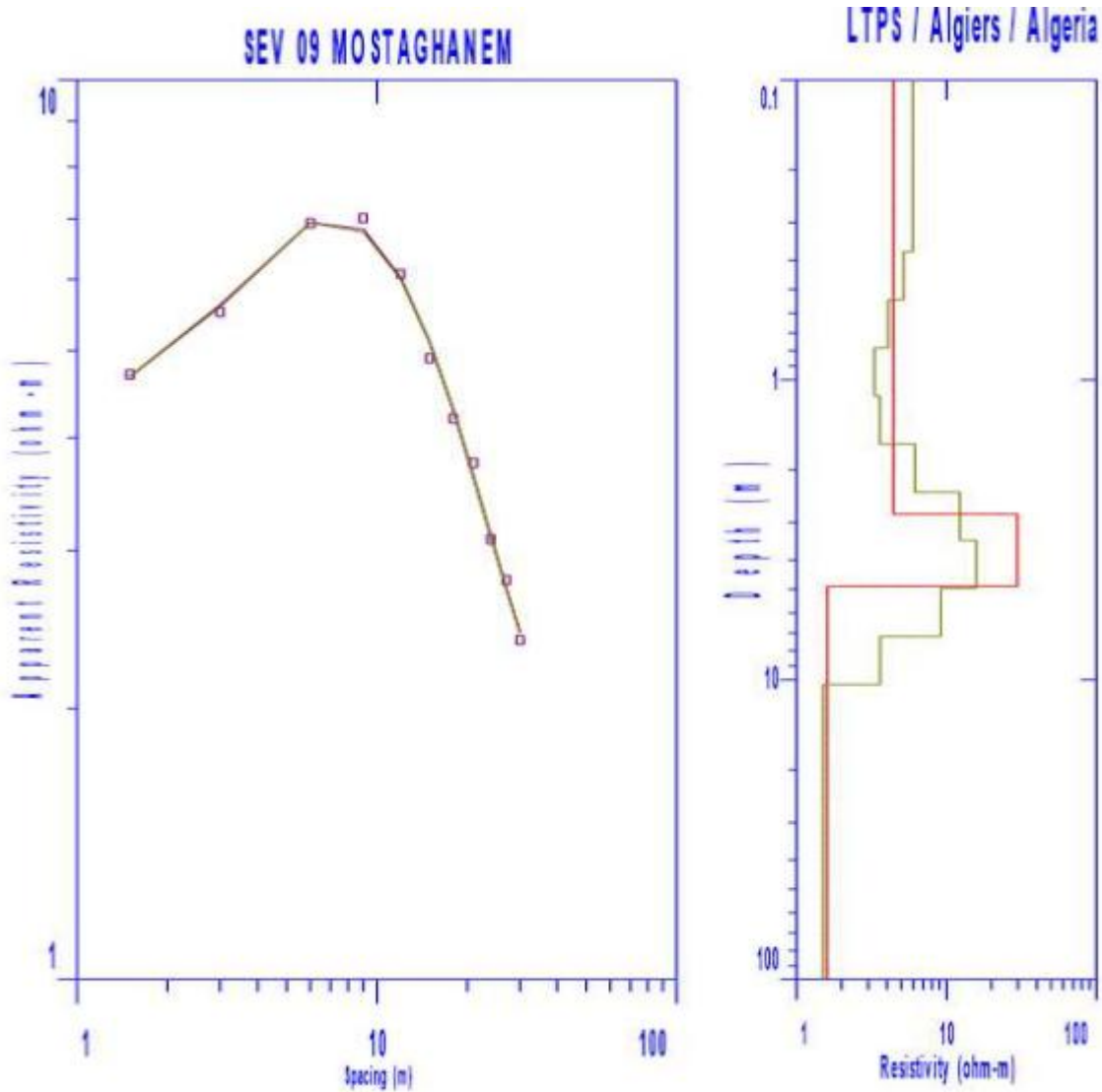


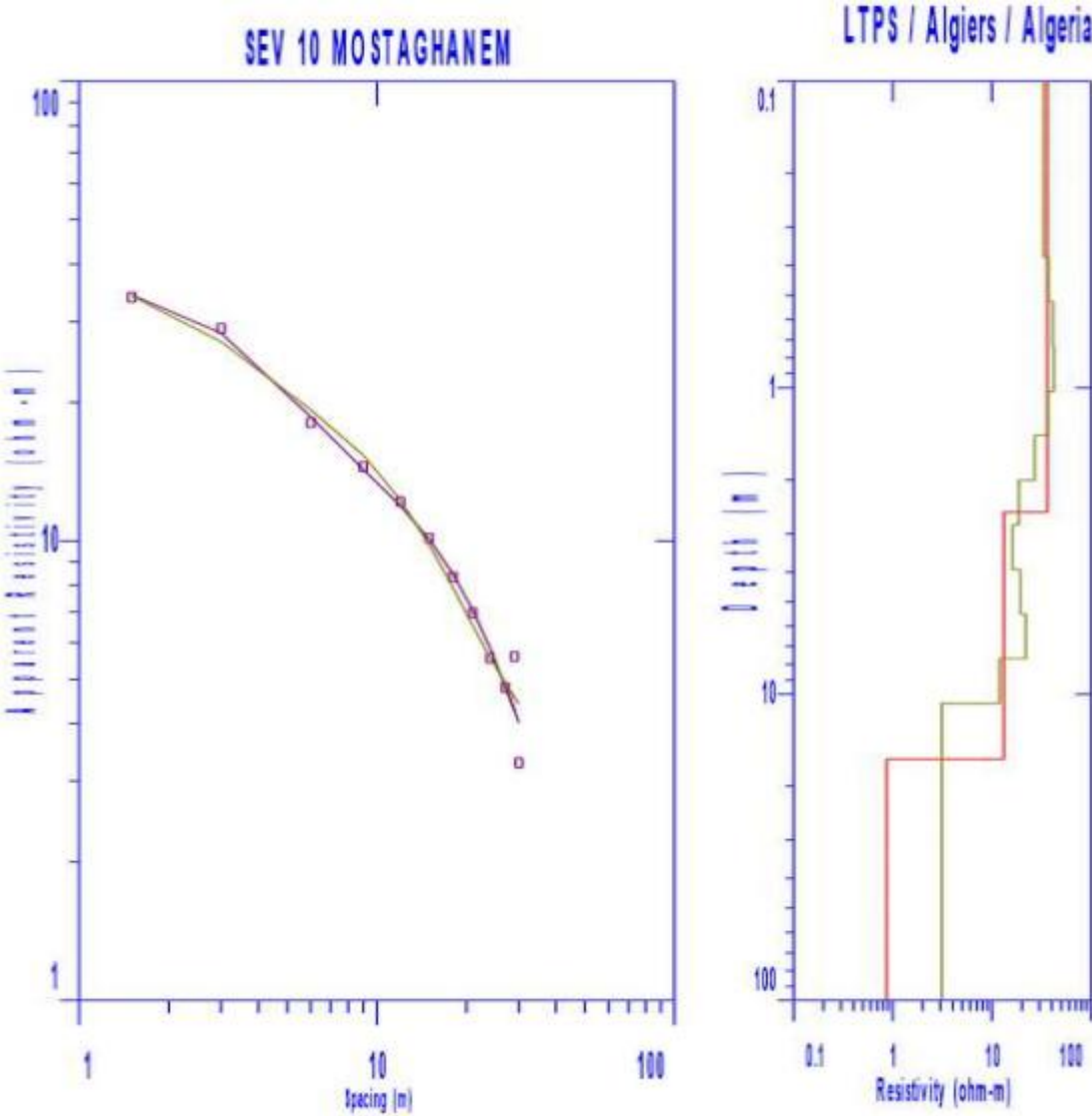


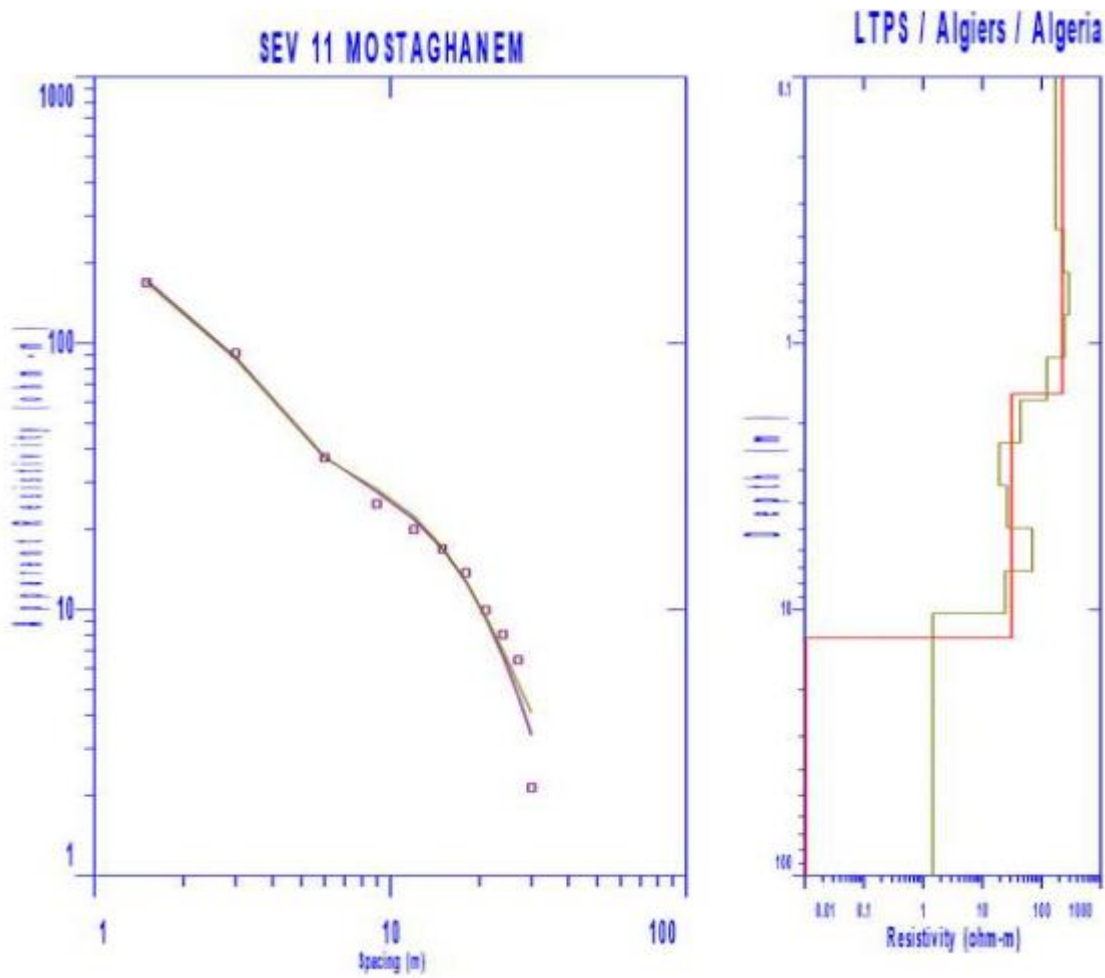










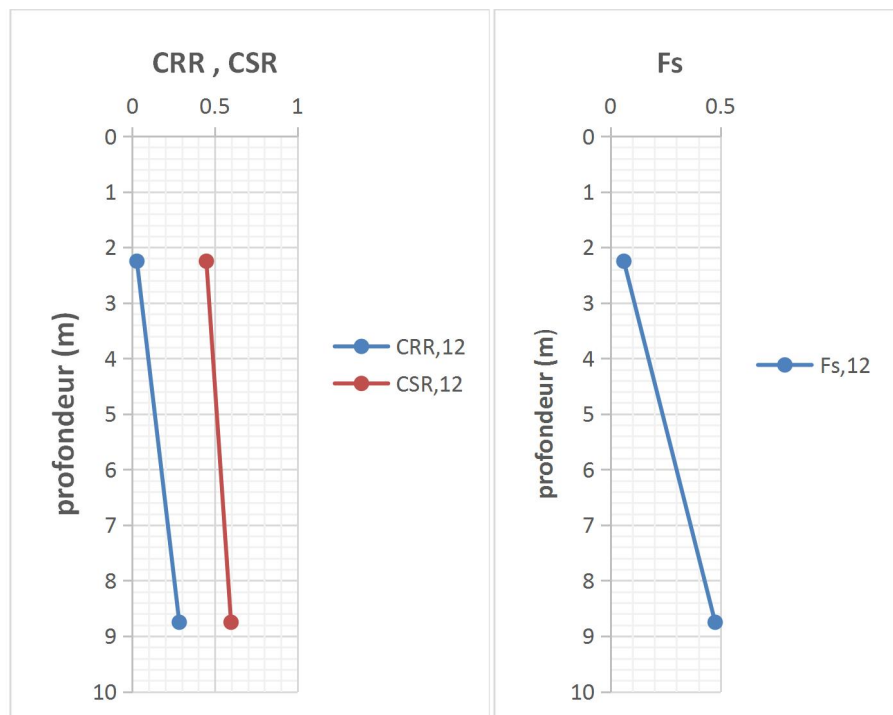


Résultats de  $F_s$  l'essai Down-Hole :

Sondage sc12 :

Couches	$V_p$ (m/s)	$V_s$ (m/s)	$\gamma_h$	P	$E_{dyn}$ (MPa)	$G_{dyn}$ (MPa)	K(MPa)
1.00-3.50	611	70	1.66	0.49	24.29	8.13	608.87
3.50-14	1493	204	1.66	0.49	205.93	69.08	3608.11

Sondage SC12	Z (m)	$V_s$ (m/s)	CRR	CSR	$F_s$
Sable fin jaunâtre carbonaté	2.25	70	0.0275	0.4485	0.0613
	8.75	204	0.2841	0.5978	0.4752



**Sondage sc15 :**

<b>Couches</b>	<b>V<sub>p</sub> (m/s)</b>	<b>V<sub>s</sub> (m/s)</b>	<b>γ<sub>h</sub></b>	<b>P</b>	<b>E<sub>dyn</sub>(MPa)</b>	<b>G<sub>dyn</sub>(MPa)</b>	<b>K(MPa)</b>
1.00-2.10	428	67	1.66	0.49	22.17	7.45	294.15
2.10-13.30	1303	253	1.66	0.48	314.60	106.45	267.69
13.30-27	2042	433	2.36	0.48	1306.59	442.47	9250.68

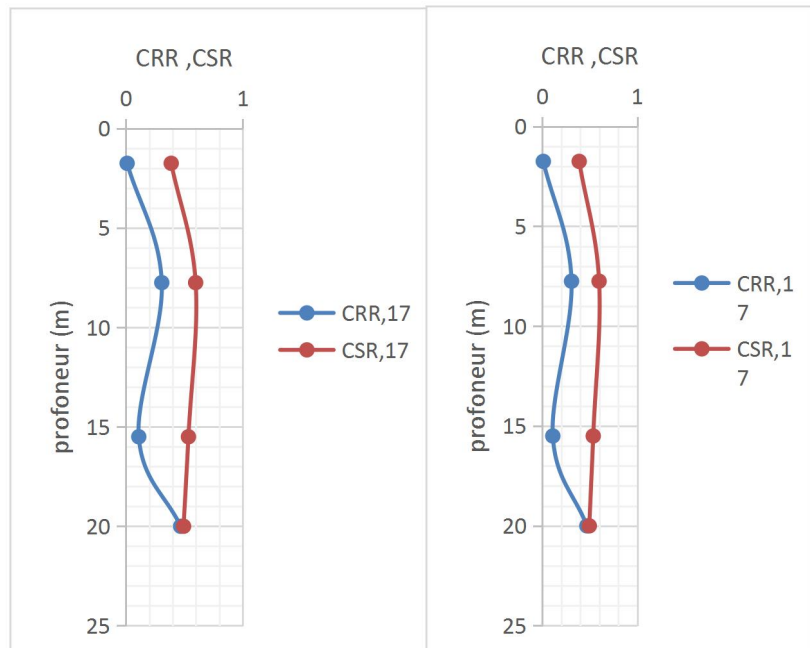
<b>Sondage SC15</b>	<b>Z(m)</b>	<b>V<sub>s</sub>(m/s)</b>	<b>CRR</b>	<b>CSR</b>	<b>F<sub>s</sub></b>
Sable fin jaunâtre	1.55	67	0.0114	0.3414	0.0336
	7.7	253	0.0466	0.5988	0.0775
