

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

σ_g : pression de gonflement

ε_g : potentiel de gonflement

ω % : teneur en eau

σ_n : contrainte normale

σ_t : contrainte tangentielle

AGTS : Africaine de Géotechnique Technologie de Service

C_c : indice de compression

C_g : indice de gonflement

C_{is} : cisaillement

E : étage

ELS : état limite de service

E_M : module Ménard

Gr : granulométrie

I_p : indice de plasticité

kPa : kilo Pascal

LA : limite d'Atterberg

MPa : méga Pascal

P_f : pression de fluage

P_l : pression limite

R : rez-de-chaussée

R_g : rapport de gonflement

SC : sondage carotté

Sed : sédimentométrie

SP : sondage pressiométrique

SS : sous-sol

W_L : limite de liquidité

W_P : limite de plasticité

RESUME

Le retrait-gonflement des sols argileux provoque des dommages énormes au niveau des structures, car il engendre des mouvements différentiels sous les fondations. Pour construire sur ces sols, des dispositions particulières doivent être prises afin de limiter ce phénomène. L'interaction entre les fondations et les sols qui les supportent est l'un des mécanismes majeurs pour la maîtrise de l'effet du gonflement des sols sur les constructions. Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'une étude du phénomène de retrait-gonflement. Il aborde les techniques de constructions sur sols gonflants, et présente les résultats des investigations géotechniques relatives à la construction d'un immeuble SS+R+8E à Diamniadio. Ces investigations sont essentiellement basées sur des sondages carottés couplés à des essais pressiométriques. Le principe de dimensionnement du radier est présenté ainsi que les dispositions constructives permettant de limiter les variations de la teneur en eau dans le sol gonflant.

Mots clés : Diamniadio, sol gonflant, retrait-gonflement, fondation, construction.

SOMMAIRE

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS	III
RESUME.....	IV
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU SITE D’ETUDE	2
INTRODUCTION.....	2
1.1 CADRE GEOGRAPHIQUE	2
1.2 CONTEXTE GEOLOGIQUE.....	4
CONCLUSION PARTIELLE.....	6
CHAPITRE 2 : ETUDE DU PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT	7
INTRODUCTION.....	7
2.1 NATURE ET STRUCTURE DES SOLS ARGILEUX.....	7
2.2 APPROCHE GEOTECHNIQUE DU PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT	11
CONCLUSION PARTIELLE.....	14
CHAPITRE 3 : INTERACTION SOL GONFLANT-FONDATIONS.....	15
INTRODUCTION.....	15
3.1 GENERALITES SUR LES FONDATIONS.....	15
3.2 PATHOLOGIE DES CONSTRUCTIONS SUR SOLS GONFLANTS	21
3.3 TECHNIQUES DE CONSTRUCTION SUR SOLS GONFLANTS.....	22
CONCLUSION PARTIELLE.....	29
CHAPITRE 4 : INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES ET PRINCIPE DU DIMENSIONNEMENT DU RADIER APPLIQUE A UN BATIMENT SS+R+8 ^E	30
INTRODUCTION.....	30
4.1 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES.....	30
4.2 DIMENSIONNEMENT DU RADIER	40
CONCLUSION PARTIELLE.....	45
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS	46
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	47
Liste des normes citées.....	48
LISTES DES FIGURES.....	A
LISTE DES TABLEAUX	B
ANNEXES	C
TABLE DES MATIERES.....	G

INTRODUCTION GENERALE

La plupart des problèmes de géotechnique relève de l'interaction sol-fondation. La configuration particulière d'une fondation superficielle reposant sur un sol gonflant est un cas d'interaction sol-fondation fréquemment rencontré dans la pratique. En effet la charge transmise par la fondation superficielle modifie les contraintes dans le massif de sol et influence le développement des déformations de gonflement.

Au Sénégal, le Sud de la zone de Diamniadio est réputé pour ses sols à caractère gonflant qui sont à l'origine de nombreux dégâts dans les constructions. Ce type de sols présente la particularité de la modification de leur état et leur consistance en fonction de leur teneur en eau ; suivant les variations saisonnières de sécheresse et d'humidité, ils sont sujets au retrait et au gonflement. Ce phénomène de « retrait-gonflement » est fonction de la composition minéralogique et chimique de la fraction argileuse du sol gonflant. Le « retrait-gonflement » se traduit, à terme, par l'apparition de fissures préjudiciables à la pérennité des ouvrages construits sur de tels sols.

C'est dans ce cadre que le bureau d'étude AGTS SN m'a proposé le sujet de mémoire de Master 2 de Géosciences qui s'intitule : « **Interaction sol-fondation sur sol gonflant : Application à un bâtiment SS+ R+8E à Diamniadio** ».

Le mémoire s'articule autour de quatre chapitres

- Le chapitre 1 est consacré à la présentation du site d'études ;
- Le chapitre 2 se rapporte à l'étude du phénomène de retrait-gonflement ;
- Le chapitre 3 concerne l'interaction sol gonflant-fondation ;
- Le chapitre 4 consacré à la présentation des résultats des investigations géotechniques ; et au principe du dimensionnement du radier appliqué à un bâtiment SS+ R+8E.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU SITE D'ETUDE

INTRODUCTION

Le pôle urbain de Diamniadio a été édifié dans le but de contribuer à la décongestion de la métropole dakaroise en offrant des services au public et aux entreprises et en favorisant la création d'activités économiques, d'emplois et la construction de logements.

1.1 CADRE GEOGRAPHIQUE

1.1.1 Localisation du site

Le site d'étude se situe au pôle urbain de Diamniadio qui se trouve à une trentaine de kilomètres de la ville de Dakar. Le pôle de Diamniadio est constitué des communes de Diamniadio, Bargny, Sendou et Sébikhotane. C'est une zone de transition entre l'agglomération dakaroise et le reste du pays. Il est limité à l'Ouest par l'agglomération dakaroise, au Nord par le pôle des Niayes, à l'Est par le pôle de Diass et au Sud par l'océan Atlantique (figure 1).



Figure 1 : Carte de localisation du site d'étude

1.1.2 Hydrographie et géomorphologie

La commune de Diamniadio est localisée sur un site de plateau faiblement ondulé. Le relief varie entre 25 m au Nord jusqu'à 74 m au sud de la Commune vers le village de Ndoukhoura Peulh. Dans les dépressions où convergent les eaux de ruissellement apparaissent des sols hydromorphes des Niayes au Nord de la commune. Les sols de type sablo-argileux (deck-dior) sont très présents dans la zone.

La nappe phréatique se situe entre 7 et 30 mètres. Elle est renfermée dans les sables et argiles du Continental terminal et les calcaires du Paléocène du bassin sédimentaire. Le relief et la nature imperméable des sols favorisent un ruissellement intense des eaux de pluies (Agence de Développement municipal, 2003).

1.1.3 Pluviométrie

Le climat de la commune de Diamniadio est caractéristique du climat tropical marqué par l'alternance d'une saison sèche, longue de neuf mois (Octobre à Juin), et d'une saison des pluies qui dure trois (3) mois.

Le potentiel hydrique de la zone est comme celle du pays fortement réduit ces dernières décennies. La pluviométrie moyenne annuelle entre 1992 et 2002 est de 310 mm. Elle a connu une variation sensible au cours des cinquante dernières années. Le nombre de jours de précipitation par an est très faible avec une moyenne de 25 jours.

La réduction de la pluviométrie, suite aux sécheresses cycliques, a une grande incidence sur le couvert végétal et sur la recharge de la nappe phréatique. Elle se traduit sur le plan agro-écologique par une dégradation de la végétation et une réduction des productions agricoles (Agence de Développement municipal, 2003).

1.1.4 Végétation

La végétation de la Commune de Diamniadio est celle de la zone soudano-sahélienne composée par une savane arborée et arbustive. La composition floristique est dominée par *Andansonia digitata* et *Euphorbia sp.* Elle est aujourd'hui très dégradée et peu diversifiée en raison du recul de la pluviométrie et des agressions anthropiques.

Un autre facteur important de la dégradation de la végétation est constitué par les activités d'extraction du calcaire.

Au Nord de la ville, l'existence de sols à forte rétention hydrique favorise le développement du couvert végétal et de l'exploitation de périmètres maraîchers de contre-saison. Toutefois, ces espaces boisés sont progressivement gagnés par le front d'urbanisation (Agence de Développement municipal, 2003).

1.2 CONTEXTE GEOLOGIQUE

La géologie de Diamniadio ne peut être appréhendée que dans le contexte d'ensemble de toute la presqu'île du Cap Vert. Cette dernière correspond à la partie la plus occidentale du Bassin sénégalais. La présentation de la géologie de la presqu'île du Cap Vert et du plateau de Thiès s'appuie sur la « Notice explicative commune des cartes géologiques à 1/50 000 et 1/20 000 de la zone d'activité du Cap Vert » de Roger et *al.* (2009).

Les formations du Tertiaire s'échelonnent du Paléocène au Pliocène. Les affleurements sont visibles en de nombreux endroits à Rufisque et Bargny. Le Paléocène est essentiellement formé de roches calcaires qui affleurent à Pout et à Bandia. L'Eocène est représenté par des marnes et des calcaires silicifiés. Les formations du Miocène comprennent les produits volcaniques du Cap Manuel, tandis que le Pliocène est caractérisé par la cuirasse ferrugineuse. Les sables dunaires du Quaternaire sont bien représentés sur la presqu'île (figure 2).

Cette partie du bassin est caractérisée par une tectonique cassante avec la présence de failles NE-SW à N-S qui délimitent une succession de horsts et de grabens correspondant respectivement à la présence de caps rocheux et des plages sableuses. La ville Diamniadio se situe entre le horst de Diass et le graben de Rufisque. Elle est caractérisée par les formations du Lutétien d'une puissance d'environ 25m composé du haut en bas de marno-calcaires reposant sur des calcaires. Ces formations calcaires appelées « le calcaire de Bargny » peuvent atteindre 15 m à 30 m d'épaisseur en alternance avec des lits de marnes. Ces calcaires sont de couleur grisâtres à jaunâtres. Les formations du Lutétien reposent sur celles de Maastrichtien. Elles sont surmontées par des argiles noirâtres d'une puissance maximale de 3 m. La surface de ses sols argileux est bosselée et craquelée.

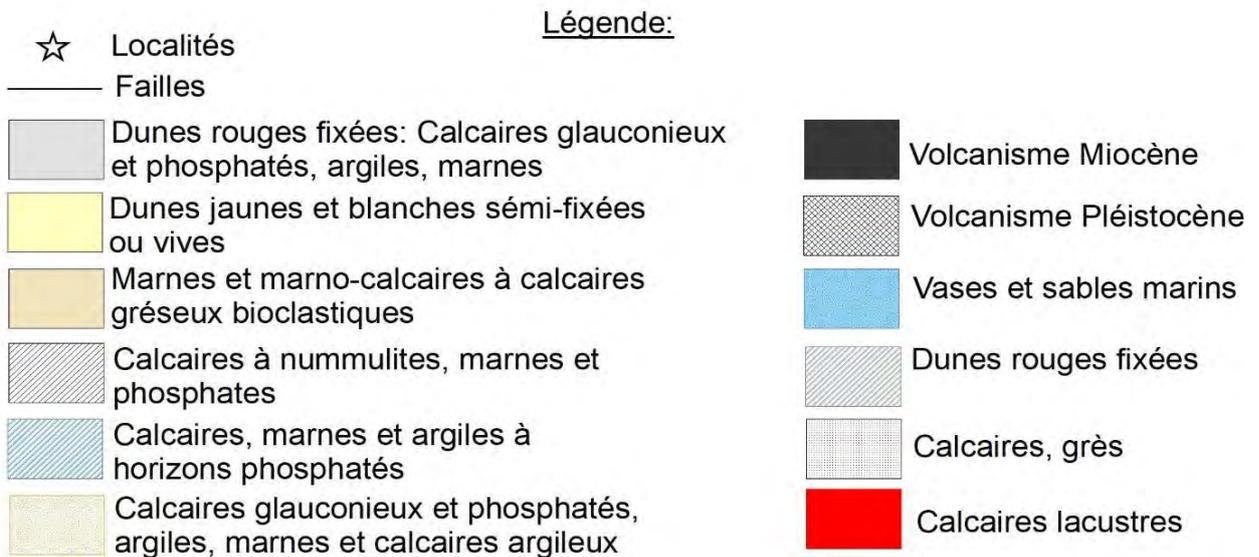
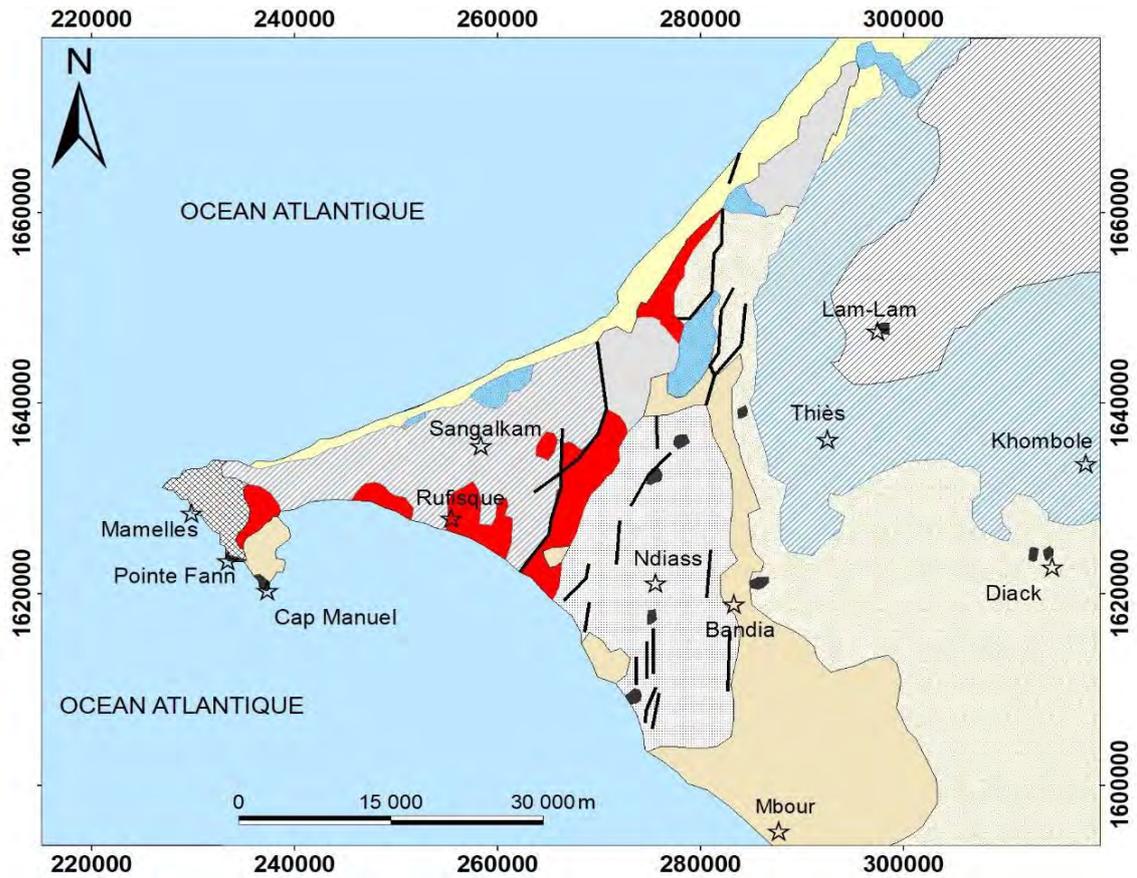


Figure 2 : Carte géologique de la presqu'île du Cap-Vert et du plateau de Thiès (Roger et *al.*, 2009, modifiée)

CONCLUSION PARTIELLE

Le secteur de Diamniadio est un lieu stratégique de par sa position géographique et son relief relativement plat pouvant abriter les grands projets du pays. Sa lithologie est caractérisée par des calcaires surmontés de marnes et d'argiles noirâtres où on note une absence d'aquifères.

