

## PATHOLOGIE D'UN BÂTIMENT INDUSTRIEL À SAINT-CÉSAIRE (QUÉBEC)

## PATHOLOGY OF AN INDUSTRIAL BUILDING AT SAINT-CÉSAIRE (QUÉBEC)

TAHAR AYADAT

Département de Génie Civil, Université de Prince Mohammad Bin Fahd

### RÉSUMÉ

Une expertise géotechnique a été réalisée en vue de déterminer les causes des désordres (tassements et dénivellations) des murs et dalles observés dans la partie ouest de l'agrandissement d'un bâtiment industriel à Saint-Césaire (Québec) réalisée en 2005 pour ajout d'une machine de production.

Cet article comprend les observations établies lors des visites de lieux effectuées pour prendre connaissance de l'état de l'agrandissement du bâtiment (notamment du côté ouest), la description des travaux de reconnaissance des sols effectués sur le terrain et en laboratoire ainsi que les résultats obtenus, les conditions de l'eau souterraine dans l'emprise de l'agrandissement du bâtiment, les résultats des calculs de tassements totaux et différentiels, vérifications des hypothèses établies pour se prononcer sur les causes principales des désordres survenus dans le bâtiment, ainsi que nos commentaires et recommandations géotechniques pour les travaux de réfection proposés.

**Mots clés :** Expertise, Désordres, Pathologie, Bâtiment, Industriels, Méthode de réfection.

### ABSTRACT

A geotechnical expertise has been carried out in order to determine the causes of disorders (i.e. settlement and tilting) of walls and slabs observed in the western side of an industrial building extension at Saint-Césaire (Quebec), performed on 2005 for the purpose of adding a production machine.

This paper includes the observations established during the different site visits made for the assessment of the status of the building expansion (notably in the western side), the description of the soils' exploration works carried out on the field and in the lab as well as the results obtained, the conditions of the groundwater beneath the building expansion, the results of the calculations of totals and differential settlements, assessment of the different assumptions made to pronounce on the main causes of disorders observed in the building, as well as our comments and geotechnical recommendations concerning the rehabilitation works proposed.

**Keywords:** Expertise, Disorders, Pathology, Building, Industrial, Rehabilitation works

## 1. INTRODUCTION

Étudier et réhabiliter les pathologies de fondation est l'une des activités les plus intéressantes dans le domaine de la géotechnique, en raison des difficultés techniques et la vaste gamme de connaissances nécessaires ou requises pour prendre des décisions. Les pathologies de fondation ont lieu, généralement, soit par un changement soudain dans les conditions de fondations d'une construction ou par une mauvaise conception de telles fondations. En tout cas, l'analyse préliminaire des conditions avant et après l'apparition des désordres permet toujours de proposer les mesures de réfection nécessaires.

Une investigation géotechnique a été effectuée afin de réaliser une expertise géotechnique en vue de déterminer les causes des désordres (tassements et dénivellations) des murs et dalles observés dans la partie ouest de l'agrandissement d'un bâtiment industriel réalisée en 2005 pour ajout d'une machine de production. L'agrandissement du bâtiment industriel a été réalisé au côté nord de la propriété.

L'étude comportait la réalisation de cinq forages géotechniques avec des essais de laboratoire pour déterminer la stratigraphie des sols et les conditions de l'eau souterraine dans l'emprise de l'agrandissement du bâtiment. Trois forages ont été projetés le long du mur à l'extérieur de la partie du bâtiment réalisée en 2005 (côtés nord et ouest) et deux forages ont été prévus à l'intérieur de cette agrandissement. Suite à l'interprétation des données géotechniques et des informations déduites des rapports fournis ou disponibles, des calculs de tassements totaux et différentiels et des vérifications des hypothèses établies ont été effectués pour se prononcer sur les causes principales des désordres survenus dans la partie ouest de l'agrandissement. En outre, des visites de lieux ont été effectuées pour prendre connaissance de l'état de l'agrandissement du bâtiment, notamment du côté ouest.

Cet article contient la description des travaux de reconnaissance des sols effectués sur le terrain et en laboratoire, les résultats obtenus ainsi que nos commentaires et recommandations géotechniques pour les travaux de réfection proposés. Le présent rapport renferme aussi les informations utiles obtenues des études géotechniques ultérieures, notamment les résultats d'essais de consolidation effectués sur l'argile molle. Selon la carte des sols publiée par le ministère de l'Énergie et des Ressources du Québec en 1984 [1], les dépôts meubles de surface dans le voisinage du site à l'étude seraient constitués d'argile déposée le long de la rivière Yamaska.