Marne grise bleuâtre indurée avec des cassures conchoïdales d'aspect rocheux	20.15	433	0.2068	0.4674	0.4292

Sondage sc17 :

Couches	$V_p$ (m/s)	$V_s$ (m/s)	$\gamma_h$	P	$E_{dyn}$ (MPa)	$G_{dyn}$ (MPa)	K(MPa)
1.00-2.50	318	40	1.66	0.49	7.93	2.66	164.32
2.50-13.00	1289	202	1.66	0.49	201.50	67.73	2667.81
13.00-18.00	1589	188	2.1	0.49	221.61	74.22	5176.71
18.00-22	2062	567	2.33	0.46	2185.94	749.07	8908.04

Sondage SC17	Z (m)	$V_s$ (m/s)	CRR	CSR	$F_s$
Sable fin jaunâtre carbonaté	1.75	40	0.0109	0.3877	0.0282
	7.75	202	0.3072	0.5967	0.5149
Vase grise claire finement sableuse	15.5	188	0.1105	0.5351	0.2065
Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales	20	567	0.4681	0.4935	0.9485

Sable fin jaunâtre carbonaté
Vase grise claire finement sableuse
Marne grise claire indurée avec des cassures conchoïdales



## ANNEXE

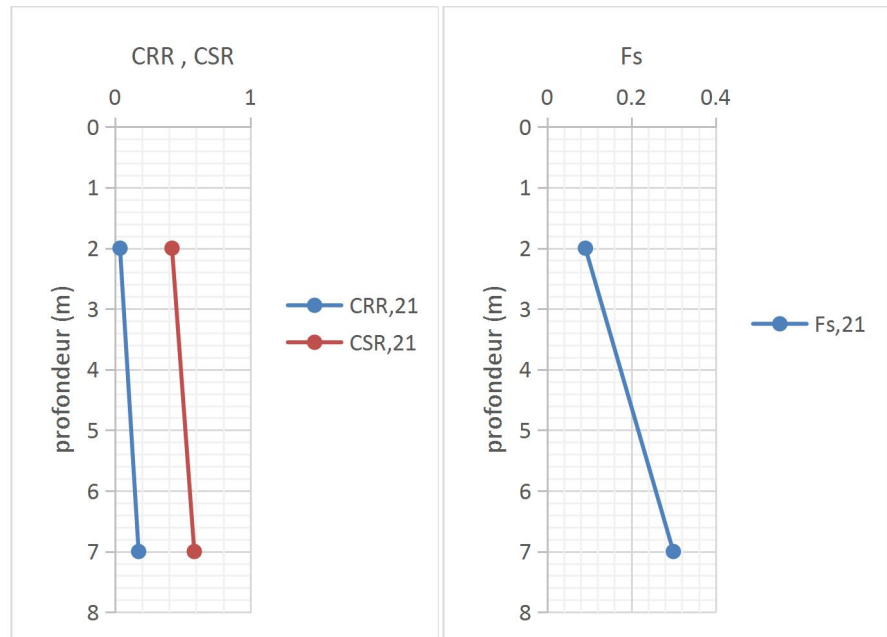
### Sondage sc21 :

Couches	$V_p$ (m/s)	$V_s$ (m/s)	$\gamma_h$	P	$E_{dyn}$ (MPa)	$G_{dyn}$ (MPa)	K (MPa)
1.00-3.00	649	81	1.66	0.49	32.50	10.89	684.67
3.00-11	1177	182	1.66	0.49	163.61	54.99	2226.33

Sondage SC21	Z (m)	$V_s$ (m/s)	CRR	CSR	$F_s$
Sable fin carbonaté de couleur jaunâtre	2	81	0.0383	0.4213	0.091
	7	182	0.1754	0.5855	0.2996