CHAPITRE 2 : ETUDE DU PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT

INTRODUCTION

Le gonflement de certains sols constitue un phénomène très important en géotechnique car il est à l'origine de nombreux dommages pour les ouvrages en surface et souterrains. Ce phénomène prépondérant dans les matériaux argileux, dépend des caractéristiques minéralogiques de l'argile en question. Il s'amorce lorsque le matériau est mis en contact avec l'humidité.

2.1 NATURE ET STRUCTURE DES SOLS ARGILEUX

2.1.1 Caractérisation minéralogique des argiles

Les argiles sont les produits d'altération chimique des minéraux silicatés. Les minéraux argileux regroupent tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates. Ils sont fondamentalement constitués de silicium, aluminium, oxygène et ions hydroxydes OH^- . Ces éléments chimiques sont organisés en deux types de couche (Mitchell, 1993) :

- La couche tétraédrique (T) est formée de plusieurs tétraèdres dominés par $(\text{SiO}_4)^{4-}$. Son épaisseur est de 4,6 Å et son bilan des charges est -1 (figure 3).

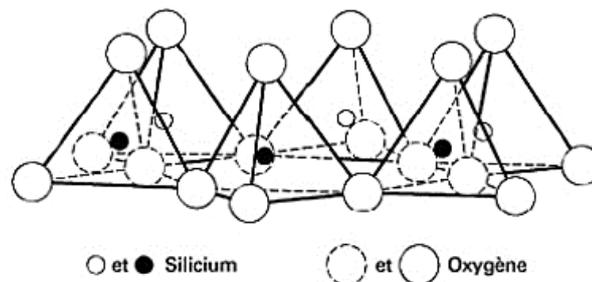


Figure 3 : Couche tétraédrique (Mitchell, 1993)

- La couche octaédrique (O) est constituée par Al^{3+} ou Mg^{2+} entourés de six groupes hydroxyles OH^- . Son épaisseur est 5,05Å et son bilan des charges est +1 (Figure 4).

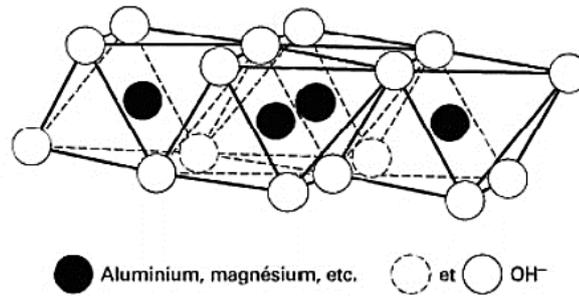


Figure 4 : Couche octaédrique (Mitchell, 1993)

2.1.2 Structure moléculaire des argiles

Les minéraux argileux correspondent à des silicates en feuillets qui ont tous en commun, suivant le plan, une trame silicatée de formule $(\text{SiAl})_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2$. L'interstice entre les feuillets, appelé espace interfoliaire, peut contenir de l'eau ainsi que des ions. Les forces de liaison entre feuillets sont principalement (Bultel F., 2003) :

- les forces d'attraction moléculaires de Van der Waals qui sont des liaisons faibles ;
- les liaisons hydrogènes qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme par exemple l'oxygène dans le cas des argiles ;
- les substitutions isomorphes qui consistent dans le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de moindre valence, comme par exemple le remplacement d'un Si^{4+} par un ion Al^{3+} .

Trois types d'argiles sont couramment rencontrés : la kaolinite, l'illite et la montmorillonite (figures 5 et 6).

❖ La kaolinite $(\text{Si}_2\text{O}_5)\text{Al}_2(\text{OH})_4$

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche tétraédrique dominée par $(\text{SiO}_4)^{4-}$ et d'une couche octaédrique. Entre différents feuillets de kaolinite, le contact se fait entre le plan contenant les ions hydroxyles OH^- de l'octaèdre, et celui contenant les ions d'oxygène O^{2-} du tétraèdre ; dans ce cas, les liaisons interfoliaires résultent de l'effet composé de liaisons hydrogènes et des forces de Van der Waals, ce qui se traduit par un lien assez fort. Ainsi une particule de kaolinite sera constituée, par exemple, de quelques centaines de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques dizaines de micromètres. Ces particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau.

❖ L'illite $K(Al,Fe,Mg)_2(Si,Al)_4O_{10}(OH)_2$

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine comprise entre les deux couches de silice. Dans les couches de silice, un ion Si^{4+} sur quatre est remplacé par un ion Al^{3+} . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions potassium K^+ qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. La particule d'illite comportera, par exemple, une dizaine de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques centièmes de micromètres.

❖ La montmorillonite $(Al,Fe,Mg)_4Si_4O_{10}(OH)_2 \cdot n H_2O$

Le feuillet élémentaire est composé comme pour l'illite, d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Un ion Al^{3+} est remplacé par un ion Mg^{2+} dans les couches d'alumine. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des ions Ca^{2+} (montmorillonite calcique) ou par des ions Na^+ (montmorillonite sodique). L'épaisseur entre les feuillets étant très faibles, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un fort potentiel de gonflement. La montmorillonite fait partie de la famille des smectites définies comme les « argiles gonflantes ».

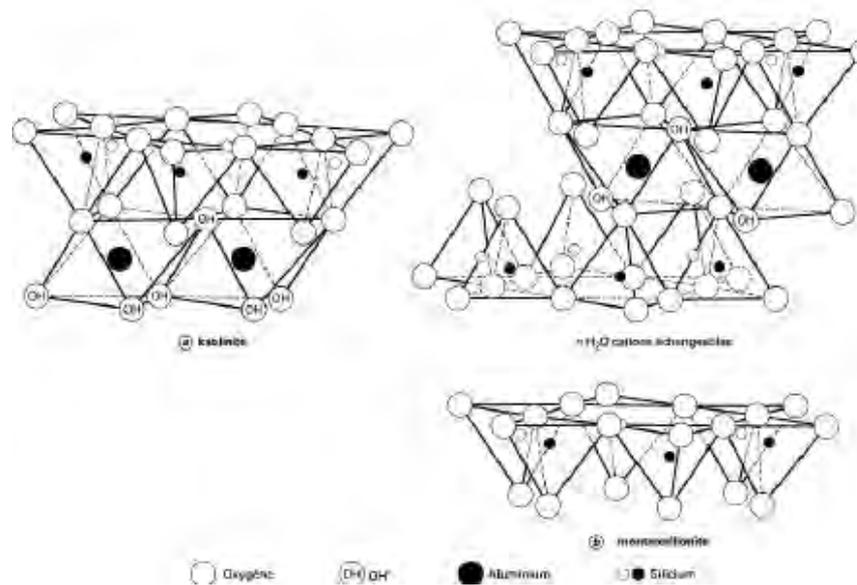


Figure 5 : Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993)

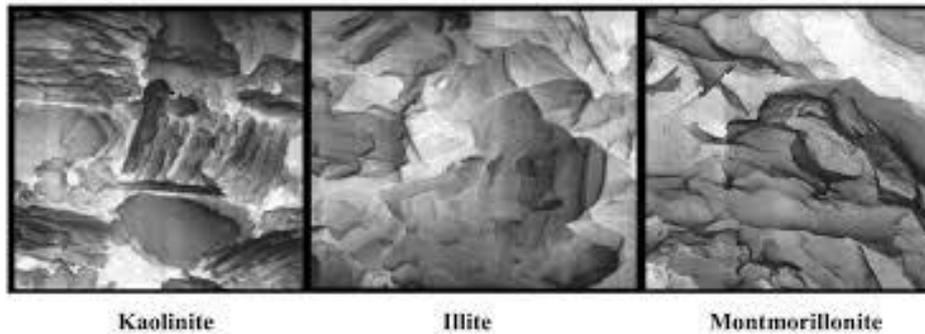


Figure 6 : Photographie au microscope électronique à balayage des argiles (Mitchell, 1993)

2.1.3 Propriétés des argiles

2.1.3.1 Argiles tendres et argiles raides

Certains matériaux argileux sont « tendres » et très déformables ; on parle alors d'argiles « plastiques ». D'autres sont peu déformables et présentent un comportement plus fragile que ductile au-delà de la limite de plasticité : ces argiles sont dites raides.

De manière générale (Rousset, 1988), les argiles dites plastiques présentent une teneur en argile et en eau importante, tandis que les argiles raides sont marquées par la présence de carbonate et de quartz qui leur confèrent ce type de comportement. Mais cette tendance n'est toujours pas confirmée : le caractère déformable ou non des matériaux argileux est lié à la minéralogie mais aussi à l'état de compaction du matériau. A grandes profondeurs (quelques centaines de mètres), les argiles sont souvent très compactes. Leur porosité et leur teneur en eau sont alors faibles, tandis qu'elles sont peu déformables et que leur résistance mécanique est élevée. Ainsi minéralogie, teneur en eau et profondeur de dépôt sont des indicateurs forts pour le classement des roches argileuses parmi les argiles plastiques ou raides. Il est toutefois difficile de fixer précisément ces critères.

2.1.3.2 Propriétés de gonflement interfoliaire et interparticulaire

L'analyse minéralogique précédente montre que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillettes sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas des smectites telles que la montmorillonite). L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit d'un gonflement interfoliaire (Didier, 1972). Il intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

En dehors de ce cas particulier, qui définit les argiles dites « gonflantes », le gonflement est interparticulaire, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles. Ce processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques. Il dépend aussi de la texture du matériau, c'est-à-dire de l'organisation des plaquettes entre elles.

2.2 APPROCHE GEOTECHNIQUE DU PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT

La quantification du phénomène de gonflement par des paramètres macroscopiques est essentielle du point de vue du dimensionnement des ouvrages de génie civil.

Les méthodes indirectes reliant le gonflement aux paramètres géotechniques permettent d'identifier les terrains gonflants alors que les essais de gonflement caractérisent plus précisément le comportement gonflant d'un échantillon. Les différentes procédures d'essais en laboratoire permettent de déterminer des paramètres de gonflement à appliquer au dimensionnement d'ouvrage.

2.2.1 Définition des paramètres de gonflement

En toute rigueur, les paramètres mécaniques à déterminer pour caractériser les sols gonflants ne sont pas les mêmes selon que les dispositions sont prises pour garantir qu'il n'advienne pas de gonflement, ou que le gonflement se produise au cours de la vie de l'ouvrage de façon progressive ou périodique, ou enfin que l'ouvrage soit installé après gonflement. Devant cette complexité, c'est une approche macroscopique qui est adoptée dans la pratique quotidienne, dont l'évolution historique a fait émerger trois notions courantes qui sont la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne peuvent pas être considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent recevoir de définition objective, car elles dépendent du matériau, de son état et des conditions dans lesquelles se déroulent le gonflement (Bultel, 2003).

- **la pression de gonflement σ_g** , représente la contrainte appliquée au sol pour qu'il garde un volume constant ($\Delta v = 0$) au cours de l'imbibition ; elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial après l'absorption d'eau (essai à gonflement libre) ;

- **le potentiel (ou taux) de gonflement ε_g** , correspond à la variation relative de volume ($\Delta v/v_0$ ou $\Delta H/H_0$ en %) d'une éprouvette soumise à une surcharge nulle ou très faible (généralement le poids du piston dans un œdomètre) lorsqu'elle est en contact avec de l'eau à la pression atmosphérique ;
- **l'indice de gonflement C_g** , qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné ; il est défini par la pente de la courbe $e = f(\log \sigma)$ obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique, il est comparé à l'indice de compression C_c .

2.2.2 Méthodes indirectes de caractérisation

Les méthodes indirectes consistent à déterminer une corrélation entre le gonflement libre ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques comme les limites d'Atterberg, la limite de retrait, la teneur en eau, la densité sèche qui semblent être les facteurs influant sur le gonflement des argiles. Ainsi, après avoir déterminé les paramètres géotechniques du matériau, l'emploi des formules empiriques permet de connaître rapidement le potentiel de gonflement du terrain, c'est-à-dire estimer si le potentiel est faible, moyen ou élevé et donc si le phénomène est à prendre en compte ou non. Compte tenu de la structure minéralogique des différents types d'argile, la caractérisation de la surface spécifique d'argile présente aussi un élément essentiel pour identifier le potentiel de gonflement d'un matériau (Bultel, 2003).

2.2.3 Méthodes directes de caractérisation : essais de gonflement

Il existe un grand nombre de procédures d'essai de gonflement. Ces procédures tirent leur diversité de la complexité du phénomène analysé, des nombreuses variétés de matériaux gonflants et d'une longue pratique empirique. Il semble illusoire, en effet, de chercher à qualifier mécaniquement un sol susceptible de gonfler par une procédure universelle de laboratoire. L'exemple de la pression de gonflement est significatif. Celle-ci est définie comme la pression sous laquelle l'imbibition du milieu ne provoque pas de déformation de gonflement ni d'effondrement. Or, différentes procédures d'essais appliquées à un même matériau conduisent à des pressions de gonflement différentes (Sridharan et *al.*, 1986). La méthode de gonflement libre conduit à une valeur élevée de pression de gonflement, la méthode des essais en parallèle à une valeur basse et la méthode du gonflement à volume constant à une valeur intermédiaire. Cela peut s'expliquer par le jeu et le poids respectifs des différentes composantes du processus de gonflement et leurs propres cinétiques.

Ces exemples montrent l'importance du choix de la procédure de gonflement à adopter qui détermine le type d'appareillage à mettre en œuvre, les modalités d'application des charges et des conditions d'imbibition. Les procédures d'essais peuvent être classées en quatre catégories :

2.2.3.1 Essais de gonflement libre

L'essai de gonflement libre est issu directement des procédures conventionnelles de l'essai œdométrique. Après montage dans la bague œdométrique, l'éprouvette est soumise à l'imbibition sous le poids du piston. Après stabilisation du gonflement, le chargement s'effectue par paliers selon un taux de chargement approprié jusqu'à stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale.

Dans le cas des sols moyennement à fortement gonflants, cette procédure peut entraîner une modification de leur structure pendant le gonflement avant le retour à une déformation nulle.