## 2. DESCRIPTION DU PROBLÈME

Lors des visites des lieux effectués en mois de juillet et octobre 2010, il a été constaté que :

1. Le mur extérieur de la partie du bâtiment examinée (c.à.d. le mur extérieure de l'agrandissement du bâtiment)

s'était enfoncé d'environ 40 mm. Ce tassement est principalement observable par l'intérieur du bâtiment. La dalle de béton sur sol a suivi le mouvement du mur et cette dernière s'incline en direction dudit mur.

2. Une partie du mur séparant l'ancienne bâtisse et l'agrandissement, exactement au niveau de l'ouverture aménagée entre les axes 14 et 15, s'était entassée. La partie de la dalle de béton sur sol de l'ancien bâtiment adjacente au poteau 15-Z a suivi le mouvement du mur et cette derrière s'enfonce de plus de 200 mm. Le poteau de l'appui 15-Z est placé sur pieu.
3. La partie de la dalle en béton sur sol située dans le côté sud du radier de l'agrandissement (au niveau du caniveau situé entre les axes 13 et 15) s'était incliné d'environ 30 mm en direction opposée dudit radier. Il est à noter que le radier est fondé sur des pieux.

Le plan de la bâtisse, incluant l'ancien bâtiment et l'agrandissement, est représenté dans la Figure suivante (Figure 1) :

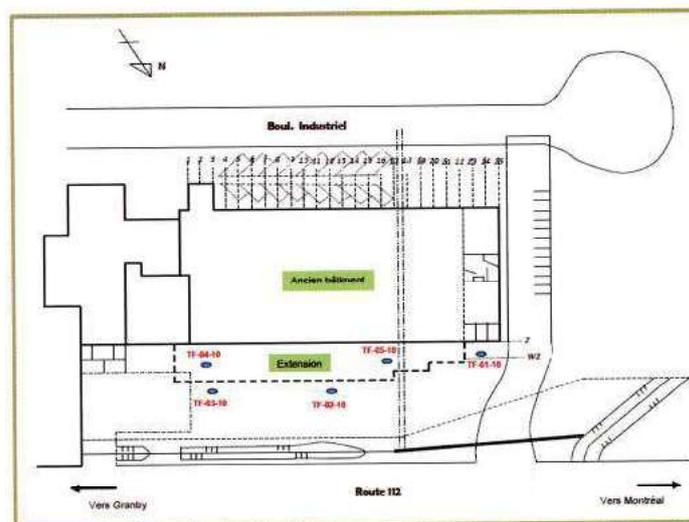


Figure 1. Plan du bâtiment et de localisation des forages

Figure 1. Top view of the building and locations of the boreholes

En outre, l'état des lieux est décrit au moyen des photos prises lors de nos visites. Quelques photos exemples sont regroupées dans les Figures 2 à 5. Ces photos montrent :

- L'enfoncement du mur extérieur (axe W2) de l'agrandissement ainsi qu'une partie de la dalle avoisinante entre les axes 14 et 16. L'inclinaison du caniveau adjacent est notable notamment entre les axes 14 et 15.
- Le tassement d'une partie de la dalle située à côté du radier fondé sur pieux. Le tassement est localisé dans le côté sud du radier entre les axes 13 et 15. Une

fois de plus, l'inclinaison du caniveau confirme cette constatation notamment entre les axes 13 et 14.

- L'enfoncement substantiel de la dalle de l'ancien bâtiment par rapport à celle de l'agrandissement. Il est à noter que la dalle de l'agrandissement à cet endroit est collée au poteau fondé sur pieu.
- Les fissures aléatoires de la dalle de la partie de l'agrandissement située entre les axes 13 et 17.
- Le détachement d'une partie du mur métallique au niveau de la poutrelle reposant sur un poteau fondé sur semelle superficielle isolée.

Deux mesures préventives ont été réalisées immédiatement afin d'éviter des désordres plus importants, en l'occurrence :

- D'abord, vis-à-vis des axes 14, 15 et 16 à la jonction des axes Z et W2, les boulons liant la membrure inférieure des poutrelles d'acier aux colonnes d'acier ont été enlevés dans le but d'éviter des effets gauches engendrés par le mouvement de la charpente d'acier.
- La ligne de distribution d'eau transversale du réseau de gicleurs dans le même secteur est entraînée par le déplacement de la charpente d'acier à laquelle elle est retenue. Les efforts au niveau du joint de raccordement ont été libérés.