Sable  
fin  
jaunâtre  
carbonaté

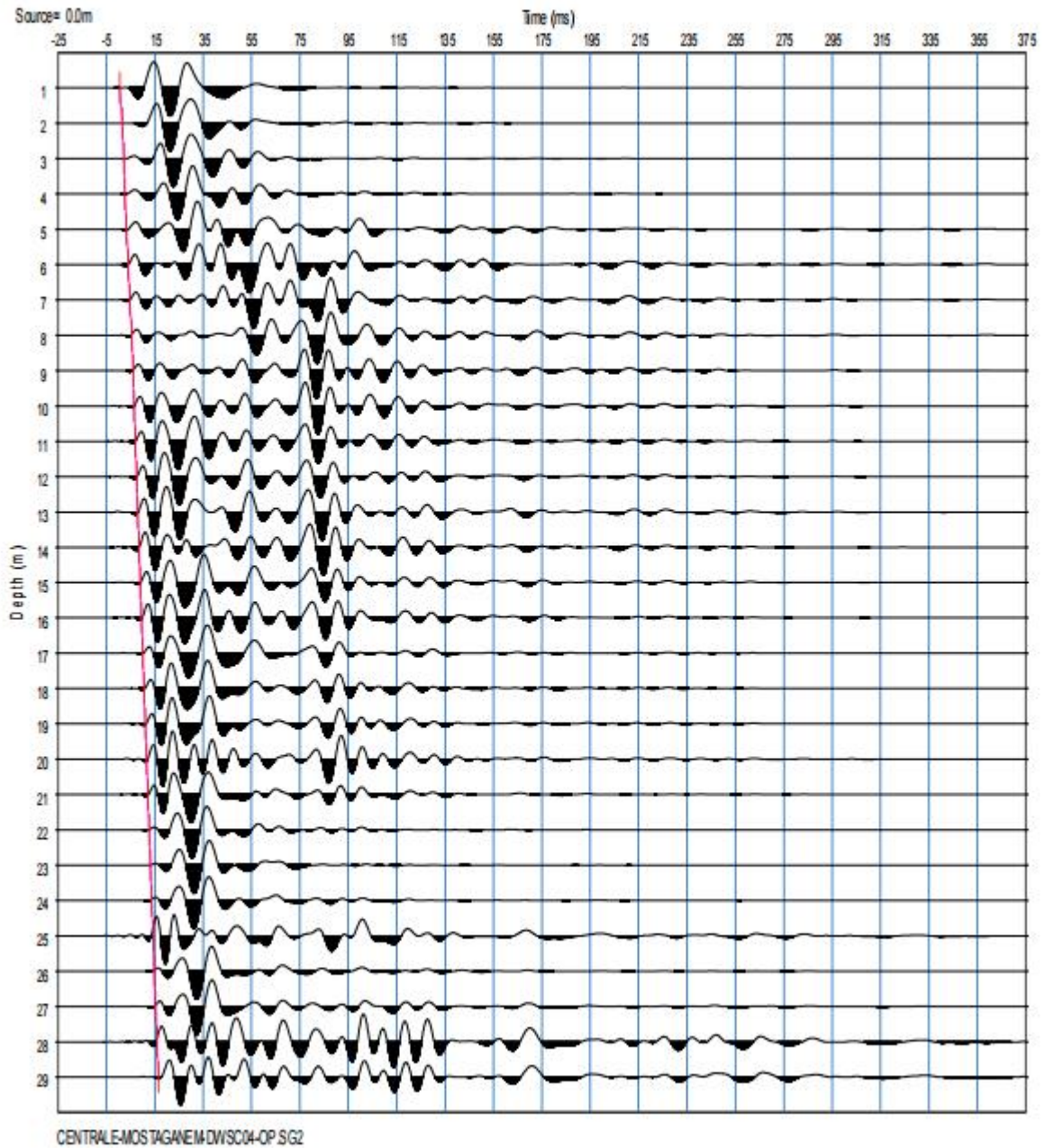




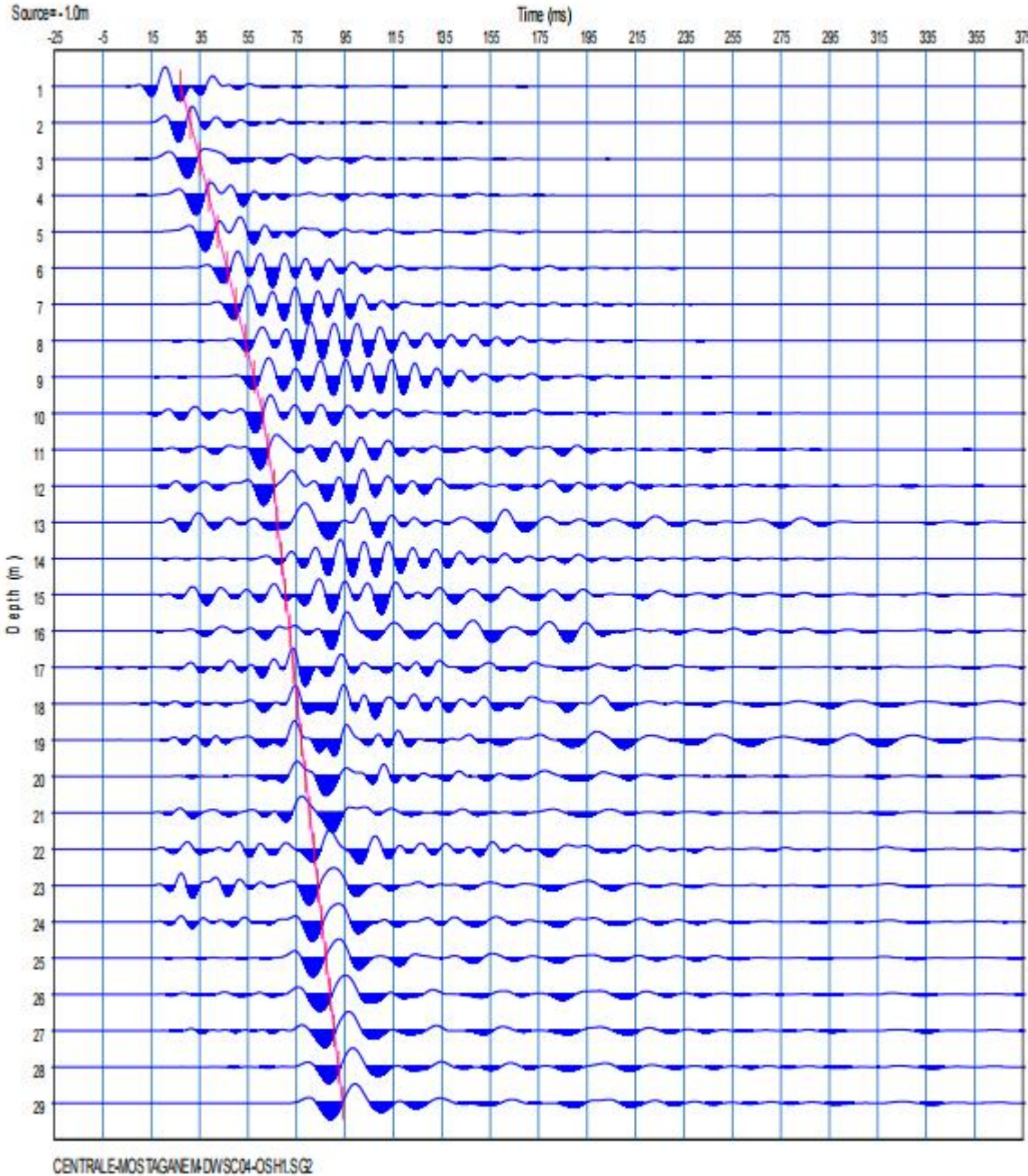
Résultats des mesures des ondes S et P de l'essai Down-Hole :

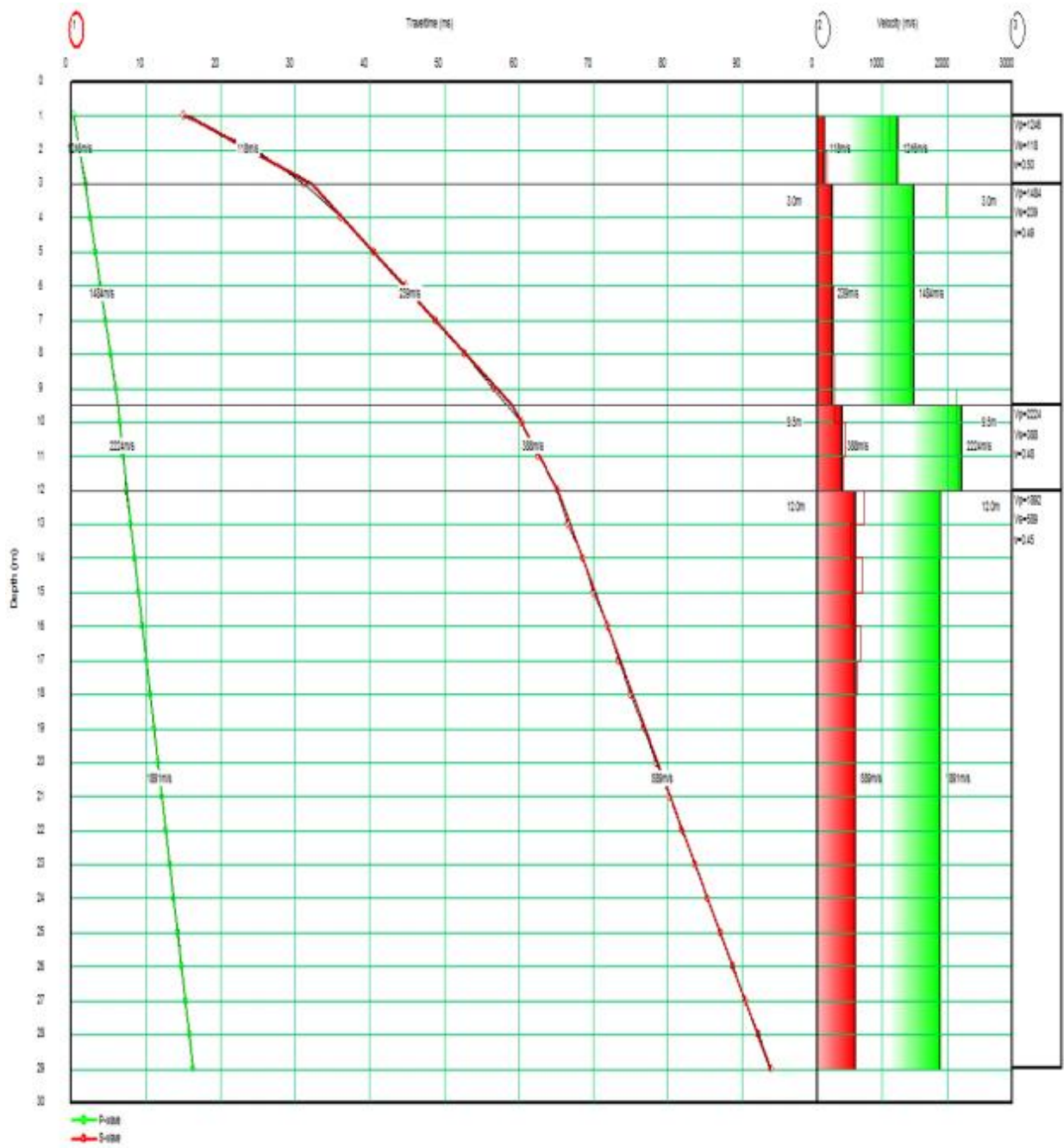
Sondage SC04 :