2.2.3.2 Essais de gonflement en parallèle

On peut utiliser une méthode dite des essais de gonflement en parallèle, qui consiste à placer plusieurs éprouvettes d'un même matériau dans différentes cellules œdométriques. Chaque éprouvette est chargée dans son état naturel jusqu'à une contrainte axiale convenablement choisie suivant un taux d'accroissement des charges préalablement défini. Le gonflement ou l'effondrement de chaque éprouvette est initialisé par imbibition sous contrainte et jusqu'à stabilisation. Cette technique, qui généralise la procédure de Holz et Gibbs (1956), présente l'inconvénient d'avoir à tester simultanément des éprouvettes de matériaux parfois hétérogènes. Elle est principalement utilisée dans le cas de matériaux compactés, pour lesquels il est plus facile de préparer des éprouvettes identiques.

2.2.3.3 Essais de gonflement à volume constant

Cette méthode consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, puis à la charger par petits paliers successifs de façon à maintenir au mieux sa hauteur à une valeur constante. Dans ces conditions, la structure du sol est supposée ne pas trop évoluer pendant l'essai, contrairement à ce qui se passe avec la procédure du gonflement libre. Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en œuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à atteindre l'équilibre de la pression de gonflement), le matériel devant posséder une forte rigidité et le rattrapage du gonflement

par des poids supplémentaires induisant de petites oscillations, assimilables à des cycles de chargement-déchargement (Serratrice et Soyez, 1996).

2.2.3.4 Essai de gonflement sous plusieurs paliers successifs de charges imposées : Procédure de Huder et Amberg

Avec la procédure de Huder et Amberg (1970), l'éprouvette de roche est placée à son état naturel à l'intérieur d'une bague œdométrique flottante et entre deux pierres poreuses. Un premier chargement est appliqué, en quatre à cinq paliers, à l'éprouvette conservée dans son état naturel jusqu'à une contrainte axiale pour effacer les effets du remaniement dû au prélèvement du sol et à sa mise en place dans l'œdomètre. L'éprouvette est soumise à un cycle de déchargement-rechargement jusqu'à la contrainte et dans les mêmes conditions. Sous cette contrainte, elle est alors mise en présence d'eau par immersion complète dans la cellule œdométrique, ce qui provoque le gonflement ou effondrement.

Plusieurs semaines, voire plusieurs mois, peuvent s'écouler avant la stabilisation du gonflement de la roche. Ce stade étant dépassé, l'éprouvette est déchargée au palier précédent et son gonflement est observé jusqu'à stabilisation, avant de procéder à un nouveau déchargement. Cette technique présente l'avantage, dans le cas des sols indurés, hétérogènes ou fissurés, de n'employer qu'une seule éprouvette.

CONCLUSION PARTIELLE

Les minéraux argileux, plus particulièrement les montmorillonites, sont à l'origine du phénomène de retrait-gonflement. Cet aspect particulier est dû à leur organisation minéralogique et leur liaison interfoliaire très faible.

CHAPITRE 3 : INTERACTION SOL GONFLANT-FONDATIIONS

INTRODUCTION

Toute structure fondée sur sol gonflant sans prise en compte de la nature expansive de ce dernier, risque de subir des dégâts considérables. Pour diminuer les conséquences de ce phénomène, on doit adapter les structures avec ce type de sol d'assise par la limitation du gonflement (par amélioration des caractéristiques du sol). Cela pousse les concepteurs à bien étudier les pathologies des fondations liées à ce genre de phénomène, ainsi que les techniques adéquates pour construire sur ces sols.

3.1 GENERALITES SUR LES FONDATIONS

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol. Les fondations reportent les charges permanentes G (poids propres) et les charges d'exploitation Q à un niveau convenable et les répartissent sur une couche de terrain plus ou moins étendue et de résistance adéquate en assurant la stabilité et la sécurité de la fondation. Les critères influant le choix d'une fondation sont donc (Braye, 2015) :

- La qualité du sol
- Les charges amenées par la construction
- Le coût d'exécution.

3.1.1 Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de résistance acceptable à faible profondeur par rapport au niveau le plus bas de la construction et non du terrain naturel (Kassoul, 2015).

Les fondations superficielles sont de trois types (figure 7) :

- Semelle isolée, placée sous un poteau,
- Semelle filante, placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés,
- Radier ou dallage, occupant la totalité de la surface de la structure

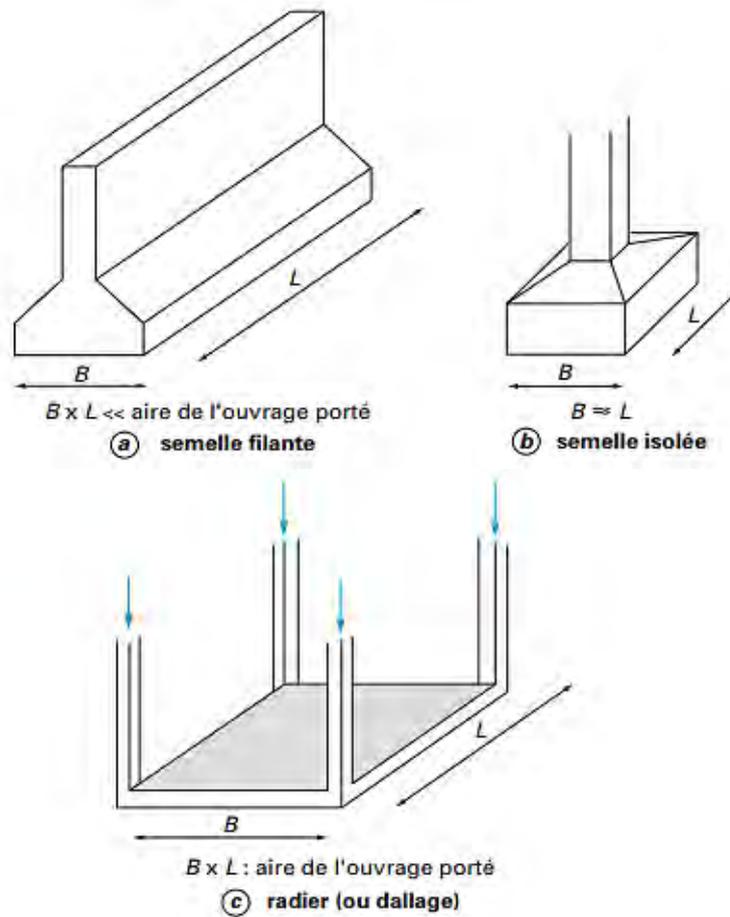


Figure 7 : Types de fondations superficielles (NF P 94-261)

3.1.1.1 Les semelles isolées

Une fondation superficielle est définie par des caractéristiques géométriques (figure 8).

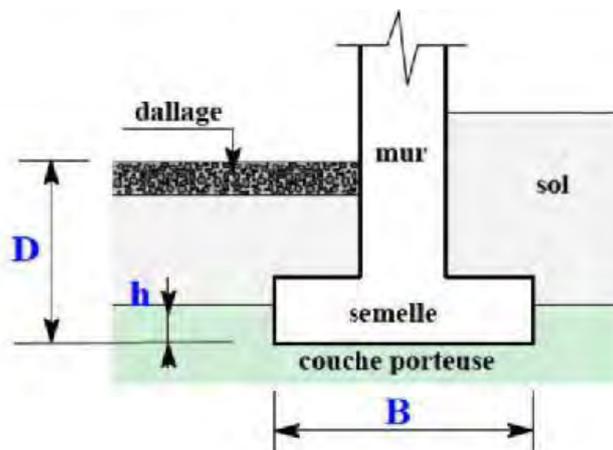


Figure 8 : Schéma d'une fondation superficielle (Kassoul, 2015)

L : longueur de la semelle ou plus grand côté d'une semelle

B : largeur de la semelle ou plus petit côté de la semelle

Semelle circulaire : $B = 2R$

Semelle carrée : $B = L$

Semelle rectangulaire : $B < L < 5R$

Semelle continue ou filante : $L > 5B$

D : hauteur d'encastrement de la semelle, hauteur minimum au-dessus du niveau de fondation

h : ancrage de la semelle

3.1.1.2 Radiers

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Comme toute fondation, il transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas (Kassoul, 2015) :

- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle de répartisseur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction ;
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

➤ Critères de choix

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment). Ce qui est le cas lorsque :

- . le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène
- . les charges des bâtiments sont élevées (immeuble de grande hauteur)
- . l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés)
- . la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante
- . il est difficile de réaliser des pieux (coût- vibrations nuisibles)
- . il existe des charges excentrées en rive du bâtiment

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage).

➤ Différents types de radier

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable (figure 9).

- Radier plat d'épaisseur constante

Ce sont des radiers constitués par une simple dalle qui repose directement sur le sol et sur laquelle les murs et poteaux viennent s'appuyer en absence de toute partie intermédiaire.

- Radier nervuré

Lorsque les charges sont importantes, pour que l'épaisseur du radier ne devienne pas excessive, on dispose des travures de poutres (nervures) pour rigidifier la dalle ; elles peuvent être disposées dans un seul sens ou dans deux. Cela dépend de la portée, de la disposition des murs ou des poteaux. L'ensemble donne des alvéoles qu'il est nécessaire de remblayer si on veut utiliser le sous-sol ou faire une deuxième dalle en partie haute. Les poteaux et les murs portent sur les poutres.

- Radier champignon

Dans le cas d'une construction ossature, on peut traiter le radier selon le principe des planchers champignons ; il ne comporte pas de nervure, ce qui permet d'avoir une surface plate et dégagée pour de grandes portées. Les charges sont transmises des poteaux à la dalle épaisse (50 cm) par l'intermédiaire de chapiteaux ce qui permet de répartir progressivement la charge.

- Radier voûté

Les voûtes permettent d'augmenter les portées (distance entre les éléments porteurs) sans augmenter sensiblement l'épaisseur du radier. La mise en œuvre est assez complexe mais les radiers voûtés sont minces (12 à 20 cm) car ils travaillent essentiellement en compression ; ils sont donc économiques en béton et en acier.

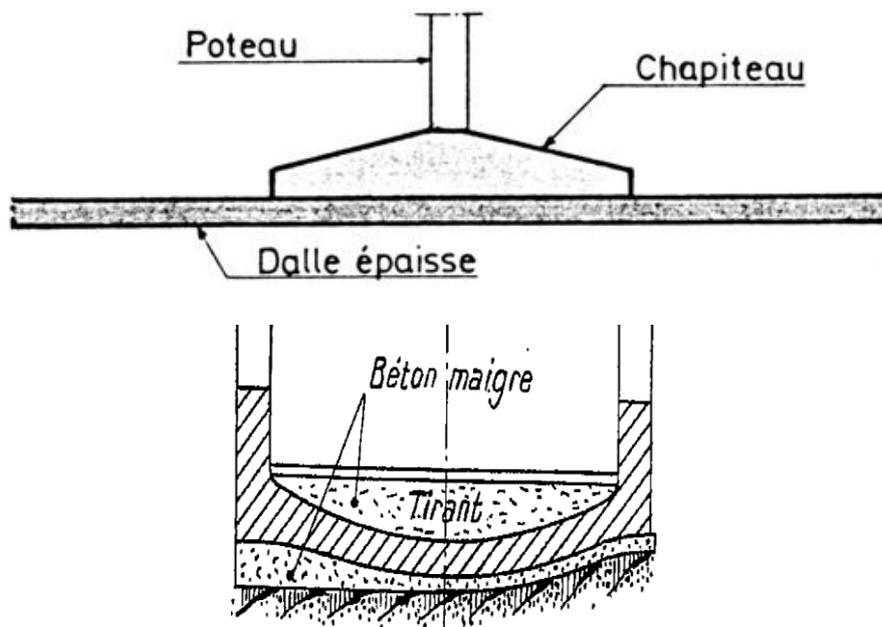
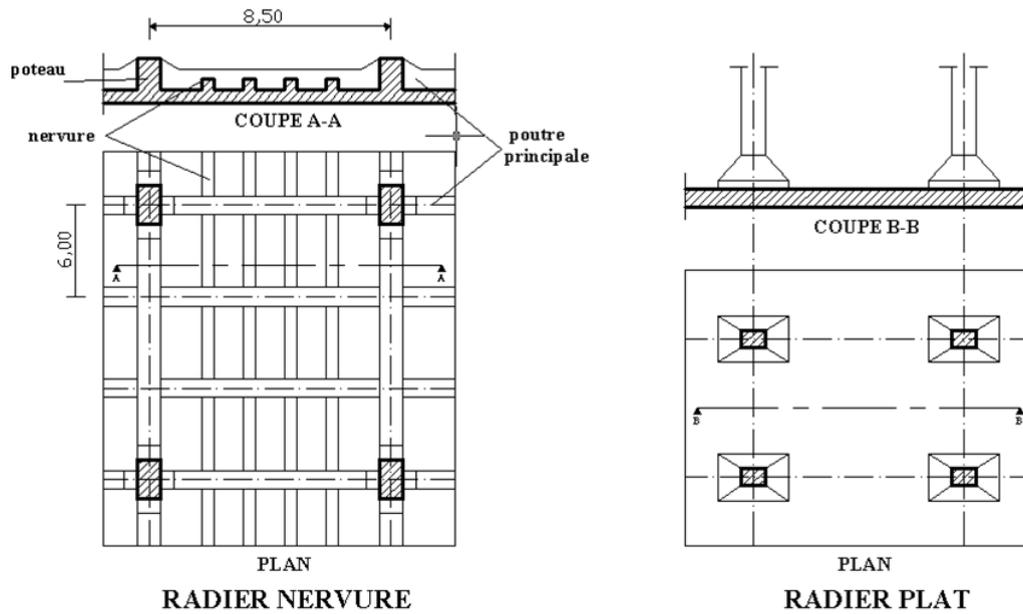


Figure 9 : Différents types de radier (Adjovi et Fall, 2017)

Nota : Les radiers champignons et les radiers voûtés sont très rarement utilisés en raison des contraintes liées à leur mise en œuvre.

➤ Répartition des pressions sous les radiers

Un radier est utile quand il faut résister à une forte sous-pression. D'abord il permet d'opposer à la sous pression le poids des poteaux et par suite celui de la structure. Puis son poids propre contribue à l'équilibre (Adjovi et Fall, 2017).

La pression du sol à la base du radier dépend de la rigidité de la fondation et du sol. Si l'ensemble radier-structure est très rigide, la pression sur des sols sans cohésion sera relativement uniforme (figure 10a) ; mais sur les sols compressibles elle sera plus forte aux bords de la fondation qu'au centre (figure 10b). Si l'ensemble radier structure est suffisamment souple pour s'adapter au tassement, la pression sera relativement uniforme (figure 10c). Si le radier lui-même est très mince et très souple, il aura tendance à se cintrer entre les poteaux et à développer une pression non uniforme (figure 10d).