En outre, une inspection visuelle attentive a permis de noter les éléments suivants :

1. Une salle d'entreposage de peinture située dans le côté ouest du mur extérieur de l'agrandissement. Cette aire de stockage est localisée entre les axes 16 & 17 et Z et W2.
2. Existence d'arbres implantés à environ 4,5 m du mur extérieur de l'agrandissement du bâtiment dans la partie engendrée par les axes 15 et 16.
3. Le mur enfoncé se trouve au sommet d'un terrain en pente d'un angle d'inclinaison modéré.
4. Du côté ouest du site, on retrouve un cours d'eau coulant vers le nord, mais présentant un coude favorisant l'érosion des berges du côté du bâtiment. Un décrochement semble d'ailleurs s'être produit à cet endroit par le passé.
5. L'absence de tous équipements dégageant la chaleur dans l'entourage des parties enfoncées (élément qui favorisent le séchage de l'argile).
6. Quelques fondations sont placées sur des pieux, tandis que d'autres sont des fondations isolées, tel que confirmé par le client.



**Figure 2. Inclinaison d'une partie de la dalle entre les axes 13 et 15 adjacents au radier sur pieux (vue du côté est)**

**Figure 2. Inclination of part of the slab between axis 13 and 15 adjacent to the piled (east side view)**



**Figure 3. Enfoncement du mur extérieur de l'axe W2 et inclinaison de la dalle entre les axes 14 et 16 (vue du côté ouest)**

**Figure 3. Punching of the external wall of the W2 axis and tilt of the slab between the axis 14 and 16 (west side view)**



**Figure 4. Fissuration et dénivèlement de la dalle à côté d'un poteau**

**Figure 4. Cracking and tilting of the slab next to a column**



Figure 5. Dénivellement entre la dalle de l'ancien bâtiment et la dalle de l'agrandissement.

Figure 5. Shifting between the slabs of the original building and the extension

### 3. TRAVAUX DE RECONNAISSANCE

Les travaux de chantier, réalisés les 04 & 05 octobre et le 04 novembre 2010, ont consisté à effectuer cinq (5) forages géotechniques numérotés F-01 à F-05, disposés à l'extérieur et à l'intérieur du bâtiment industriel (Figure 1). L'implantation des forages sur le site a été réalisée en tenant compte des contraintes dues aux infrastructures souterraines, notamment à l'intérieur du bâtiment. Les forages F-01 à F-03 sont localisés à l'extérieur du bâtiment dans le côté nord du mur extérieur. Tandis que les forages F-04 et F-05 sont disposés à l'intérieur de l'agrandissement du bâtiment. Les forages F-01 et F-03 se sont arrêtés à une profondeur de 10,37 m sous la surface du terrain. L'échantillonnage au forage F-02 a été arrêté à la profondeur 17,39 m pour être poursuivi au test de pénétration dynamique jusqu'au refus à une profondeur d'environ 20,00 m. En outre, un profil de résistance au cisaillement non drainé  $C_u$  (essai au scissomètre) a été établi dans le dépôt d'argile dans le forage F-01 à la profondeur proche de 4,55 m à 10,25 m. Les forages F-04 et F-05 ont été arrêtés à la profondeur 3,05 m.

Tous les échantillons de sol prélevés dans les forages ont été acheminés au laboratoire où ils ont fait l'objet d'une description visuelle détaillée par un ingénieur en géotechnique. En outre, quelques essais de laboratoire ont été effectués sur certains échantillons sélectionnés.

La stratigraphie des sols à l'emplacement des forages est composée d'une couche de remblai composé d'un mélange de gravier, sable et silt en proportions variables. Sous le remblai, on retrouve un dépôt épais d'argile silteuse grise molle d'une épaisseur d'environ 17,0 m. Cette couche est suivie dans le forage F-02 d'une couche consistante (probablement du till) jusqu'à l'arrêt du forage au refus sur roc probable à environ 20,0 m. La stratigraphie du site peut être résumée comme suit :