Onde P :



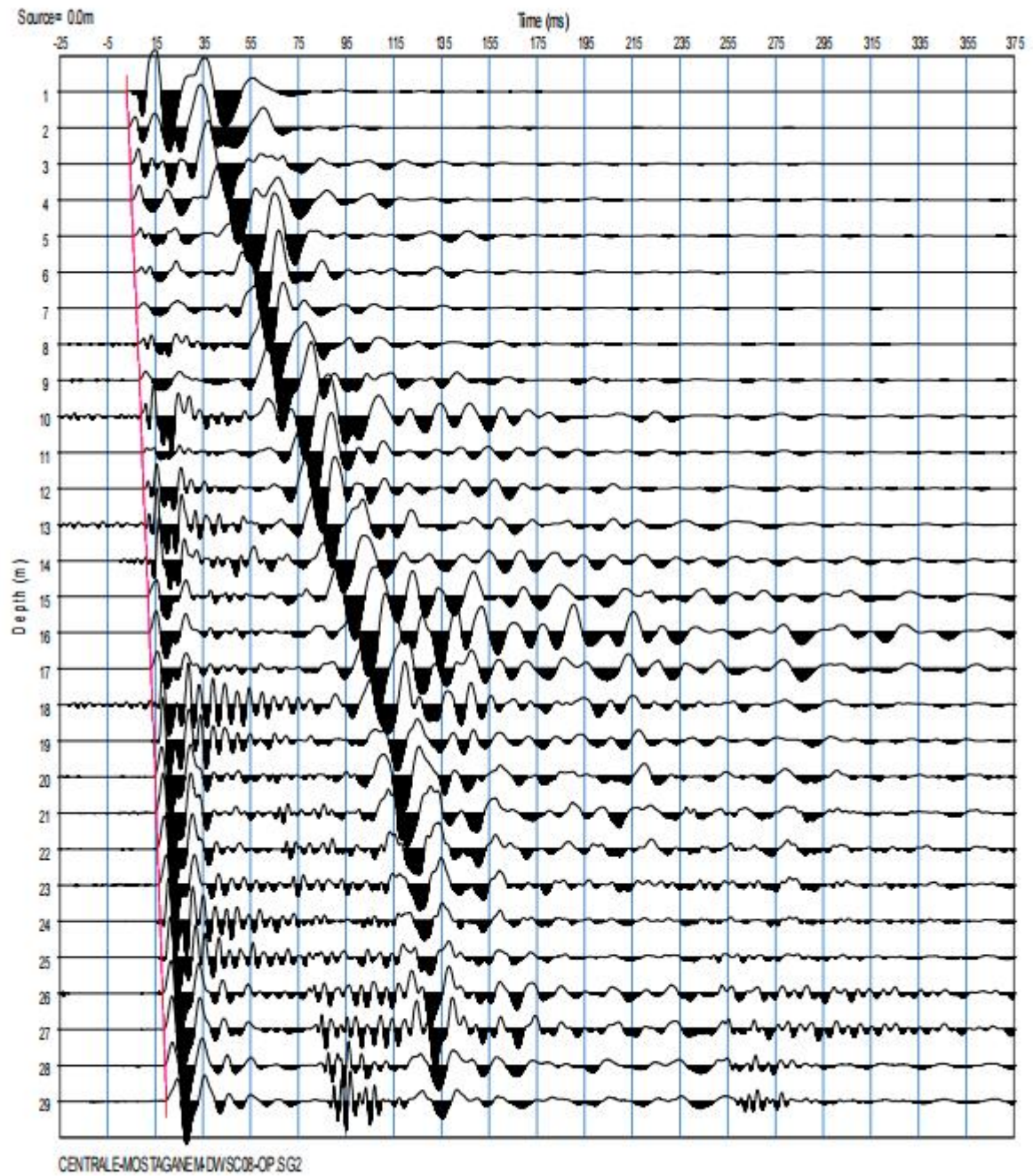
Onde S :

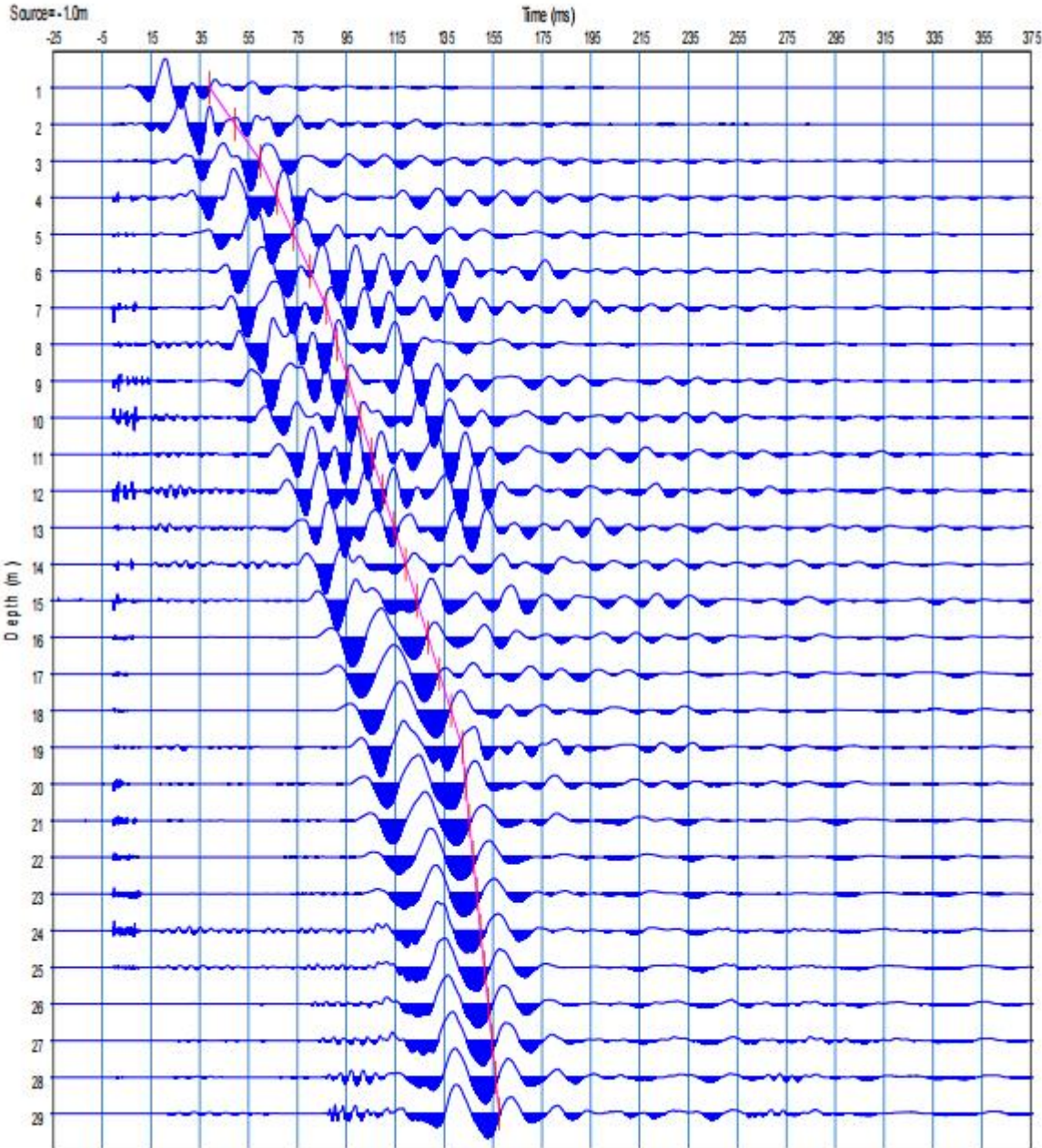




**Sondage sc08 :**

Onde P et S respectivement :