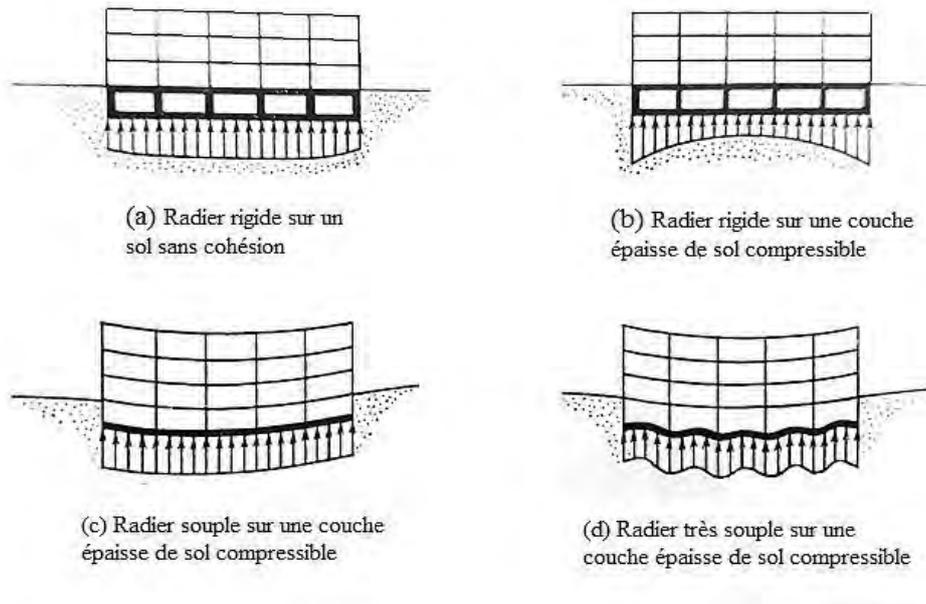


Figure 10 : Distribution des pressions sous un radier (Leonards, 1968)

3.1.2 Fondations profondes

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées (Kassoul, 2015) :

-résistance de pointe

-par frottement latéral

Ses dimensions sont définies par :

D : longueur de la fondation enterrée dans le sol

B : largeur de la fondation ou diamètre

Au-delà de $D/B > 6$ et $D > 3$, nous sommes dans le domaine de fondations profondes (figure 11).

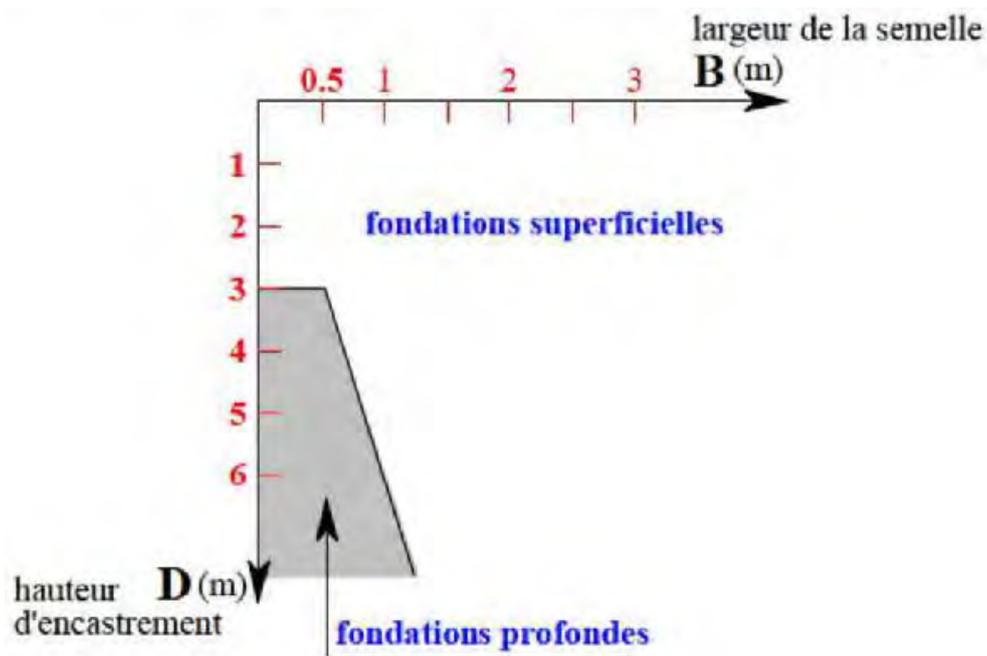


Figure 11 : Types de fondations selon leurs dimensions (Kassoul, 2015)

D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « pieu ».

3.2 PATHOLOGIE DES CONSTRUCTIONS SUR SOLS GONFLANTS

L'effet des sols expansifs peut toucher tous les types de fondations, superficielles ou profondes. Elles peuvent aussi impacter les aménagements extérieurs (trottoirs, escaliers...), les voiries d'accès, les réseaux d'eau enterrés, etc. (SMABTP et Agence Qualité Construction, 2015).

3.2.1 Fondation superficielle sur sol gonflant

Les maisons courantes reposent le plus souvent sur des fondations superficielles, qui transmettent au sol les charges des murs porteurs. Si ce sol est une argile gonflante sous l'ensemble de la construction, l'arrivée d'eau provoquant le gonflement ne peut être simultanée sous toutes les fondations. Il se produira donc un soulèvement différentiel des fondations, capable de fissurer les murs et de disloquer la structure de la maison

Les fondations externes et internes seront soumises à des sollicitations différentes selon que l'eau provient des fuites à l'intérieur de la maison ou de précipitations qui font gonfler le sol à partir de la surface extérieure du terrain. Selon les cas, le gonflement peut attaquer simultanément le côté de la fondation sur toute la longueur d'un mur ou commencer par un

angle ou par le milieu d'un mur. La situation peut s'aggraver la présence, à proximité de la construction, de certaines végétations dont les besoins en eau sont importants.

3.2.2 Un pieu dans un sol gonflant

Un pieu flottant installé dans une couche d'argile atteint son équilibre lorsque la charge appliquée en tête et le poids propre du pieu sont équilibrés par le frottement latéral et la résistance de pointe.

Lorsque le terrain est humidifié à partir de la surface, après l'installation du pieu et de la construction qu'il porte, l'argile gonfle jusqu'à une profondeur croissante. Le mouvement relatif de l'argile par rapport au pieu est dirigé vers le haut dans cette couche. Le frottement mobilisé ne peut être plus important que le frottement de calcul, dont on admet qu'il est déjà maximal. Mais l'humidification du sol est associée à une variation de sa consistance, une diminution de sa résistance, et éventuellement l'apparition de pressions interstitielles, ce qui diminue le frottement latéral. Si l'humidification dépasse la pointe du pieu, la résistance de pointe diminue aussi de façon importante et la portance du pieu ne sera pas suffisante. La pathologie prend dans ce cas la forme d'un défaut de portance du pieu.

3.3 TECHNIQUES DE CONSTRUCTION SUR SOLS GONFLANTS

La construction sur les sols expansifs doit obligatoirement tenir en compte l'effet du phénomène retrait-gonflement sur les structures et leurs fondations, et pour cela, les concepteurs doivent trouver des solutions pour construire sur ces types de sols de manière à éviter les sinistres ou au moins les réduire.

Le problème se passe à l'interaction entre le sol et les fondations, donc la solution doit toucher soit le sol ou bien le système de fondation, comme décrit ainsi qu'il suit (Rekkab et Laouedj, 2019).

3.3.1 Traitement des sols

Ils existent plusieurs techniques de stabilisation des sols gonflants, qu'on peut choisir en fonction de l'importance des structures et de la disponibilité des matériaux et des matériels de traitement, afin d'améliorer ses caractéristiques et de minimiser sa sensibilité aux variations de la teneur en eau. Et pour cela on doit augmenter la compacité, colmater les vides que l'on peut supprimer, créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules.

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on utilise :

- La stabilisation mécanique

- La stabilisation chimique

3.3.1.1. La stabilisation mécanique

Le but de cette technique est de réduire le comportement expansif du sol par la modification des caractéristiques physiques.

Parmi les techniques de traitement mécaniques existe la technique de drainage, pré-humidification, la substitution et le pré-chargement (Benmessaoud, 2017).

➤ La substitution

Cette technique est très coûteuse mais elle est la plus évidente, car elle consiste à décaper la couche du sol gonflant et la remplacer par un sol non expansif, c'est-à-dire excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec du sable ou un autre sol non-gonflant. Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. La technique de réalisation, les moyens mis en œuvre, la réduction du potentiel de gonflement, la profondeur de substitution sont des facteurs à discuter selon le cas.

Cependant, si la structure est fondée sur un remblai granulaire d'au moins 1.5 m, celle-ci ne sera pas affectée par le gonflement du sol sous-jacent, puisque l'arrivée d'eau de la surface n'atteint guère le sol gonflant (Chen, 1988).

Dans le cas limite, si le gonflement est occasionné, l'eau descendante à partir de la surface est consommée dans les pores du sol remblai qui devrait être suffisamment fin pour éviter les infiltrations descendantes et d'encaisser les éventuels gonflants. La solution dans cette situation est de réaliser le remblai en couches de plus en plus granulaire dans le sens descendant.

➤ Pré-humidification

(Mouroux et *al.*, 1988) ont décrit le principe de cette technique en disant que l'augmentation de la teneur en eau provoque le gonflement, qui par la suite, reste constant en gardant la teneur en eau élevée par arrosage artificiel, cela peut diminuer le soulèvement de la structure. La mise en œuvre de cette technique est plutôt recommandée en fin de la saison pluviale. On construit une fois le gonflement du sol est stabilisé. Cette technique est possible dans les régions à grande pluviométrie et dans les régions dont l'arrosage artificiel peut être garanti, et destiné généralement pour les structures légères posées sur radier général. Elle est utilisée pour la stabilisation du sol sur une profondeur de 1,2 m (Zenkri, 2009).

➤ Application de fortes pressions

C'est une méthode qui consiste à appliquer au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. Cette pression correspond à la pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, donc on parle de la pression de gonflement réelle.

➤ Compactage

Le compactage est une étape importante de la stabilisation. Un simple compactage permet de réduire la porosité en expulsant l'air comprimé. Les caractéristiques optimales du compactage du sol sont déterminées par l'essai Proctor normal. Les caractéristiques mesurées, c'est-à-dire la teneur optimale en eau (W_{OPN}) permettant l'obtention de la densité sèche du sol la plus élevée sont utilisées lors des études de la stabilisation et aussi lors du chantier (Cabane, 2004).

La granularité, la morphologie des particules du sol, l'abrasivité et le teneur en argile ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. En raison de leur petite taille (quelques microns) les particules d'argiles permettent d'augmenter la densité sèche du sol en comblant sa porosité. Le comportement du sol dépend de sa teneur en argile (Cabane, 2004).

3.3.1.2. Stabilisation chimique

La stabilisation chimique permet de rendre le sol insensible à l'eau d'une façon irréversible et de lui conférer des propriétés mécaniques convenables. Cette opération renchérit le coût de l'utilisation du sol.

Le principe d'utilisation de la stabilisation chimique d'un sol expansion consiste à « geler » l'expansion du sol. Le squelette solide est maintenu, aux points de contact entre les grains, par des liants appropriés. Les techniques courantes de stabilisation d'un sol gonflant sont celles utilisant la chaux ou le ciment. L'adéquation et l'efficacité d'une quelconque stabilisation chimique peut être justifiée à l'échelle de l'expérimentation. Mouroux et al., (1988) et Nelson et al. (1992) rapportent que la mise en œuvre d'un traitement chimique en subsurface, à échelle du site au soin des difficultés d'ordre pratique, est l'un des paramètres les plus délicats à satisfaire.

➤ La chaux

Le traitement à la chaux des sols fins est d'un usage ancien et très répandu en vue d'améliorer leur comportement et leur maniabilité. Lorsque de la chaux vive est ajoutée à un

sol, celle-ci s'hydrate ce qui provoque un dégagement de chaleur et une augmentation de la quantité d'ions Ca^{2+} et OH^- dans la solution du sol. Ces ions vont réagir avec les constituants du matériau, modifiant ainsi ses caractéristiques de maniabilité, de compactage, et du comportement mécanique à court et long termes (Bell, 1996). L'augmentation du pH conduit à la dissolution des minéraux du sol, ce qui libère de l'alumine et de la silice, silice et alumine qui vont se combiner avec les ions de calcium apportés par la chaux pour former des composés cimentaires. Ces composés cimentent les particules du sol entre elles, ce qui conduit à l'amélioration de son comportement mécanique.

➤ Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique. Il agglomère fortement les matériaux inertes incorporés dans le mélange. Le ciment rigidifie mieux et plus rapidement les sols comparativement à la chaux. L'inconvénient de cette méthode est qu'on traite uniquement en surface ; le gonflement total n'en sera que peu diminué et la couche traitée ne constituera pas une barrière absolue à l'eau. Cette technique est beaucoup plus utilisée dans le domaine routier que dans le bâtiment (Adjalla et Sohoun, 1990).

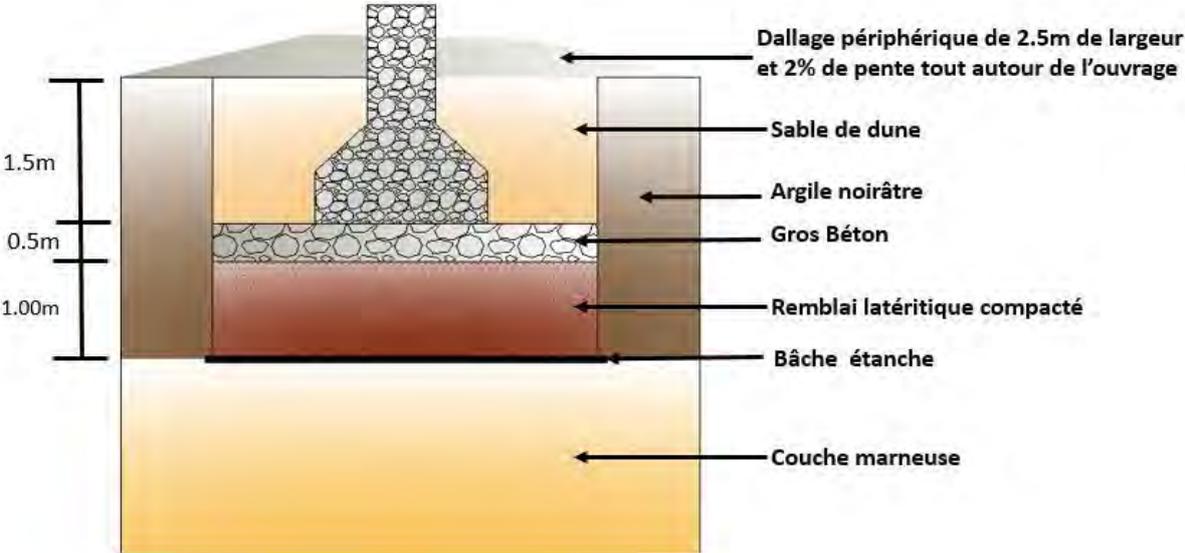
3.3.2. Adaptation de la fondation au gonflement

Le caractère de retrait-gonflement des sols dans l'emprise des ouvrages a conduit à l'usage de diverses méthodes de fondation. En supposant que la charge de l'ouvrage ne dépasse pas la contrainte limite de service, le gonflement devient le seul problème prépondérant. Ainsi, la stabilité de l'ouvrage dépendra de la charge transmise pour vaincre les pressions de gonflement des sols d'assise. Au pôle urbain de Diamniadio, il y a le cas des radiers sur un remblai et le cas des semelles isolées sur un remblai homogène et des semelles isolées sur un remblai de deux couches différentes. Quant aux fondations profondes, nous rencontrons des pieux et des micropieux.