1. Directement en surface dans tous les forages, on rencontre une couche de remblai hétérogène de 1,83 à 2,14 m d'épaisseur. Si l'on tient compte de tous les sondages réalisés, on constate que l'épaisseur du remblai diminue du nord-est et du nord-ouest vers le centre et de la propriété et légèrement de l'est vers l'ouest. La composition granulométrique des matériaux de remblai varie du gravier et sable avec un peu de silt à silt sableux avec traces de gravier avec des proportions de gravier comprises entre 1,97 et 65,5 %, des proportions de sable comprises entre 20,36 et 68,05 % tandis que les fractions de silt varie entre 14,14 et 71,2 %. Ces informations suggèrent que le remblai est en général plutôt perméable. Les valeurs d'indice  $N$  enregistrées dans la couche de remblai varient de 3 à 54. Toutefois, si l'on écarte les fortes valeurs d'indice  $N$  mesurées entre 0 et 0,6 m dans les forages F-02 et F-01, la compacité du remblai peut être qualifiée de lâche à compacte. A noter que l'indice  $N$  est l'indice de pénétration standard exprimé par le nombre de coups nécessaire pour enfoncer le carottier de 300 mm dans le sol, le tout suivant la procédure normalisée ASTM D-1586 (SPT). Le carottier est un carottier fendu de 51 mm de diamètre enfoncé dans le sol par battage avec un bélier de 63,5 kg tombant d'une hauteur de 760 mm.
2. Dans tous les forages réalisés à l'extérieur, on trouve sous le remblai à la profondeur d'environ 2,0 m un horizon de terrain naturel composé d'une couche d'argile silteuse grise. La valeur d'indice  $N$  mesurée dans cette couche est de 0 à 1, ce qui indique que le dépôt est mou à très mou. Similairement, au niveau des forages effectués à l'intérieur du bâtiment, on trouve sous le remblai à la profondeur voisine de 3,96 m une couche épaisse d'argile silteuse grise molle. D'après les observations et les résultats de l'essai de pénétration dynamique, l'épaisseur de la couche est d'environ 17,0 m. Un essai au scissomètre a été effectué dans ce dépôt d'argile silteuse dans le forage F-01. Les résultats obtenus montrent une résistance ( $C_u$ ) variant entre 19,25 et 28,01 kPa avec une moyenne d'environ 22,46 kPa. En se basant sur les valeurs mesurées de  $C_u$ , l'argile grise peut être classifiée comme une argile molle. D'après les résultats des analyses granulométriques effectuées par sédimentation, le pourcentage d'argile (particules de dimensions inférieures à 0,002 mm) des échantillons

analysés est de 62,9 et 63,6 % respectivement. D'autre part, le pourcentage de silt (particules de dimensions inférieures à 0,08 mm) est de 35,89 et 36,11 %. Ce qui indique que les sols analysés sont composés essentiellement de sols à texture fine (argile et silt). D'après les résultats des essais de limites de consistance, la limite de liquidité du dépôt d'argile silteuse grise est de 54,9 à 58,2 % et la limite de plasticité est de l'ordre de 20,8 à 22,9 %. Sur la base de ces résultats, le sol constituant les dépôts naturels peut être classé comme un sol de type CH (sol de plasticité élevée). La teneur en eau naturelle du dépôt varie entre 64,14 et 77,70 %. Ainsi, les teneurs en eau naturelle sont supérieures à la limite de liquidité, ce qui est un indicateur d'une argile sensible. Les résultats de l'essai de consolidation de cette argile sont résumés au Tableau 1.

3. Sous le dépôt d'argile grise, une couche consistante a été interceptée à l'endroit du forage F-02 à une profondeur dépassant les 18,91 m. D'après les résultats de l'essai de pénétration dynamique, l'épaisseur de la couche est d'environ 1,17 m. En se basant sur les résultats des forages réalisés en 2005, on peut déduire que cette couche est probablement du till. Un refus a été enregistré dans le forage F-02 à une profondeur de 20,08 m, indiquant l'interception probable du socle rocheux.

La profondeur de la nappe phréatique a été mesurée à partir de deux tubes d'observation installés dans les forages F-01 et F-04. Un relevé effectué le 19 octobre 2010 indique que le niveau d'eau est à 4,07 m et 4,07 m par rapport au sommet du forage, respectivement.