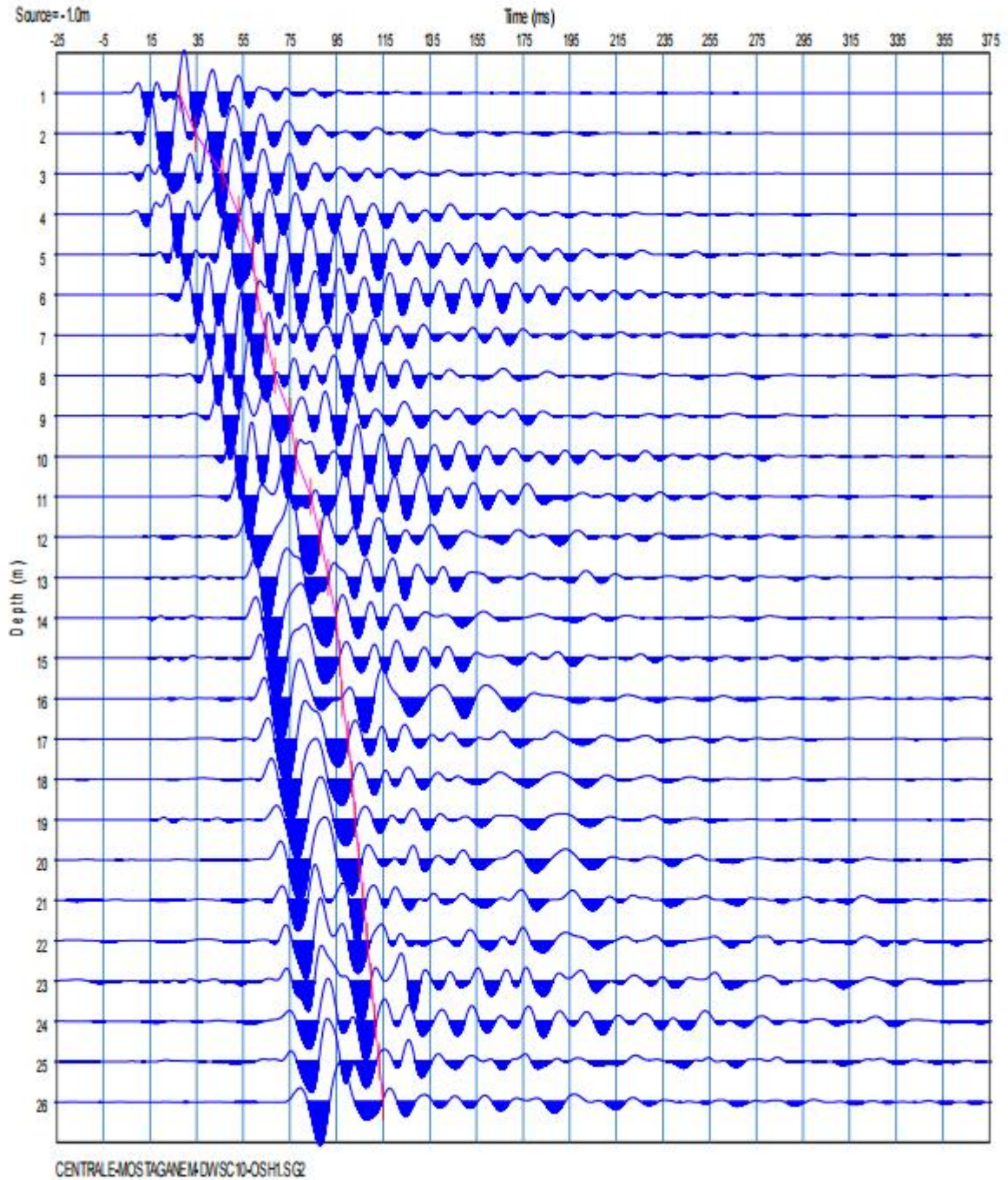


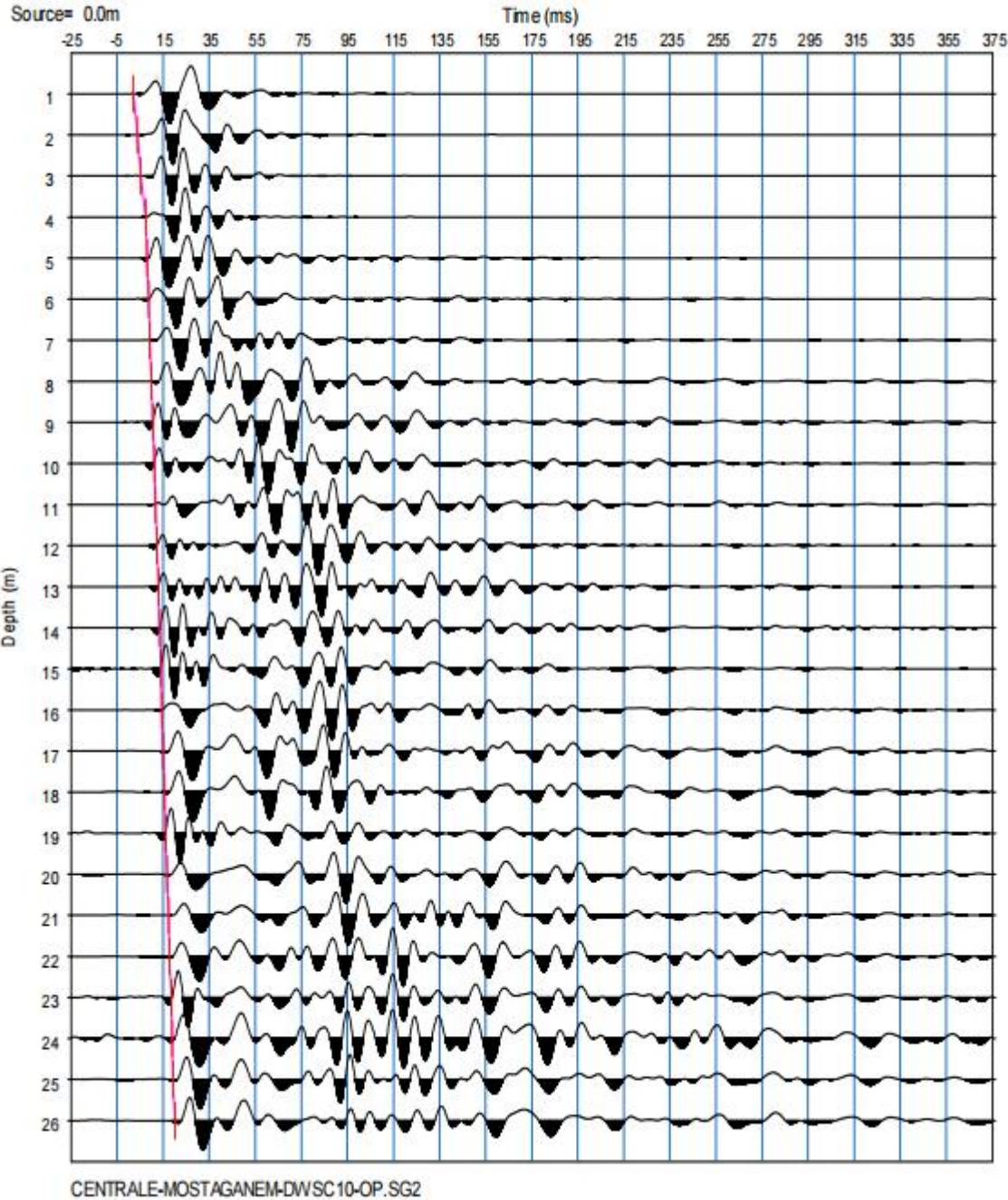
CENTRALE-MOSTAGANE1M-DW/SC08-OSH1.SG2



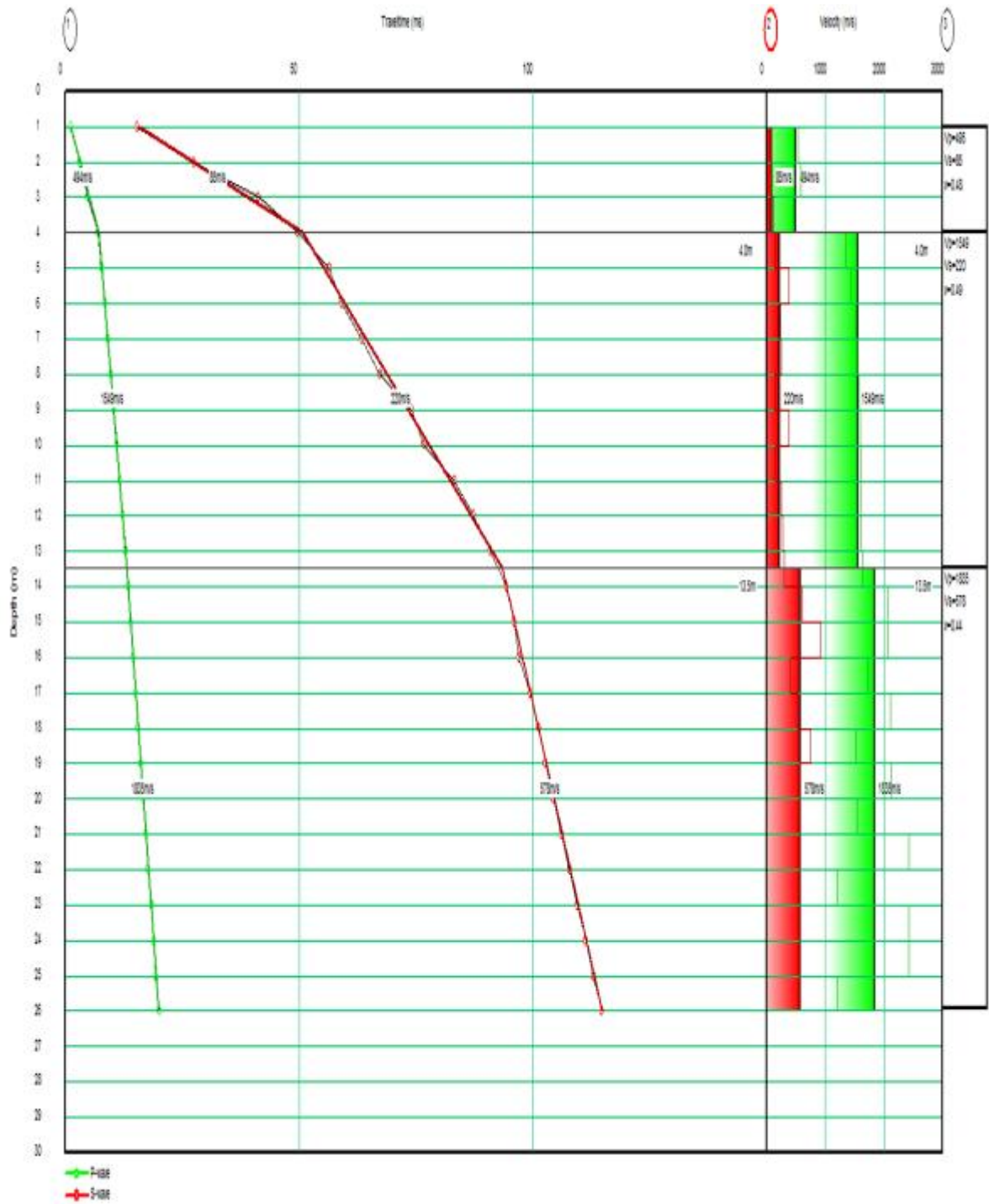
## Sondage sc10 :

Les ondes P et S respectivement :