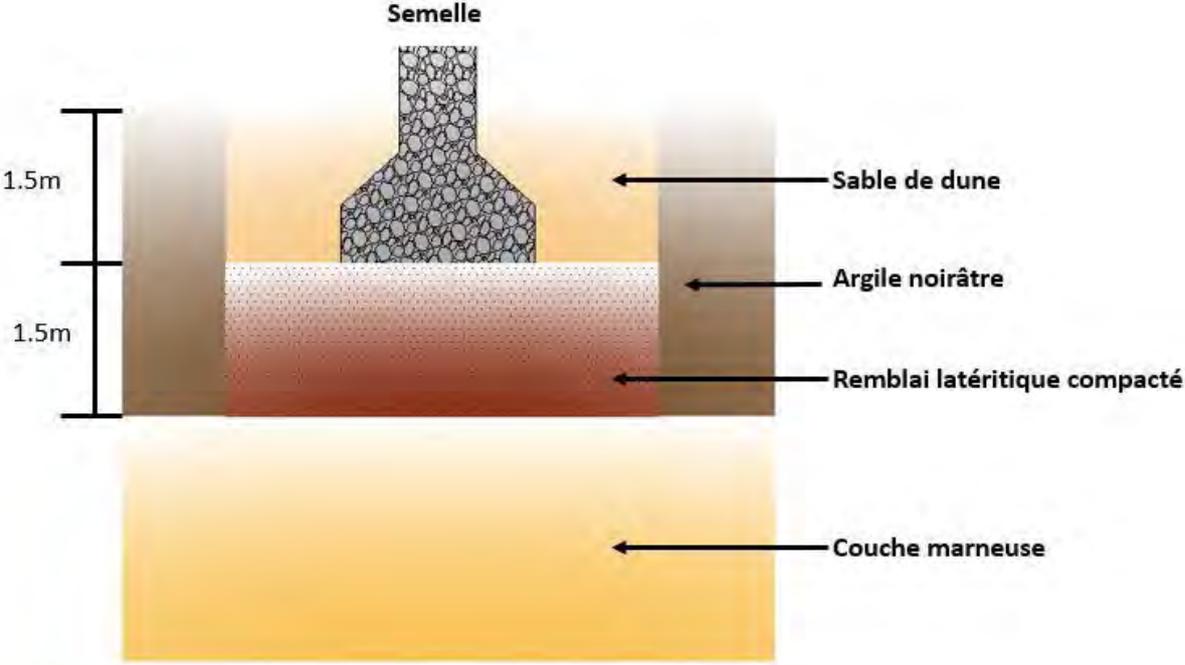
3.3.2.1 Semelles isolées avec substitution d'une partie de la couche argileuse

Ce type de fondation est adapté au sol modérément gonflant. Le sol de substitution est généralement de la latérite mise en œuvre par couche de 20 à 30 cm et compactée jusqu'à l'optimum Proctor. Cette couche latéritique reçoit les semelles et atténue les pressions de gonflement avant que celles-ci n'atteignent les fondations. Cette couche a généralement une épaisseur d'un mètre. Après exécution des fondations, on fait le remblaiement jusqu'au terrain naturel avec du sable de dune. Selon les valeurs de pressions de gonflement et de pression de fluage limite on peut être amené à mettre en place une deuxième couche de remblai en gros

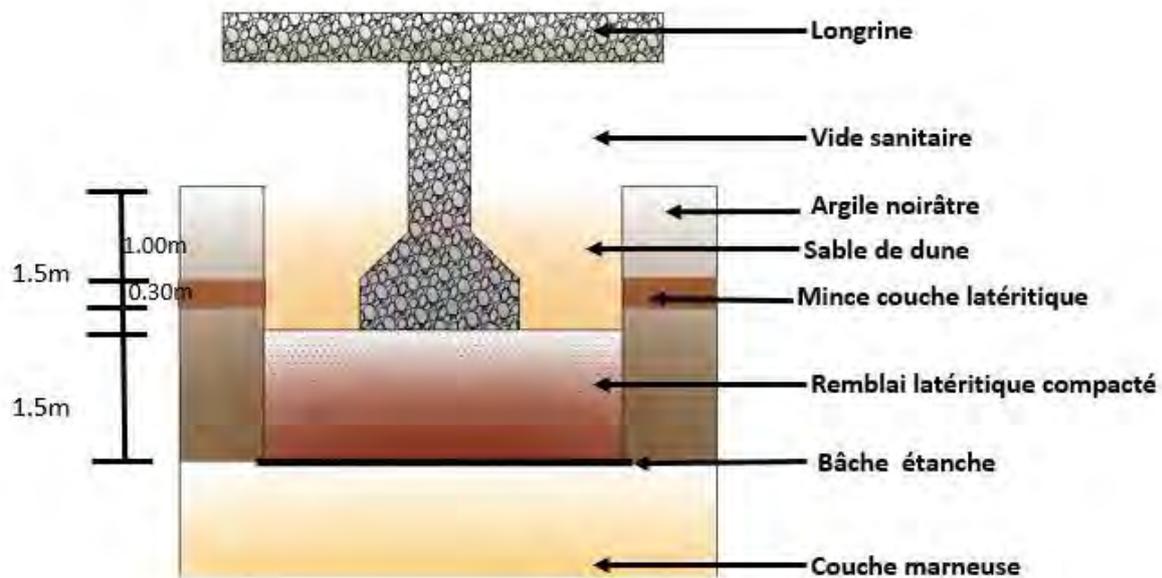
béton. Les semelles sont souvent ancrées à 1,5 m par rapport au terrain naturel (figures 12a, 12b et 12c).



(a)



(b)



(c)

Figure 12 : Types de semelles isolées à Diarniadio avec leurs dispositions constructives
(Adjovi et Fall, 2017)

3.3.2.2. Radier général avec substitution d'une partie de la couche gonflante

Ce type de fondation est rencontré dans le cas des constructions de grande superficie telles que les parcs, les hangars... mais également pour les constructions avec sous-sol. Néanmoins les fondations ne doivent en aucun cas être en contact avec le sol surtout lorsque les pressions de gonflement sont élevées. La substitution de la couche gonflante s'impose donc. Cette substitution obéit aux mêmes règles que celles des semelles isolées. Les radiers supportant constructions avec sous-sol sont ancrés la plus part du temps à 3 ou 3,5 m par rapport au terrain naturel. Il faut veiller à ce que les voiles du radier ne soient pas en contact avec la couche gonflante (figure 13).

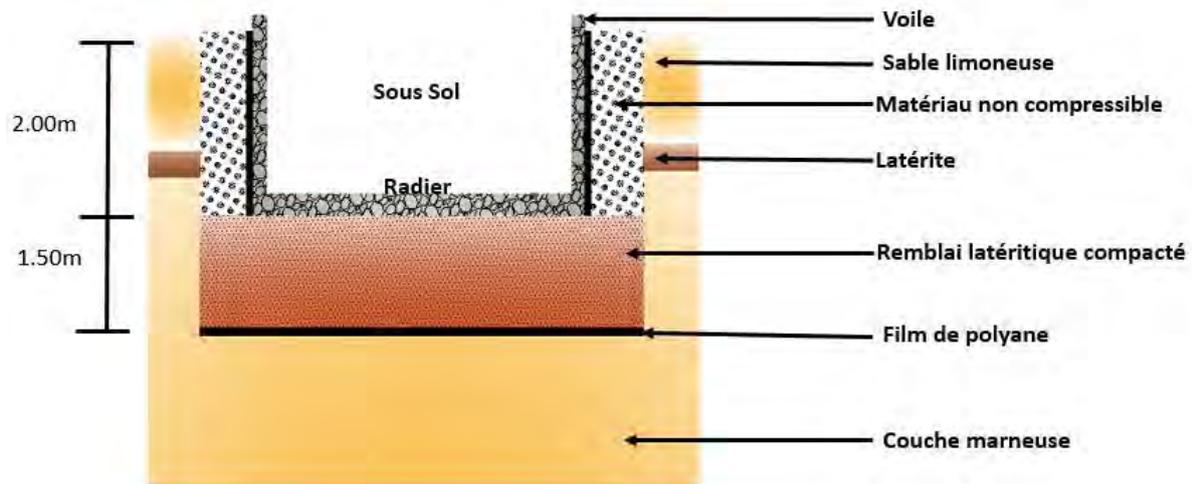


Figure 13 : Radier sur remblai avec ses dispositions constructives (Adjovi et Fall, 2017)

3.3.2.3. Fondations profondes de type pieux et micropieux

Ces types de fondations, qui permettent de s'affranchir des zones à fort potentiel de gonflement, sont plus adaptés et plus sécurisant au regard des caractéristiques des différentes formations rencontrées notamment le caractère gonflant des sols.

Les pieux travaillent en frottement et en pointe dans la couche d'ancrage. Les pieux ne sont pas chemisés le long de la couche gonflante. Leur ancrage minimal est dicté par la profondeur de la couche porteuse (marne calcaire compacte). La longueur des pieux est limitée soit par la contrainte dans le béton soit par les profondeurs des sondages (on doit s'assurer que le pieu travaille en pointe sur max ($5B$; 5 m) avec B : diamètre du pieu).

Les micropieux sont de type II et sont constitués d'une armature et d'un coulis de ciment avec un dosage C/E égal à 2. Ils sont ancrés dans la couche marneuse compacte. Les micropieux sont chemisés en PVC sur toute l'épaisseur de la couche argileuse noirâtre (environ 3 m). Ils travaillent uniquement en frottement latéral. Chaque micropieu ou groupe de micropieux sera surmonté à 80 cm du terrain naturel d'un « massif tête de pieu » faisant office de semelle sur laquelle seront posées les longrines ensuite la dalle. Cette technique permet d'éviter tout contact entre le sol argileux gonflant et la superstructure avec le vide sanitaire.

NB : Sur toute l'épaisseur de la couche gonflante, les frottements latéraux positifs sont négligés ou nuls avec le chemisage

CONCLUSION PARTIELLE

L'étude bibliographique menée sur l'interaction sol gonflant-fondations a permis de ressortir les désordres causés par le phénomène de retrait-gonflement sur les constructions. Ce phénomène se traduit par des soulèvements de fondations et des fissurations de murs pouvant conduire à la ruine de l'ouvrage.

Cependant, il existe diverses techniques de construction sur sols gonflants comme la stabilisation mécanique ou chimique des sols ainsi qu'une bonne adaptation des fondations au gonflement.

CHAPITRE 4 : INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES ET PRINCIPE DU DIMENSIONNEMENT DU RADIER APPLIQUE A UN BATIMENT SS+R+8E

INTRODUCTION

Le pôle urbain de Diamniadio constitue une zone stratégique pour le désengorgement de la ville de Dakar. Cependant la présence de sols gonflants au Sud de ce secteur est à l'origine de nombreux dégâts dans les constructions. Ce chapitre présente les résultats de l'étude des propriétés physiques et mécaniques des terrains constituant le sous-sol du site, suivi du principe de dimensionnement du radier général.

4.1 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES

Trois (03) sondages carottés de 30 m de profondeur notés **SC1**, **SC2** et **SC3** et quatre (04) sondages pressiométriques de 30 m de profondeur avec essai à chaque 1,5 m notés **SP1**, **SP2**, **SP3** et **SP4** ont été réalisés. Des essais de laboratoire ont été ensuite exécutés sur les différents échantillons prélevés.

4.1.1 Sondages carottés

Le sondage carotté permet de prélever un échantillon de sol non remanié, conformément à la norme XP P 94-202. Une coupe du sondage montrant la lithologie du sous-sol est alors dressée. La nappe phréatique n'a pas été rencontrée.

La marne feuilletée et l'argile noirâtre compacte sont les deux formations rencontrées dans les sondages, de bas en haut (tableau 1).

Tableau 1 : Résultats des sondages carottés

Sondages	Numéro de couche	Nature des couches	Profondeur (m)
SC1	I	Argile noirâtre compacte	0,00 – 1,50
	II	Marne feuilletée jaune à grisâtre compacte à indurée	1,50 – 30,00
SC2	I	Argile noirâtre compacte	0,00 – 0,75
	II	Marne feuilletée jaune à grisâtre compacte à indurée	0,75 – 30,00
SC3	I	Argile noirâtre compacte	0,00 – 1,00
	II	Marne feuilletée jaune à grisâtre compacte à indurée	1,00 – 30,00

4.1.2 Sondages pressiométriques

➤ Définition et principe de l'essai

L'essai pressiométrique a été réalisé conformément à la norme française NF P 94-110. C'est un essai de déformation du sol qui consiste à introduire dans un forage calibré une sonde cylindrique et dilatable reliée à un contrôleur de pression-volume. Avec une pression donnée fournie par un gaz comprimé, une quantité de liquide est injectée entre le noyau métallique et la membrane déformable. Les variations de volume de la sonde en fonction de la pression appliquée sont alors mesurées. Pour chaque palier de pression, le volume d'eau injecté dans la sonde est mesuré à 15, 30 et 60 s. Les valeurs à 30 et 60 s sont utilisées pour tracer la courbe pressiométrique.

L'essai pressiométrique a trois objectifs :

- connaître les différentes couches de terrain traversées ;
- déterminer la contrainte de rupture du sol en fonction de la pression limite ;
- calculer les tassements sous les semelles de fondations.

La courbe pressiométrique comprend trois phases (figure 14) :

- la phase initiale correspond à la mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol
- la phase pseudo-élastique
- la phase plastique.

La deuxième phase est celle au cours de laquelle le volume de la sonde augmente progressivement en fonction de la pression exercée. Dans cette partie quasi-linéaire de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique noté E_M . Ce module est régulièrement utilisé pour l'estimation des tassements sous les semelles de fondations des ouvrages. La pression de fluage P_f et la pression limite P_l qui, en principe, correspondent respectivement au seuil de plasticité et au point de rupture, se déterminent directement sur la courbe pressiométrique.

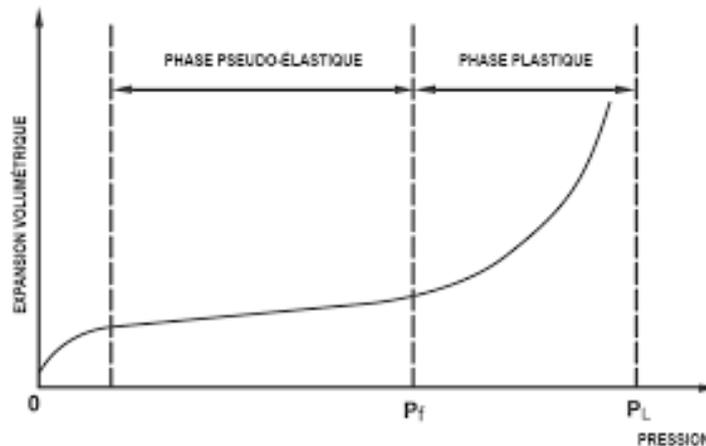


Figure 14 : Courbe pressiométrique (NF P 94-110)

➤ Résultats et interprétation

Les mesures relevées sur le terrain sont traitées avec le logiciel « GEOVISION » et permettent d'obtenir les caractéristiques mécaniques du sol :

- Le module pressiométrique E (MPa)
- la pression limite nette P_l^* (Mpa)
- la pression de fluage nette P_f^* (Mpa).

Les essais pressiométriques réalisés mettent en évidence des argiles et des marnes. Les pressions limites obtenues correspondent à la présence d'argiles de 0 à 1,5 m, de marnes raides de 1,5 à 3 m et de marnes très raides au-delà de 3 m, selon la norme NF P 94-261.

Le tableau 2 présente les caractéristiques pressiométriques des différents terrains jusqu'à 30 m de profondeur.

Tableau 2 : Caractéristiques pressiométriques

Sondage	Lithologie	Profondeur (m)	Épaisseur (m)	PI* _{moy} (MPa)	E _{Mmoy} (MPa)	E _M /PI*
SP1	Argile raide	0,00 – 1,50	1,5	1,84	19,6	11
	Marne raide	1,50 – 3,00	1,5	2,34	26,4	11
	Marne très raide	3,00 – 30,00	27	5,01	88,6	18
SP2	Argile molle	0,00 – 1,50	1,5	0,32	1,4	4
	Marne raide	1,50 – 3,00	1,5	1,06	14,6	14
	Marne très raide	3,00 – 30,00	27	5,17	92,7	18
SP3	Argile raide	0,00 – 1,50	1,5	1,84	17,4	9
	Marnes raides	1,50 – 3,00	1,5	3,34	31,3	9
	Marne très raide	3,00 – 30,00	27	4,95	83,07	17
SP4	Argile ferme	0,00 – 1,50	1,5	0,99	9,79	10
	Marne raide	1,50 – 3,00	1,5	3,34	29,1	9
	Marne très raide	3,00 – 30,00	27	4,89	80,82	17

4.1.3 Essais de laboratoire

Ils ont permis d'identifier et de caractériser les échantillons prélevés. Le tableau 3 présente le programme des essais de laboratoire établi dans ce sens.

Tableau 3 : Programme des essais de laboratoire

Sondage	Échantillon	Profondeur (m)	Nature du sol	Essais d'identification					Essais mécaniques		Essais chimiques
				Gr	ω %	Sed	LA	γ	Cis	Pg	CaCO ₃
SC1	E1	0,00 – 1,50	Argile noirâtre compacte	X	x	X	X	x	x	x	
	E2	1,50 – 3,00	Marne jaunâtre compacte à indurée	X	x	x	X	x	x	x	
	E3	21,00 – 22,00	Marne grisâtre compacte	X	x	x	X	x	x	x	
SC2	E1	0,00 – 0,75	Argile noirâtre compacte							x	
	E2	2,50 – 4,00	Marne jaunâtre compacte à indurée	x	x	x	x	x	x	x	
SC3	E1	0,00 – 1,00	Argile noirâtre compacte	x	x	x	x	x	x	x	x
	E2	6,00 – 7,50	Marne jaunâtre compacte à indurée	x	x	x	x	x	x	x	x

Légende :

- Gr : Analyse granulométrique par tamisage
- Sed : Analyse granulométrique par sédimentométrie
- LA : Limites d'Atterberg
- Cis : Essai de cisaillement
- Pg : essai de gonflement à l'œdomètre
- ω % : teneur en eau
- γ : Détermination du poids volumique
- CaCO₃ : teneur en carbonate de calcium

4.1.3.1 Présentation des essais

❖ Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique est un moyen de description des formations meubles. Elle se fait par tamisage pour les particules minérales de dimension supérieure à 80 μm , conformément à la norme NF P 94-056, et par sédimentométrie pour les particules de dimension inférieure à 80 μm . La sédimentométrie s'effectue conformément à la norme NF P 94-057.

Le tableau 4 caractérise la plasticité du matériau en fonction de la valeur de l'indice de plasticité du matériau.

Tableau 4 : Nature du sol selon l'indice de plasticité (Philipponnat et Hubert, 2003)

Indice de plasticité	Nature du sol
$0 < I_p < 5$	Non plastique
$5 \leq I_p < 15$	Peu plastique
$15 \leq I_p < 40$	Plastique
$I_p \geq 40$	Très plastique

❖ Poids volumique humide

La masse volumique humide pour un sol est le rapport de la masse de l'échantillon humide sur son volume. L'essai est décrit par la norme NF P 94-053.

❖ Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

L'essai est décrit par la norme NF P 94-071-1 et permet de déterminer expérimentalement la courbe intrinsèque du sol puis d'en déduire les paramètres de résistance au cisaillement que sont la cohésion et l'angle de frottement interne.

L'échantillon de sol est enfermé dans deux demi-boîtes pouvant glisser l'une sur l'autre ; on applique un effort normal N au plan de glissement par un piston et un effort de traction T horizontal en déplaçant la demi-boîte inférieure, et on mesure l'effort maximal de cisaillement en enregistrant la courbe effort-déformation.

L'essai est réalisé sur au moins trois éprouvettes sous des contraintes normales différentes. Le cisaillement direct donne à la rupture un couple de valeurs (σ_n, σ_t) qui définit un point dans le plan de Mohr. Le lieu de ces points est la courbe intrinsèque, qui est une droite. Cette droite détermine le domaine des contraintes que le sol peut supporter sans rupture.

❖ Essai de compressibilité à l'œdomètre

L'essai de compressibilité à l'œdomètre s'effectue sur des matériaux fins mis en présence d'eau. Il permet de déterminer la pression de gonflement d'un matériau ainsi que sa déformation lorsqu'il est soumis, en présence d'eau, à des contraintes verticales inférieures à

cette pression de gonflement. Il est utilisé pour apprécier le comportement d'ouvrages pouvant être affectés par la présence de matériaux gonflants. L'essai est décrit par la norme XP P 94-091.

Après montage dans la bague œdométrique, l'éprouvette est soumise à l'imbibition sous le poids du piston. Après stabilisation du gonflement, le chargement s'effectue par paliers selon un taux de chargement approprié jusqu'à stabilisation des déformations sous chaque palier.

Les valeurs de la déformation finale de l'éprouvettes H_f/H_i sont reportées sur un diagramme semi-logarithmique afin de déterminer la relation H_f/H_i en fonction de $\log \sigma$.

Par convention, la contrainte correspondant à une déformation nulle est la pression de gonflement σ_g qui correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale. La valeur absolue de la pente de cette droite est appelée rapport de gonflement R_g .

❖ Teneur en CaCO_3

La teneur en carbonate de calcium CaCO_3 sol est déterminée à l'aide du calcimètre par attaque à l'acide chlorhydrique d'une certaine quantité de sol sec. La mesure de la quantité de gaz carbonique dégagée permet de calculer la masse de carbonate de calcium dissoute et donc de la teneur en CaCO_3 . Le tableau 5 donne la classification des matériaux en fonction du pourcentage massique en carbonate.

Tableau 5 : Classification des matériaux en fonction du pourcentage massique en carbonate (NF P94-048)

Teneur en carbonate (%)	Classification	Exemple
< 10	non calcaire	argile, sable siliceux...
10 à 29	peu calcaire	marne
30 à 69	Moyennement calcaire	marne...
70 à 89	Fortement calcaire	calcaire marneux
≤ 90	Calcaire	calcaire

4.1.3.2 Résultats et interprétation

A l'issue des essais de laboratoire, deux formations ont été identifiées : des argiles de 0 à 1,5 m et des marnes de 1,5 m à 30 m de profondeur. Les argiles ont un indice de plasticité variant de 24,4 à 25,4, une pression de gonflement allant de 135 à 285 kPa et une cohésion supérieure à 60 kPa ; ce qui permet d'en déduire que nous sommes en présence d'argiles plastiques à fort potentiel de gonflement.

Pour les marnes, la pression de gonflement est très élevée allant de 280 à 415 kPa, la cohésion variant de 42 à 76 kPa et un indice de plasticité supérieur à 40 et une teneur en CaCO_3 supérieure à 30 %. Ceci correspond à des marnes très plastiques ayant un très fort potentiel de gonflement.

Le tableau 6 récapitule les résultats des essais de laboratoire.

Tableau 6 : Résultats des essais de laboratoire

Sondages		SC1			SC2		SC3	
		E1	E2	E3	E1	E2	E1	E2
Profondeurs (m)		0,00-1,50	1,50-3,00	21,00-22,00	0,00-0,75	2,50-4,00	0,00-1,00	6,00-7,50
Nature de l'échantillon		Argile noirâtre	Marne jaunâtre compacte à indurée	Marne jaunâtre compacte à indurée	Argile noirâtre	Marne jaunâtre compacte à indurée	Argile noirâtre	Marne jaunâtre compacte à indurée
Teneur en eau ω (%)		7,1	3,2	24,3	-	7,9	8,2	46
Masse volumique (g/cm³)		2,05	1,82	1,77	-	1,72	2,09	1,77
Analyse Granulométrique	% < 2mm	100	60,7	100	-	81,5	100	100
	% < 80 μ m	76,9	43,7	90,7	-	67,8	73	89,3
Limites d'Atterberg	LL (%)	50	77,44	98,03	-	102,99	49,47	115,98
	LP (%)	24,63	37,65	48,21	-	47,39	25,07	54,78
	IP (%)	25,4	39,8	49,8	-	55,6	24,4	61,2
Essai de cisaillement	Angle de frottement interne ϕ_{uu} (°)	13	26	20	-	19	17	7
	Cohésion C_{uu} (kPa)	63	53	60	-	75	76	42
Gonflement à l'oedomètre	Pression de gonflement σ_g (kPa)	135	415	280	285	330	218	400
	Rapport de gonflement R_g (%)	2,28	15,41	11,69	6	11,97	2,27	8,08
CaCO₃ (%)		-	-	-	-	-	4,7	30,7

4.2 DIMENSIONNEMENT DU RADIER

4.2.1 Méthode générale de justification des fondations

La justification des fondations exige que certains **aspects pertinents** de la stabilité soient examinés :

- état-limite de mobilisation de la capacité portante (critère de rupture) ;
- état-limite vis-à-vis des déformations (tassements) ;
- état-limite ultime de renversement ;
- état-limite de service de décompression du sol ;
- état-limite ultime de glissement ;
- état-limite de stabilité d'ensemble ;
- état-limite concernant les matériaux constitutifs de la fondation.

Les calculs seront essentiellement menés avec le logiciel Foxta suivant les Eurocodes NF P 94-261.

Les états- limites pertinents tenant compte du contexte et de l'environnement du projet seront :

4.2.2 Etat-limite de mobilisation de la capacité portante (critère de rupture) - contrainte admissible (q_{adm}) à partir des essais pressiométriques

Soit q'_{ref} la contrainte effective transmise au sol caractérisant la sollicitation considérée ; la condition suivante doit être respectée :

$$q'_{ref} \leq q'_0 + i_{\delta\beta} \frac{q'_u - q'_0}{\gamma_q}$$

Avec :

$i_{\delta\beta}$: Coefficient minorateur dépendant de l'inclinaison δ de la charge sur la verticale et de la pente β du sol de fondation sur l'horizontale ;

q'_0 : Contrainte effective minimale au niveau de l'assise de la fondation ;

q'_u : Contrainte effective de rupture de la semelle sous une charge verticale centrée ;

γ_q : Coefficient de sécurité

γ_q prend les valeurs suivantes sous les différentes états limites :

Selon la norme NF P 94-261,

$$\gamma_q = 1.68 \text{ sous E.L.U;}$$

$$\gamma_q = 2.76 \text{ sous E.L.S}$$

La contrainte effective de rupture est donnée par la formule générale de Ménard :

$$q'_u - q'_0 = k_p P_{le}^*$$

Avec P_{le}^* : Pression limite équivalente

K_p : Facteur de portance

4.2.3 Etat-limite vis-à-vis des déformations : estimation des tassements

Le calcul des tassements ne s'effectue pas avec la formule de Ménard conçue pour les semelles isolées dont la largeur est très faible par rapport à l'épaisseur des couches compressibles.

Le calcul sera donc mené avec le logiciel Foxta module Tasplaq.

En adoptant des fondations superficielles de type radier général, les tassements sont calculés en prenant un modèle composé d'une plaque sur un multicouche élastique de module de Young E déduite de la formule :

$$K = \frac{E}{E_M}$$

Avec K comme coefficient dépendant de la nature du sol (tableau 7). L'annexe J de la norme NF P 94-261 : Justification des ouvrages géotechniques.

Tableau 7 : Valeurs du coefficient K (NF P 94-261)

		E/E_M
Argiles	Normalement consolidées	4,5
	Surconsolidées	3
Limens	Normalement consolidés	4,5
	Surconsolidés	3
Sables	Lâches	4,5
	Denses	3
Graves	Lâches	6
	Serrées	4,5

4.2.4 Présentation des résultats de calcul du radier

Les figures ci-dessous présentent la plaque représentative du radier avec la modélisation des charges qui s'y appliquent et la réaction du sol.