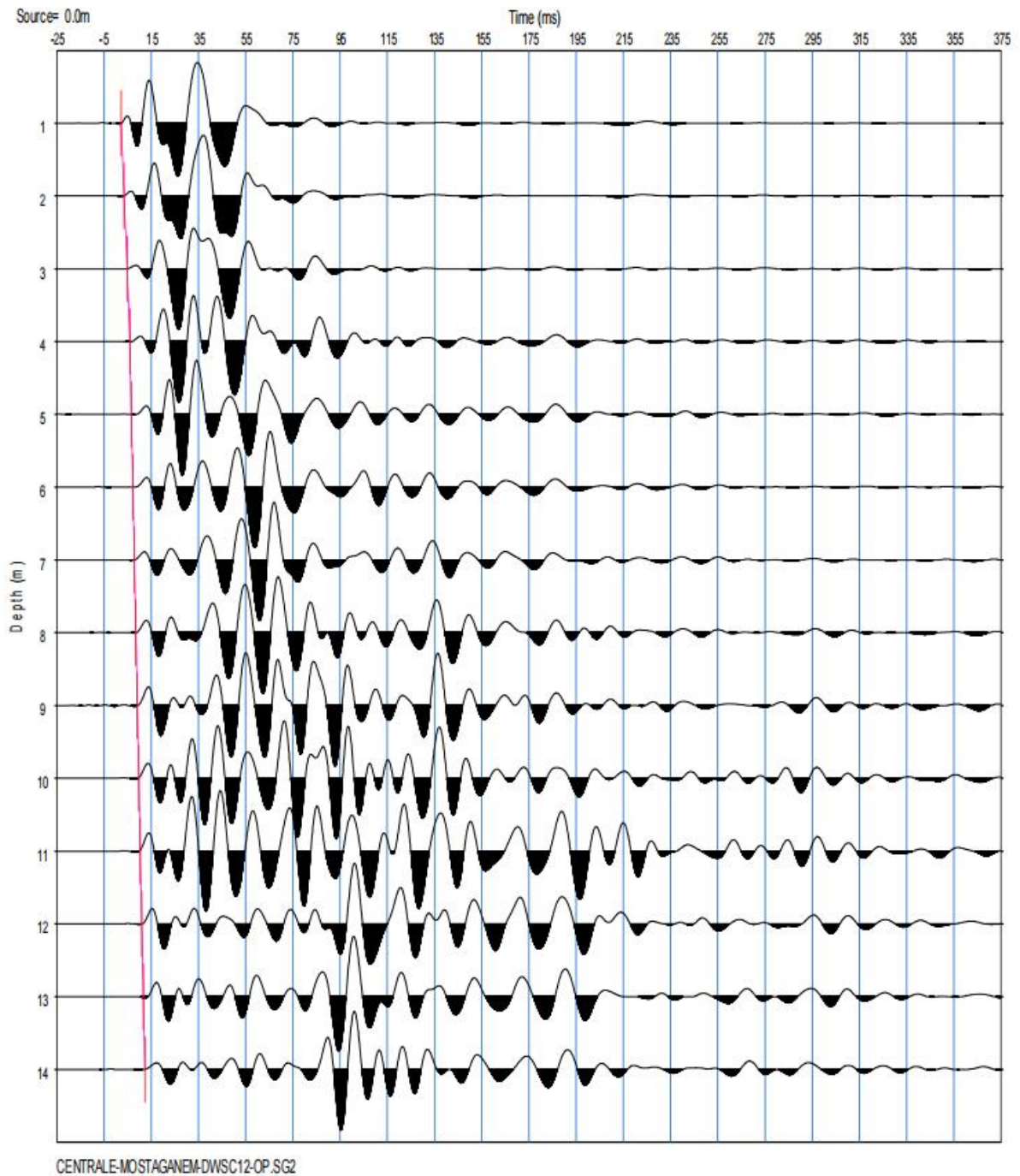


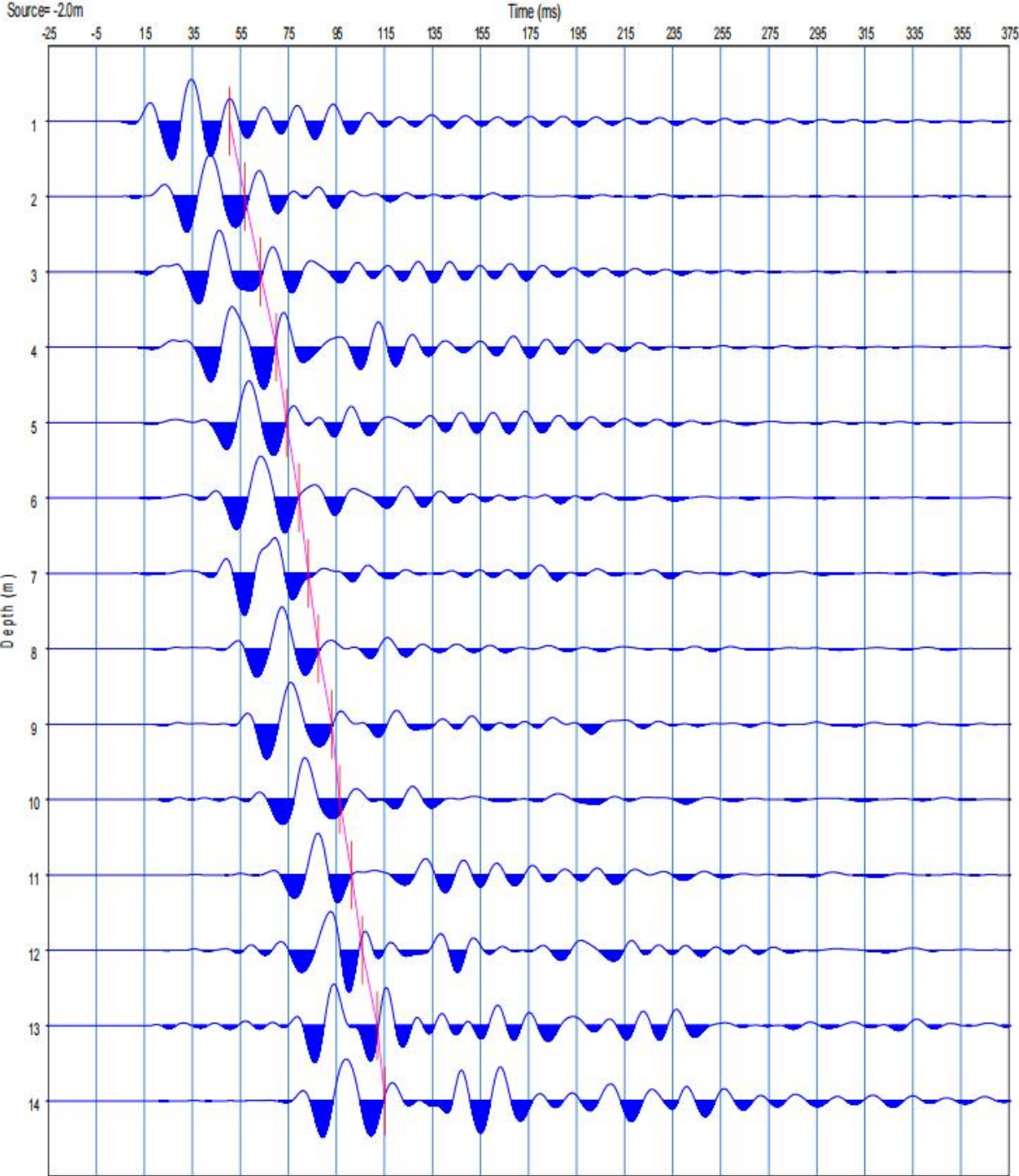




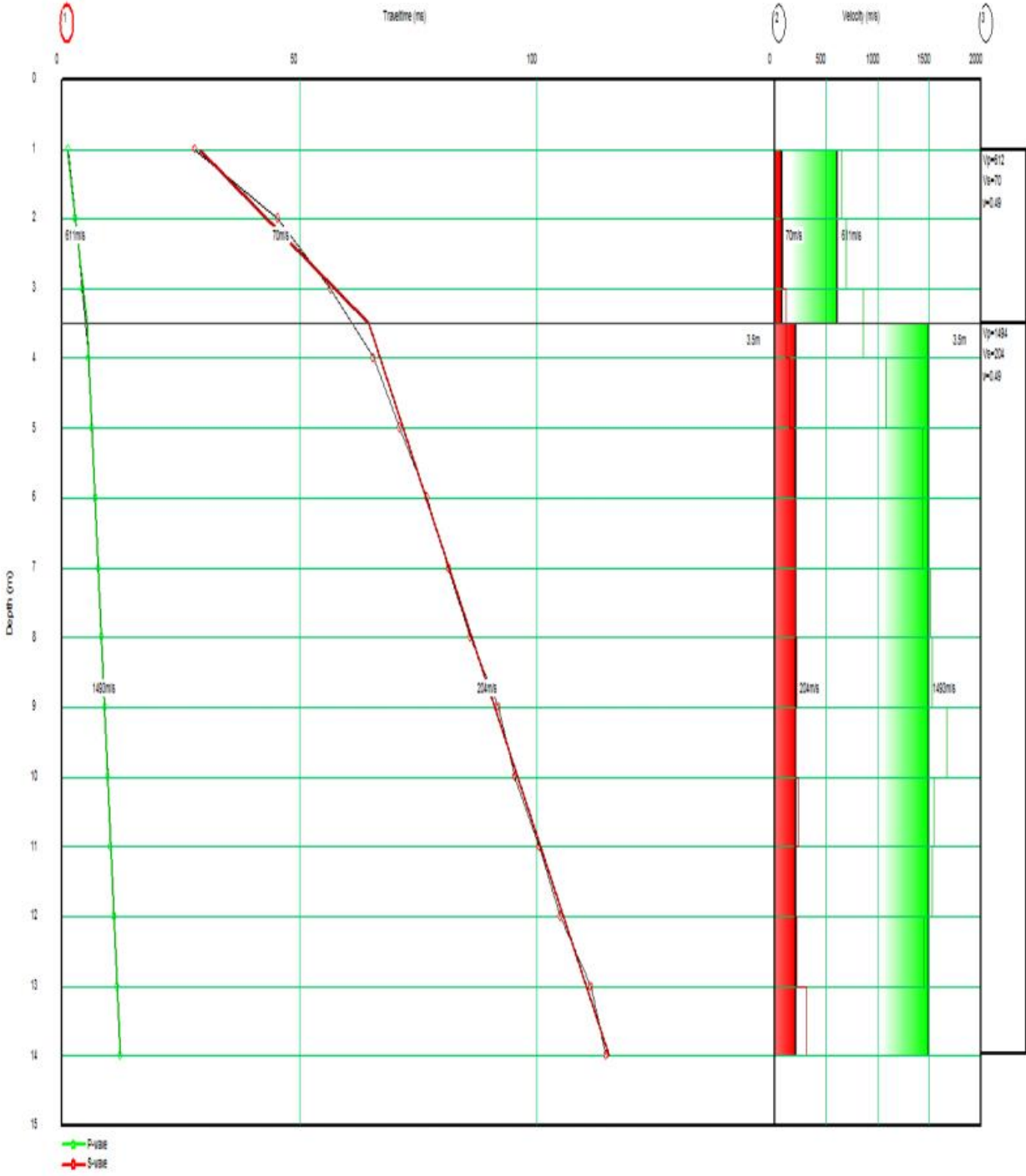
## Sondage sc12 :