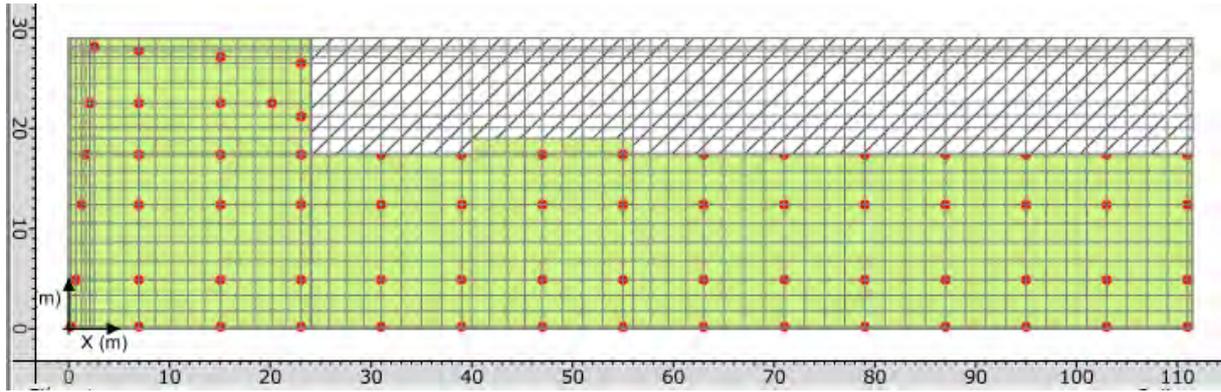


Figure 16 : Modélisation du radier chargé

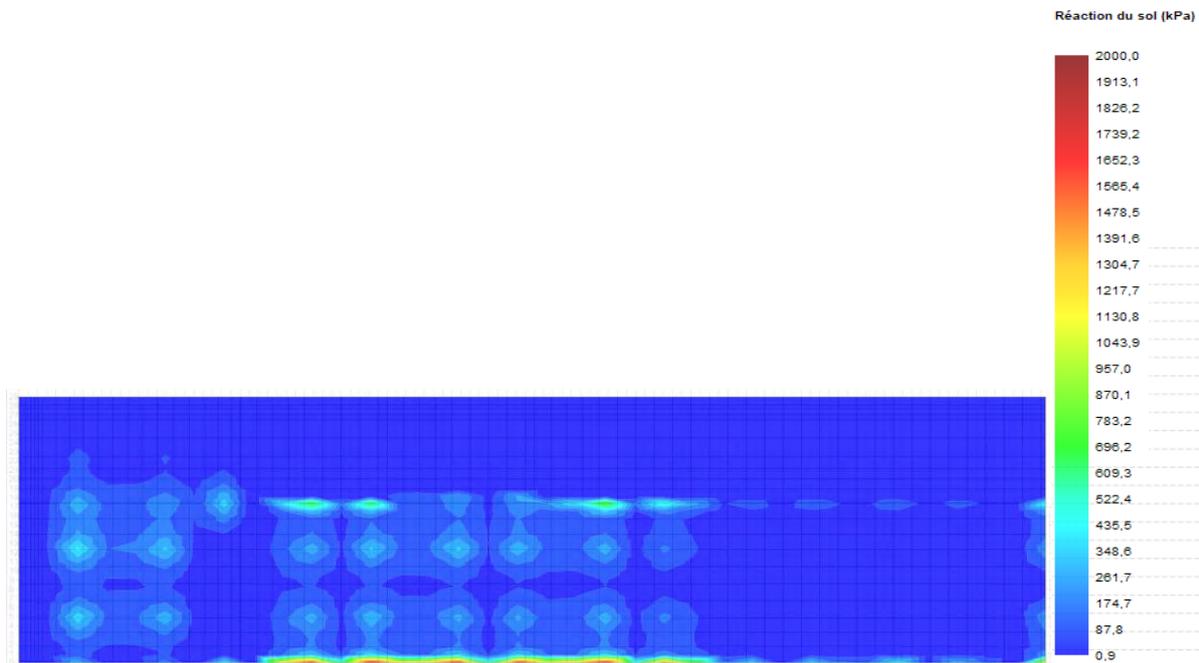


Figure 17 : réaction du sol

On note une réaction du sol en moyenne de 200 kPa. Le tassement maximal du radier est de l'ordre de 8,40 millimètres. Ce qui était prévisible eu égard aux modules de Ménard obtenus à partir des essais pressiométriques.

Le tableau 8 récapitule les résultats de tassement estimé et les contraintes admissibles

Tableau 8 : Tassement estimé et contraintes admissibles

Type de fondation	Profondeur d'encastrement	Tassement estimé (mm)	Contrainte admissible à l'ELS (kPa)	Contrainte admissible à l'ELU (kPa)
Radier général	-3m/TN	8,40	200	328,5

La pression de gonflement des marnes étant très élevée allant jusqu'à 415kPa est largement supérieure à la réaction du sol qui est égale à 200kPa (charges apportées par la structure).

Au vu de ces résultats, il y a un très grand risque de mouvement des fondations dû au phénomène de retrait-gonflement des argiles.

Si le radier est posé directement sur les sols en place, il y aurait des déformations pouvant engendrer des désordres du bâtiment. Dans ce sens il faudra faire une purge des sols gonflants jusqu'à 2 m voire 2,5 m et une substitution de graveleux latéritiques (sol insensible à l'eau). Compte tenu du sous-sol, le radier sera ancré à -3m par rapport au terrain naturel, il faudra donc faire une purge de 5,5 m. La couche de fondation sera mise en œuvre par couches successives de 20 à 30 cm et compactée jusqu'à 95% de l'optimum Proctor.

En outre pour se prémunir des éventuels désordres liés à ce phénomène de retrait-gonflement et éviter que cela se produise, le sol support ne doit subir aucune variation climatique ; ce qui est presque impossible.

En effet des dispositions constructives permettant d'adopter cette solution devront être respectées scrupuleusement pendant la construction et durant la vie de l'ouvrage.

4.2.5 Dispositions constructives

Du fait du caractère gonflant des formations, les solutions de fondations proposées s'accompagnent de nombreuses dispositions constructives:

- Couler les fondations à pleine fouille pour éviter les infiltrations préférentielles dans les remblais des fouilles ;
- le béton sera coulé le plus rapidement possible après l'ouverture des fouilles, les fondations sont exécutées après épuisement et assainissement du fond de fouille ;

- toute souche d'arbres ou racines et toute poche argileuse, limoneuse ou de moindre consistance détectée à l'ouverture des fouilles, sera purgée et remplacée par du gros béton coulé en pleine fouille.
- maintenir la contrainte de l'ouvrage au sol largement supérieure à la pression de gonflement maximale donnée ;
- désolidariser les éléments différemment fondés ou chargés par des joints de rupture (élastomère par exemple) : désolidariser les dallages des murs porteurs, laisser un joint entre les cloisons et les planchers ;
- rigidifier la structure par la mise en œuvre de chaînages horizontaux et verticaux pour éviter les désencastres ;
- étanchéifier les canalisations enterrées pour éviter les infiltrations d'eau par fuites ;
- mettre un système de drainage périphérique afin d'éviter la stagnation de l'eau aux environs des fondations ou tout autre système permettant d'assurer leur étanchéité.
- réaliser un dallage étanche périphérique de 2,5 m de largeur tout autour des bâtiments avec une pente de 2 % vers l'extérieur pour éloigner les eaux de ruissellement.
- mettre en place des fosses septiques étanches et éviter les puits perdus ;
- utiliser de la tuyauterie souple et étanche pour la plomberie ;
- éviter toute infiltration d'eau tendant à faire varier la teneur en eau du sol sous les fondations. A titre indicatif, l'aménagement des espaces verts est à proscrire ou à défaut éloigner des bâtiments ;
- tout élément de nature à provoquer des variations saisonnières d'humidité du terrain doit être le plus éloigné possible de la construction. L'idée générale, c'est d'éviter une infiltration des eaux dans les marnes tendant à faire varier leur teneur en eau et pouvant occasionner de ce fait, des phénomènes de gonflement-retrait ;
- les fouilles en pleine masse devront être exécutées pendant des conditions climatiques favorables pour maintenir l'équilibre hydrique du sol ;
- éloigner les arbres sur une distance d'au moins leur hauteur à l'âge adulte ;
- Mettre un plancher bas sur vide sanitaire.

CONCLUSION PARTIELLE

Les investigations géotechniques ont permis de mettre en évidence des argiles plastiques d'une épaisseur de 1,5m avec un potentiel de gonflement allant jusqu'à 218 kPa et des marnes très plastiques rencontrées de 1,5 m à 30 m de profondeur avec un potentiel de gonflement allant de 218 à 415 kPa.

Les résultats de calcul du radier ont montré que la réaction du sol est égale à 200 kPa (charges apportées par la structure), donc il y a un très grand risque de mouvement des fondations dû au phénomène de retrait-gonflement des argiles si le radier est posé directement sur les sols en place. Par conséquent une purge et une substitution par des graveleux latéritiques est à envisager.

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS

Le gonflement des argiles est un phénomène notable dans beaucoup de terrains comme les marnes contenant en particulier des attapulgites. L'hydratation ou la déshydratation des particules argileuses conduit à des variations de volume à un niveau macroscopique et dont les conséquences peuvent être désastreuses sur les superstructures, notamment pour celles reposant sur des fondations superficielles.

Les méthodes indirectes reliant le gonflement aux paramètres géotechniques permettent d'identifier les terrains gonflants alors que les essais de gonflement caractérisent plus précisément le comportement gonflant d'un échantillon.

La complexité du phénomène et la difficulté de le prendre en compte à l'échelle macroscopique étant mis en évidence, il se pose dès lors la nécessité de trouver une solution permettant de construire sur ces « sols à problèmes » sans qu'il ait de désordres au niveau des fondations et de la superstructure. A Diamniadio, la substitution d'une partie de la couche gonflante est adoptée pour amoindrir les effets du phénomène de gonflement sur les fondations, en particulier les radiers.

Cette méthode bien qu'efficace revêt un caractère très onéreux du fait de la multitude des dispositions constructives à prendre en compte et de la durée de réalisation des travaux de purge puis remblaiement et n'assure pas une garantie totale. Donc il faut penser à une solution alternative, les fondations profondes.

Au terme de ce travail, nous recommandons :

- la réalisation de maison test afin de permettre l'expérimentation du comportement des fondations sous l'effet du gonflement ;
- d'établir un canevas pour la période de construction sur sol gonflant ;
- De poursuivre l'étude pour les fondations profondes ;
- De faire une cartographie géologique et géotechnique de Diamniadio.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Adjalla R. et Sohoul L., 1990-** Bâtiments sur sols gonflants : Application à la mosquée de l'île de Gorée, Projet de Fin d'Etudes, Ecole Polytechnique de Thiès, 69 p.
- Adjovi T. D. A. et Fall M.D.B., 2017-** Interaction sol-fondation sur sol gonflant: cas de Diamniadio, Projet de Fin d'Etudes, Ecole Polytechnique de Thiès, 93 p.
- Agence de Développement Municipal, 2003-** Audit urbain de Diamniadio, Rapport final, 103 p.
- Bell F.G., 1996-** Lime stabilization of clay minerals and soil. Engineering Geology. Vol. 42, n° 4, pp 223 – 237.
- Benmessaoud A., 2017-** Types de solutions de construction sur sols gonflants, Mémoire de Master Génie civil, Université de KASDI MERBAH OUARGLA Algérie, 66 p.
- Braye S. J., 2015-** Cours de technologie : les fondations superficielles, lycée du BTP, Orléans, 18p.
- Bultel F., 2003-** Prise en compte du gonflement des terrains dans le dimensionnement des revêtements des tunnels, Thèse de Doctorat spécialité Géotechnique, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 290 p.
- Cabane N., 2004 -** Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation, thèse pour obtenir le grade de Docteur de l'Université Jean Monnet et de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de St-Etienne, France, 173 p.
- Chen F.H., 1988-** Foundation on Expansive Soils, Elsevier Scientific Publishing Company INC., New York, USA, 463 p.
- Didier G., 1972-** Gonflement cristallin et macroscopique de bentonitel, Thèse de Doctorat, Université Claude Bernard, Lyon, 110 p.
- Holz W. G. et Gibbs H. B. 1956-** Engineering properties of expansive clays, Transaction of ASCE, vol. 121, pp 641-677.
- Huder J. et Amberg G., 1970-** Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. Schweizerische Bauzeitung, N° 43, pp 975-980.
- Kassoul A., 2015-** cours de Génie civil : ossatures bâtiment, UHB Chlef, 54 p.
- Leonards G .A. 1968-** Les Fondations, Editions Dunod, Paris, pp 533-620.

Mitchell J. K., 1993- Fundamentals of soil behavior, Number 2. New York, John Wiley & Sons edition, pp111-130.

Mouroux P., Margron P. et Pint J.C., 1988- La construction économique sur sols gonflants, Manuels et méthodes n°14. B.R.G.M., Orléans, 126 p.

Nelson J. D. et Miller D. J., 1992- Expansive soils problems and practice in foundation and pavement engineering, Edition John Wiley et Sons, INC, 288 p.

Philipponnat G. et Hubert B., 2003- Fondations et ouvrages en terre, Editions Eyrolles, n°5913, 548p.

Rekkab M.H. et Laouedj Y., 2019- Dimensionnement d'un système de fondation sur sols expansifs, Mémoire de Master Génie civil option Géotechnique, université Aboubekr Belkaïd Tlemcen, 125 p.

Roger J., Barusseau J-P., Duvail C., Noel B.J., Nehling P., et Serrano O. 2009-Notice explicative des cartes géologiques à 1/200 000 du Bassin sédimentaire sénégalais. Projet PASMI, Direction des Mines et de la Géologie, 55 p.

Rousset G., 1988- Comportement mécanique des argiles profondes – Application au stockage de déchets radioactifs, Thèse ENPC, 439 p.

Serratrice J.F. et Soyez B., 1996- Les essais de gonflement, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 204, Références 4082, pp 65- 85.

Sridharan A., Rao A. S. et Sivapullaiah P. V. 1986- Swelling pressure of clays, Geotech. TestingJ., vol. 9, 1, pp. 24-33.

Zenkhrri A., 2009 - Solutions de construction sur sol potentiellement gonflant-Application à la région d'In-Aménas Thèse MAGISTER, Université des Sciences et de la technologie Houari Boumediene, 113 p.

Liste des normes citées

XP P 94-202 : Essai de carottage

NF P 94-110 : Essai pressiométrique Ménard

NF P 94-056 : Analyse granulométrique : méthode par tamisage à sec après lavage

NF P 94-057 : Analyse granulométrique : méthode par sédimentation

NF P 94-050 : Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

NF P 94-051 : Détermination des limites d'Atterberg

NF P 94-053 : Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire

NF P 94-071-1 : Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

XP P 94-091 : Essai de gonflement à l'œdomètre

NF P94-048 : Détermination de la teneur en carbonate

NF P 94 261 : Fondations superficielles

LISTES DES FIGURES

Figure 1 : Carte de localisation du site d'étude	2
Figure 2 : Carte géologique de la presqu'île du Cap-Vert et du plateau de Thiès (Roger et al., 2009, modifiée)	5
Figure 3 : Couche tétraédrique (Mitchell, 1993)	7
Figure 4 : Couche octaédrique (Mitchell, 1993).....	8
Figure 5 : Structure des feuillets de kaolinite et de montmorillonite (Mitchell, 1993)	9
Figure 6 : Photographie au microscope électronique à balayage des argiles (Mitchell,1993)	10
Figure 7 : Types de fondations superficielles (NF P 94-261).....	16
Figure 8 : Schéma d'une fondation superficielle (Kassoul, 2015)	16
Figure 9 : Différents types de radier (Adjovi et Fall, 2017)	19
Figure 10 : Distribution des pressions sous un radier (Leonards, 1968)	20
Figure 11 : Types de fondations selon leurs dimensions (Kassoul, 2015)	21
Figure 12 : Types de semelles isolées à Diamniadio avec leurs dispositions constructives (Adjovi et Fall, 2017)	27
Figure 13 : Radier sur remblai avec ses dispositions constructives (Adjovi et Fall, 2017).....	28
Figure 14 : Courbe pressiométrique (NF P 94-110).....	32
Figure 15 : Limites d'Atterberg.....	35
Figure 16 : Modèle radier chargé	42
Figure 17 : réaction du sol.....	42

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Résultats des sondages carottés	31
Tableau 2 : Caractéristiques pressiométriques	33
Tableau 3 : Programme des essais de laboratoire.....	34
Tableau 4 : Nature du sol selon l'indice de plasticité (Philipponnat et Hubert, 2003).....	36
Tableau 5 : Classification des matériaux en fonction du pourcentage massique en carbonate (NF P94-048).....	37
Tableau 6 : Résultats des essais de laboratoire.....	39
Tableau 7 : Valeurs du coefficient K (NF P 94-261)	41
Tableau 8 : Tassement estimé et contraintes admissibles.....	43

ANNEXES



Géotechnique - laboratoire de sols - contrôle qualité
 39 MAMELLES AVIATION PRES DE LA PHARMACIE MAMELLES
 TEL DAKAR : 33 865 31 61 / TEL SAINT-LOUIS : 33 861 88 54 / FAX : 33 825 56 22
 BP 11332 - DAKAR PEYTAVIN - SENEGAL
 E-MAIL : labosol.dakar@labosol.sn / labosol.saintlouis@labosol.sn

PROJET		ECHANTILLON	
Projet :	Construction d'un complexe sportif de haut niveau	Sondage :	SC1
Client :	DDSC	Profondeur (m) :	0,00-1,50
Site :	Diamniadio	Nature :	Argile noirâtre
Référence offre :	2019-47843-a/ARD/sld	Date de prélèvement :	05/11/2019

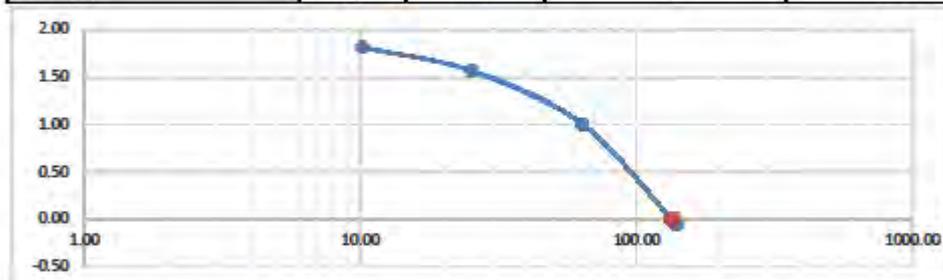
GONFLEMENT A L'OEDOMETRE		XP P 94-091	
Date d'essai :	10/11/2018	Opérateur :	El Hadj Vieux CISSE

Teneur en eau - NF P 94-050		
	AVANT ESSAI	APRES ESSAI
Masse échantillon humide (g)	132	63.78
Masse échantillon sèche (g)	111.85	50.9
Masse de l'eau (g)	20.05	12.88
Teneur en eau (%)	17.9	25.3

Masse volumique échantillon - NF P 94-053			
Masse de la tare (g)	60.07	Diamètre (mm)	50
Masse tare + échantillon (g)	122.87	Hauteur H0 (mm)	18
Masse échantillon (g)	62.8	MV avant essai (kg/m³)	1999
		MV après essai (kg/m³)	2030

Echelle comparateur 0.01

Caractéristiques initiales échantillons				
Echantillon N°	1	2	3	4
Charge (Kg)	0.2	0.5	1.25	2.75
Lecture	29	25	16	-1
Contraint verticale (Kpa)	10.19	25.46	63.66	140.06
ΔH_f (mm)	0.29	0.25	0.16	-0.01
H _i (mm)	16.00	16.00	16.00	16.00
$\Delta H/H_i$ (%)	1.81	1.56	1.00	-0.06



Pression de gonflement σ_g (KPa)	135	Rapport de gonflement R _g (%)	2.28
---	-----	--	------

LABOSOL - AGTS
 39 MAMELLES AVIATION
 PRES DE LA PHARMACIE MAMELLES
 TEL 33 865 31 61 - FAX (20) 33 02 96 22
 BP 11332 Dakar Peytavin

Chef Service Laboratoire :
 Mlle Seynabou Diallo

PROJET		ECHANTILLON	
Projet :	Construction d'un complexe sportif de haut niveau	Sondage :	SC2
Client:	DDSC	Profondeur (m) :	0,00-0,75
Site :	Diamniadio	Nature :	Argile noirâtre
Référence offre :	2019-47843-a/ARD/sld	Date de prélèvement :	08/11/2019

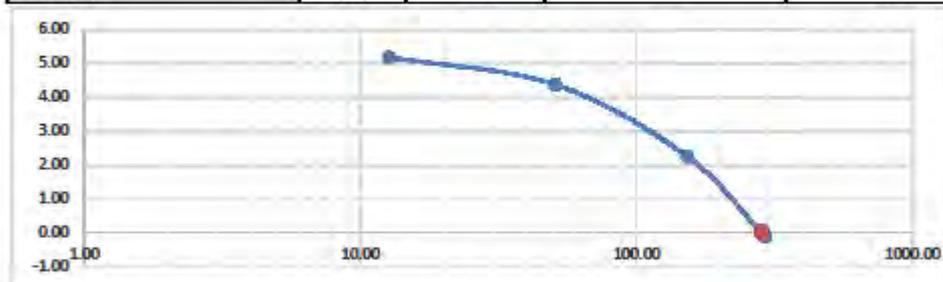
GONFLEMENT A L'OEDOMETRE		XP P 94-091	
Date d'essai :	14/11/2019	Opérateur :	El Hadji Vieux CISSE

Teneur en eau - NF P 94-050		
	AVANT ESSAI	APRES ESSAI
Masse échantillon humide (g)	149.28	85.79
Masse échantillon sèche (g)	128.1	53.04
Masse de l'eau (g)	21.18	11.85
Teneur en eau (%)	16.5	22.0

Masse volumique échantillon - NF P 94-053			
Masse de la tare (g)	59.22	Diamètre (mm)	50
Masse tare + échantillon (g)	121.89	Hauteur H0 (mm)	16
Masse échantillon (g)	62.67	MV avant essai (kg/m ³)	1995
		MV après essai (kg/m ³)	2094

Echelle comparateur 0.01

Caractéristiques initiales échantillons				
Echantillon N°	1	2	3	4
Charge (Kg)	0.25	1	3	5.75
Lecture	83	70	36	-2
Contraint verticale (Kpa)	12.73	50.93	152.79	292.85
ΔH_f (mm)	0.83	0.70	0.36	-0.02
H _i (mm)	16.00	16.00	16.00	16.00
$\Delta H/H_i$ (%)	5.19	4.38	2.25	-0.13



Pression de gonflement σ_g (KPa)	285	Rapport de gonflement R_g (%)	6.00
---	-----	---------------------------------	------

PROJET		ECHANTILLON	
Projet :	Construction d'un complexe sportif de haut niveau	Sondage :	SC3
Client:	DDSC	Profondeur (m) :	1,00-1,00
Site :	Diamniadio	Nature :	Argile noirâtre
Référence offre :	2019-47843-a/ARD/sld	Date de prélèvement :	08/11/2019

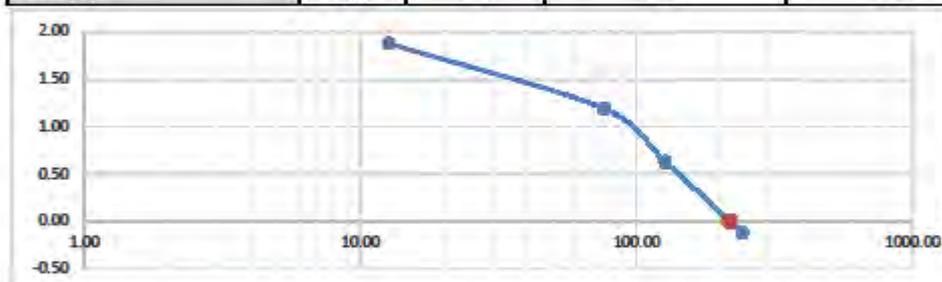
GONFLEMENT A L'OEDOMETRE		XP P 94-091	
Date d'essai :	17/11/2019	Opérateur :	El Hadji Vieux CISSE

Teneur en eau - NF P 94-050		
	AVANT ESSAI	APRES ESSAI
Masse échantillon humide (g)	135.37	85.17
Masse échantillon sèche (g)	113.15	52.57
Masse de l'eau (g)	22.22	12.6
Teneur en eau (%)	19.6	24.0

Masse volumique échantillon - NF P 94-053			
Masse de la tare (g)	58.59	Diamètre (mm)	50
Masse tare + échantillon (g)	122.69	Hauteur H0 (mm)	16
Masse échantillon (g)	64.1	MV avant essai (kg/m ³)	2040
		MV après essai (kg/m ³)	2074

Echelle comparateur 0.01

Caractéristiques initiales échantillons				
Echantillon N°	1	2	3	4
Charge (Kg)	0.25	1.5	2.5	4.75
Lecture	30	19	10	-2
Contraint verticale (Kpa)	12.73	76.39	127.32	241.92
ΔH_f (mm)	0.30	0.19	0.10	-0.02
H _i (mm)	16.00	16.00	16.00	16.00
$\Delta H/H_i$ (%)	1.88	1.19	0.63	-0.13



Pression de gonflement σ_g (KPa)	218	Rapport de gonflement R _g (%)	2.27
---	-----	--	------

PROJET		ECHANTILLON	
Projet :	Construction d'un complexe sportif de haut niveau	Sondage :	SC3
Client:	DDSC	Profondeur (m) :	6,00-7,50
Site :	Diamniadio	Nature :	Marne jaunâtre
Référence offre :	2019-47843-a/ARD/sld	Date de prélèvement :	08/11/2019

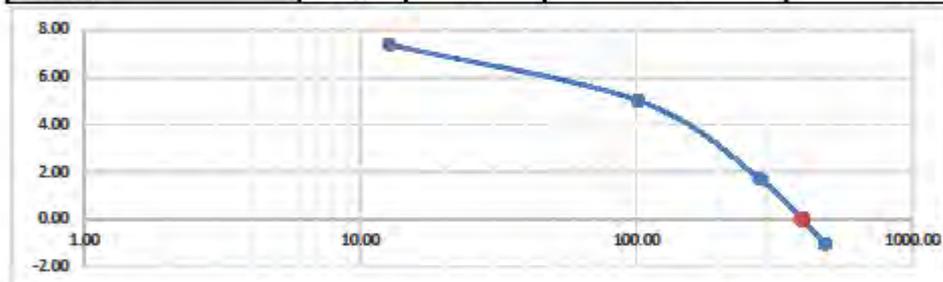
GONFLEMENT A L'OEDOMETRE		XP P 94-091	
Date d'essai :	14/11/2019	Opérateur :	El Hadji Vieux CISSE

Teneur en eau - NF P 94-050		
	AVANT ESSAI	APRES ESSAI
Masse échantillon humide (g)	128.68	61.59
Masse échantillon sèche (g)	90.31	40.74
Masse de l'eau (g)	38.37	20.85
Teneur en eau (%)	42.5	51.2

Masse volumique échantillon - NF P 94-053			
Masse de la tare (g)	58.65	Diamètre (mm)	50
Masse tare + échantillon (g)	117.28	Hauteur H0 (mm)	16
Masse échantillon (g)	58.63	MV avant essai (kg/m ³)	1866
		MV après essai (kg/m ³)	1980

Echelle comparateur 0.01

Caractéristiques initiales échantillons				
Echantillon N°	1	2	3	4
Charge (Kg)	0.25	2	5.5	9.5
Lecture	118	80	27	-17
Contraint verticale (Kpa)	12.73	101.86	280.11	483.83
ΔH_f (mm)	1.18	0.80	0.27	-0.17
H _i (mm)	16.00	16.00	16.00	16.00
$\Delta H/H_i$ (%)	7.38	5.00	1.69	-1.06



Pression de gonflement σ_g (KPa)	400	Rapport de gonflement R _g (%)	8.08
---	-----	--	------

TABLE DES MATIERES

DEDICACES.....	I
REMERCIEMENTS	II
LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS	III
RESUME.....	IV
SOMMAIRE	V
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU SITE D'ETUDE	2
INTRODUCTION.....	2
1.1 CADRE GEOGRAPHIQUE	2
1.1.1 Localisation du site.....	2
1.1.2 Hydrographie et géomorphologie.....	3
1.1.3 Pluviométrie	3
1.1.4 Végétation	3
1.2 CONTEXTE GEOLOGIQUE	4
CONCLUSION PARTIELLE.....	6
CHAPITRE 2 : ETUDE DU PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT	7
INTRODUCTION.....	7
2.1 NATURE ET STRUCTURE DES SOLS ARGILEUX.....	7
2.1.1 Caractérisation minéralogique des argiles.....	7
2.1.2 Structure moléculaire des argiles.....	8
2.1.3 Propriétés des argiles.....	10
2.2 APPROCHE GEOTECHNIQUE DU PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT	11
2.2.1 Définition des paramètres de gonflement.....	11
2.2.2 Méthodes indirectes de caractérisation.....	12
2.2.3 Méthodes directes de caractérisation : essais de gonflement.....	12
CONCLUSION PARTIELLE.....	14
CHAPITRE 3 : INTERACTION SOL GONFLANT-FONDATEMENTS.....	15

INTRODUCTION.....	15
3.1 GENERALITES SUR LES FONDATIONS.....	15
3.1.1 Fondations superficielles.....	15
3.1.2 Fondations profondes.....	20
3.2 PATHOLOGIE DES CONSTRUCTIONS SUR SOLS GONFLANTS.....	21
3.2.1 Fondation superficielle sur sol gonflant.....	21
3.2.2 Un pieu dans un sol gonflant.....	22
3.3 TECHNIQUES DE CONSTRUCTION SUR SOLS GONFLANTS.....	22
3.3.1 Traitement des sols.....	22
3.3.2. Adaptation de la fondation au gonflement.....	25
CONCLUSION PARTIELLE.....	29
CHAPITRE 4 : INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES ET PRINCIPE DU DIMENSIONNEMENT DU RADIER APPLIQUE A UN BATIMENT SS+R+8 ^E	30
INTRODUCTION.....	30
4.1 INVESTIGATIONS GEOTECHNIQUES.....	30
4.1.1 Sondages carottés.....	30
4.1.2 Sondages pressiométriques.....	31
4.1.3 Essais de laboratoire.....	33
4.2 DIMENSIONNEMENT DU RADIER.....	40
4.2.1 Méthode générale de justification des fondations.....	40
4.2.2 Etat-limite de mobilisation de la capacité portante (critère de rupture) - contrainte admissible (q_{adm}) à partir des essais pressiométriques.....	40
4.2.3 Etat-limite vis-à-vis des déformations : estimation des tassements.....	41
4.2.4 Présentation des résultats de calcul du radier.....	41
4.2.5 Dispositions constructives.....	43
CONCLUSION PARTIELLE.....	45
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.....	46
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	47

Liste des normes citées.....	48
LISTES DES FIGURES.....	A
LISTE DES TABLEAUX.....	B
ANNEXES.....	C
TABLE DES MATIERES.....	G