Les ondes P et S respectivement :



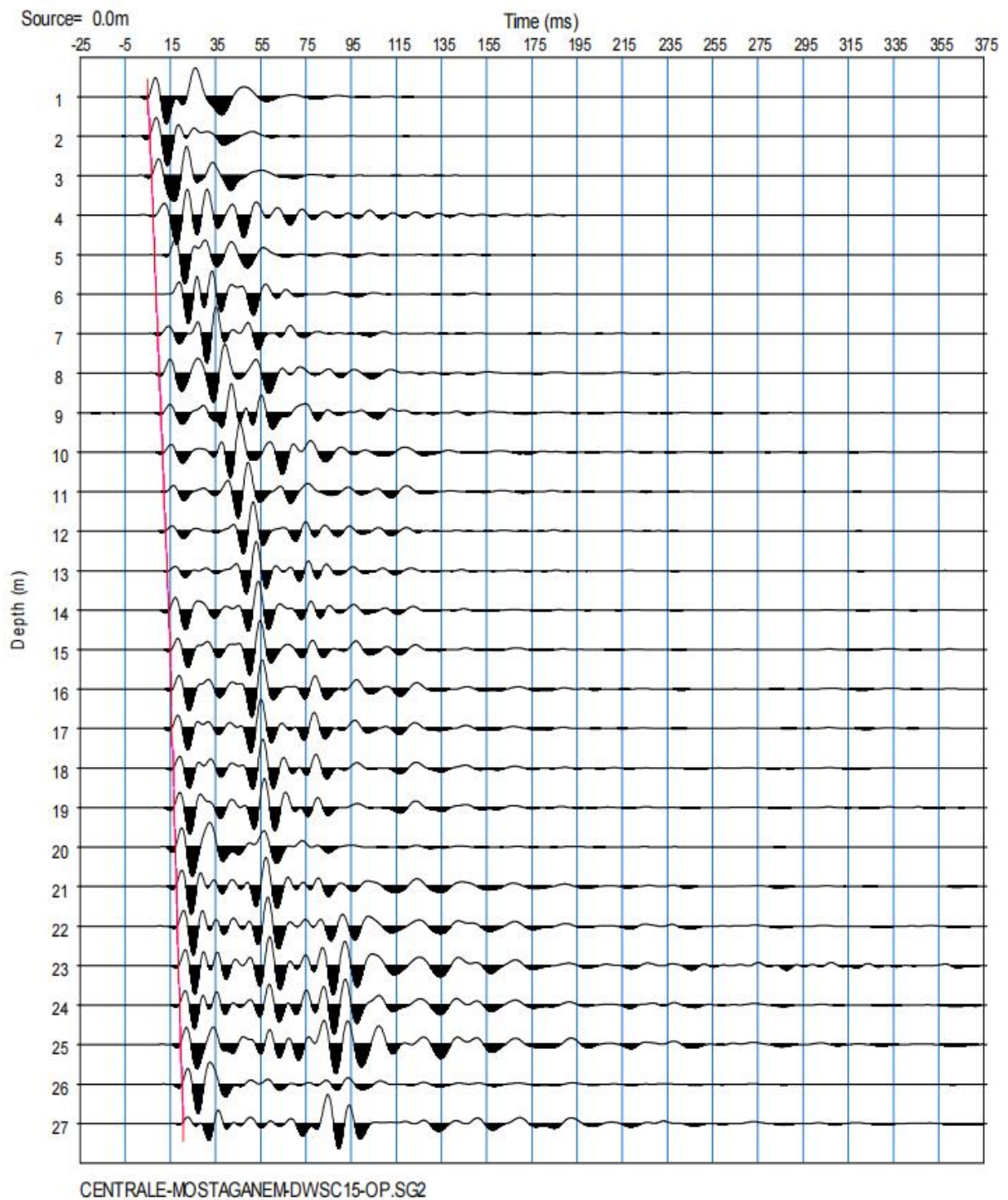


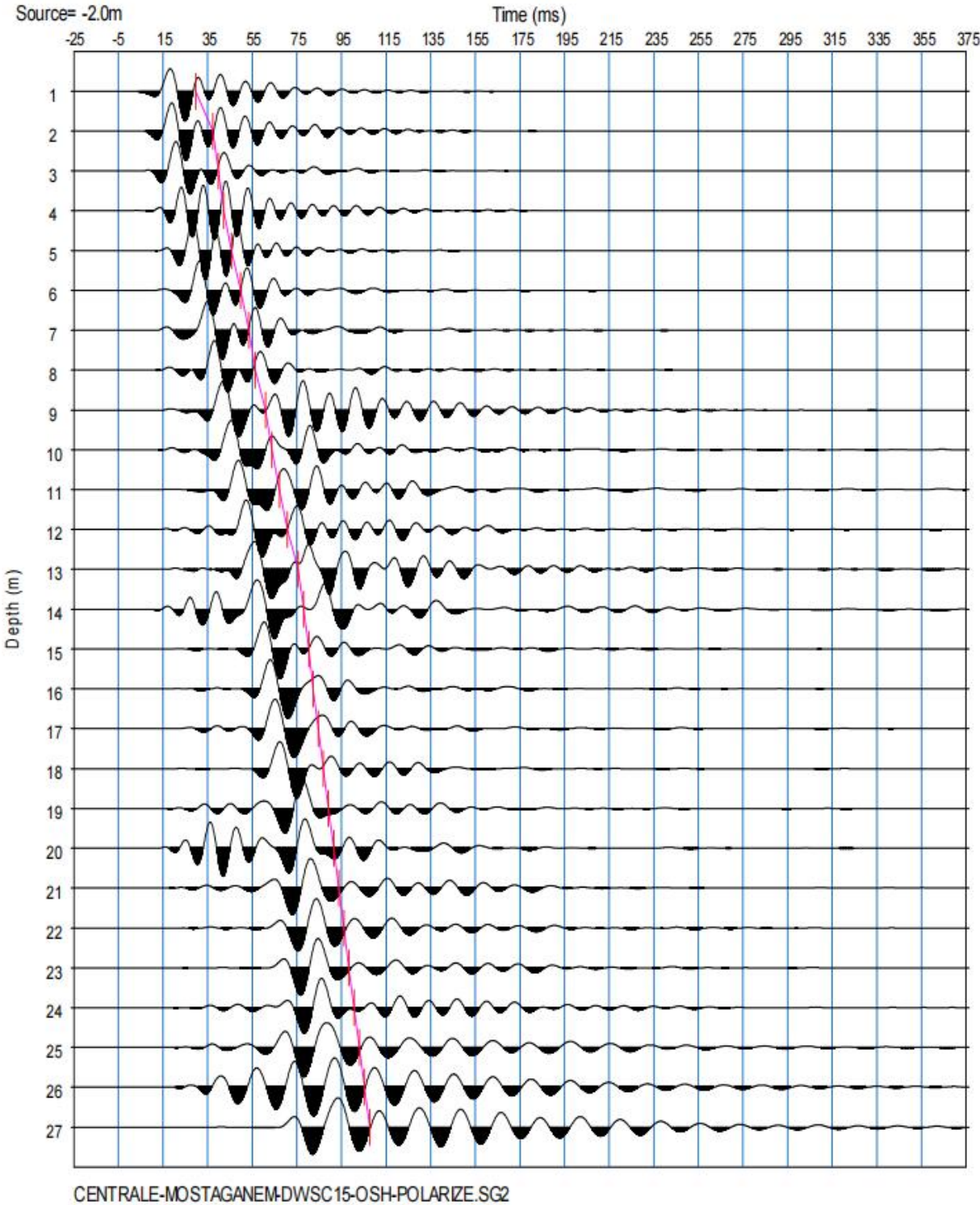
CENTRALE-MOSTAGANEM-DWSC12-OSH2.SG2

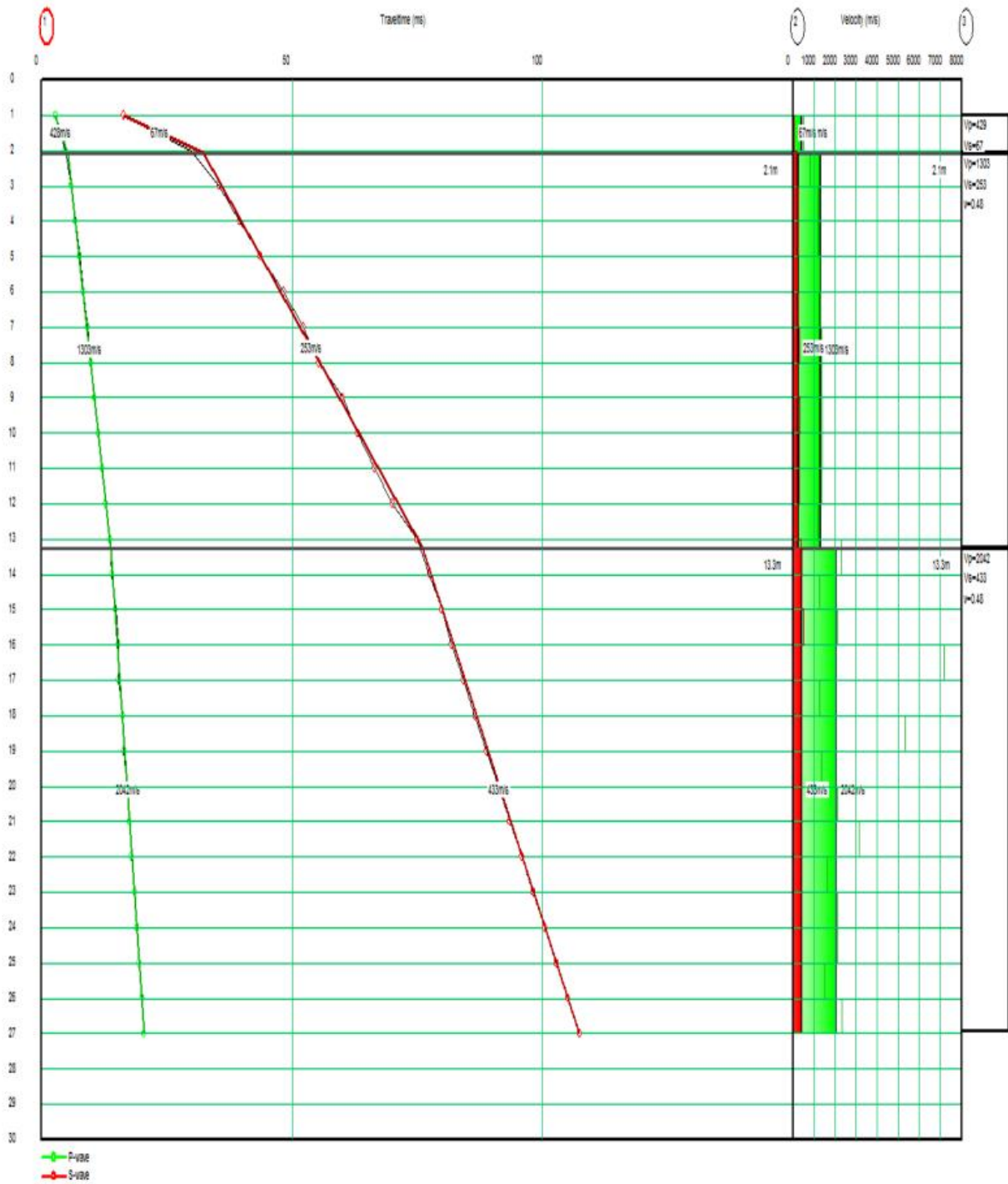


Sondage sc15 :

Les ondes P et S :

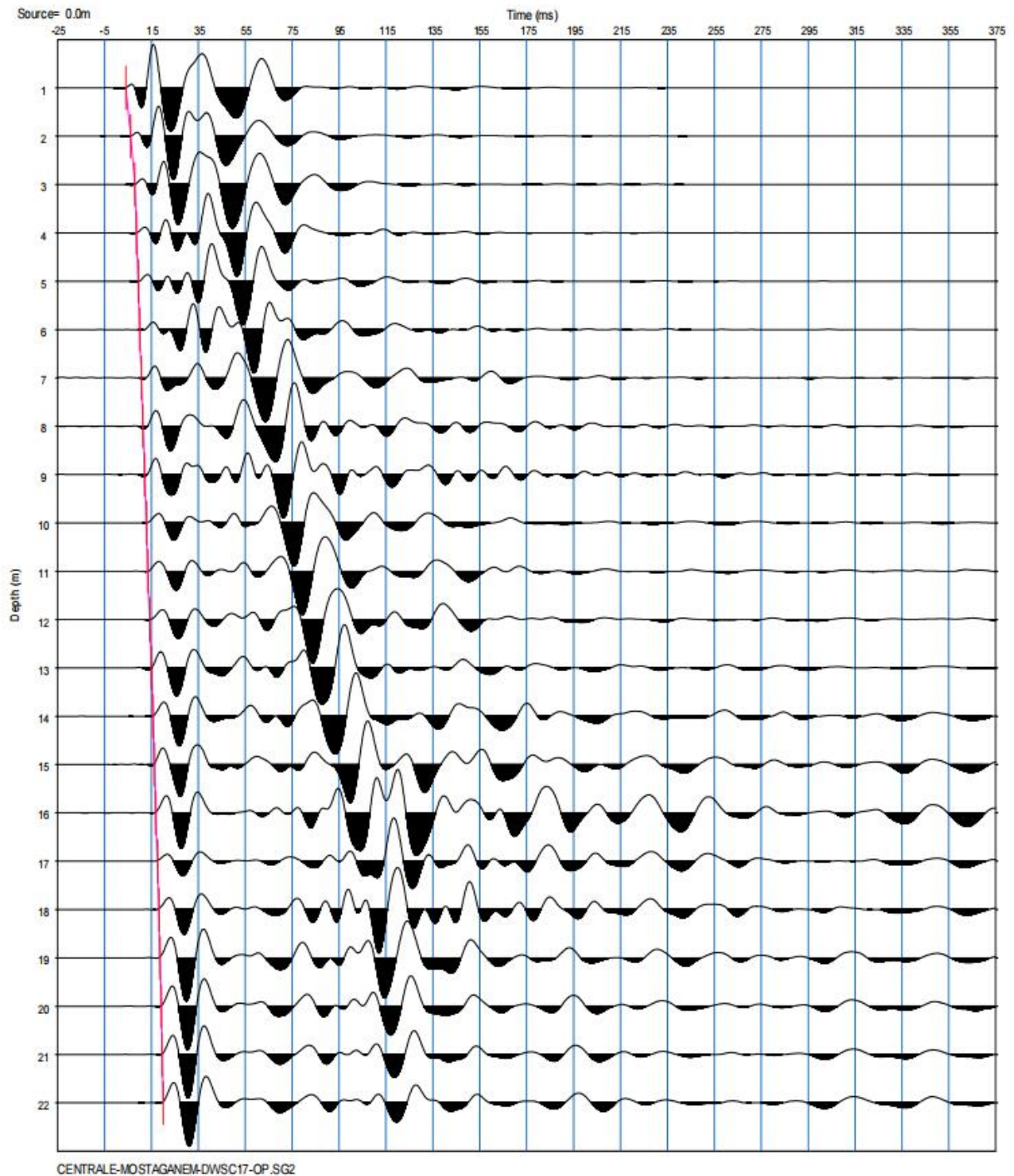




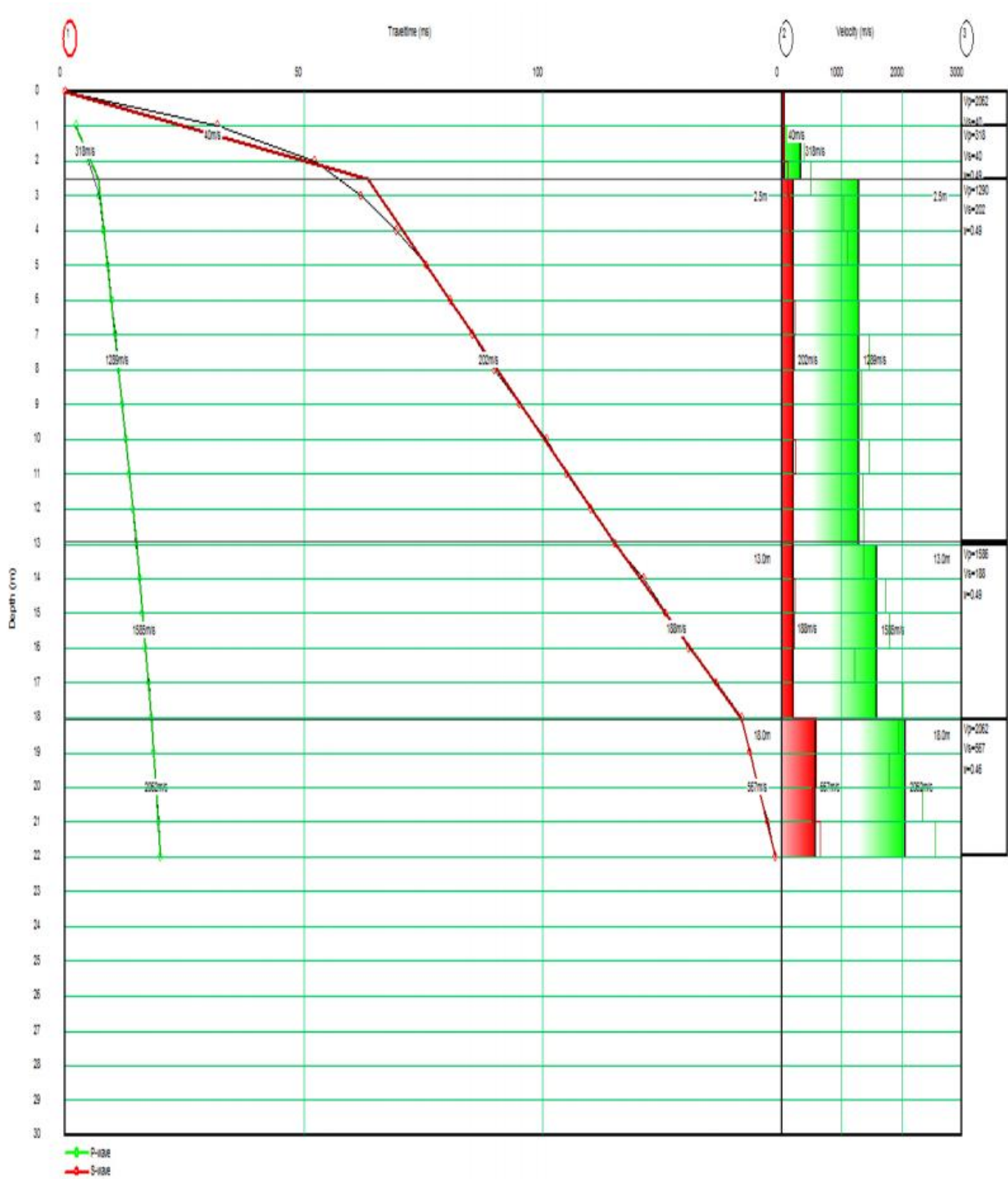


Sondage sc17 :

Les ondes P et S :







## Sondage sc21 :

Les ondes P et S :