**Tableau 1 : Résultats de l'essai de consolidation**  
**Table1. Results of the consolidation test**

Paramètres	Profondeur (m)	
	5,60	10,75
Pression de préconsolidation, $\sigma'_p$ (kPa)	62	100
Indice des vides ( $e_c$ )	2,36	2,11
Indice de compression ( $C_c$ )	2,31	3,10
Indice de recompression ( $C_r$ )	0,06	0,02
Coefficient de consolidation, $C_v$ (m <sup>2</sup> /s)	$3,5 \times 10^{-9}$	$6,0 \times 10^{-9}$

#### 4. DIAGNOSTIC DU PROBLÈME

Selon les informations documentées, l'agrandissement du bâtiment industriel actuel sur sa face avant (face nord) réalisé en 2005 avait pour but l'ajout d'une machine de production, juxtaposant une superficie de 1 136 m<sup>2</sup>. Une zone d'entreposage de 161 m<sup>2</sup> est également prévue à l'arrière du bâtiment. Elle abritait essentiellement des barils de 45 gallons empilés par groupes de quatre sur trois étages

le long des murs. Pour supporter une charge de 500 kN, on prévoit de recourir à un radier de manière à uniformiser cette charge sur l'ensemble de la surface d'entreposage.

En se basant sur les résultats des travaux de reconnaissance, une vérification des hypothèses a été effectuée comme suit :

- Tel que mentionné dans la section précédente, les sols de fondations situés sous la nappe phréatique sont des sols fins mous. D'après les valeurs de la résistance au cisaillement ( $C_u$ ) et de l'indice de pénétration enregistré au niveau de cette couche molle, une vérification du problème de liquéfaction est requise. Le potentiel de liquéfaction des dépôts argileux a été vérifié par les méthodes proposées par Desmond et al.[2] et Bray et al. [3]. Le pourcentage d'argile entrant dans la composition de cette couche est de l'ordre de 62,9 à 63,6 %, sa limite de liquidité est de l'ordre de 54,9 à 58,2 %, et son indice de plasticité est situé entre 34,2 et 35,3 %. En outre, le rapport entre sa teneur en eau naturelle et sa limite de liquidité est de l'ordre de 1,2 à 1,4. D'après les critères Desmond et al.[2] et Bray et al. [3], un sol fin avec de telles caractéristiques n'est pas susceptible au phénomène de liquéfaction.
- Les six éléments mentionnés à la fin de l'introduction du présent manuscrit, en l'occurrence: salle d'entreposage, inclinaison du terrain naturel, rabattement de la nappe phréatique, existence des arbres et du cours d'eau ont été écartés des hypothèses formulées pour le diagnostic du présent problème. Ceci est dû au fait que :
  - La surcharge additionnelle de la salle d'entreposage sur le dépôt d'argile n'a engendré aucun effet défavorable sur les murs de la dite salle.
  - Le talus, les arbres et le cours d'eau sont situés dans le côté nord à l'extérieur de l'agrandissement alors que les désordres et les tassements les plus remarquables ont été observés du côté du mur intérieur séparant l'ancien bâtiment et l'agrandissement (mur de l'axe Z).
  - La possibilité de dessèchement de l'argile ne peut pas être envisageable en l'absence des éléments émetteurs de chaleur et la présence d'une aération adéquate. Aussi, le rabattement de la nappe phréatique ne peut pas causer un problème affectant juste quelques parties du site. Le rabattement de la nappe phréatique provoque des effets néfastes même sur les pieux, tel que le frottement négatif. En plus, les relevés des niveaux d'eau souterraine effectués dans la présente étude (forages F-01 et F-04) indiquent que le niveau de la nappe phréatique n'a pas été influé.

D'après les analyses préliminaires, les désordres observés ne peuvent être que le résultat d'un :

1. tassement excessif (dépassant amplement le tassement admissible) des fondations superficielles isolées des parties des murs enfoncés.
2. tassement différentiel notable entre les deux systèmes de fondations adoptés (c-à-d. les pieux et les fondations superficielles).
3. tassement différentiel entre le radier et la dalle sur sol adjacente du côté sud. Il paraît que la circulation des engins de chargement dans ce côté a favorisé ce tassement.

Ces différents tassements sont causés essentiellement par la consolidation de l'argile silteuse dans le temps. Le dépôt d'argile est mou et normalement consolidé ayant un indice de compression  $C_c$  élevé (variant entre 2.31 et 3.10). Cette hypothèse est confirmée par les calculs préliminaires de tassements de consolidation. Ces calculs préliminaires ont été effectués en considérant une couche d'argile de 17,0 m d'épaisseur divisée fictivement en sous-couche de 0,5 m d'épaisseur. Les résultats obtenus des calculs de tassement effectués pour une semelle carrée d'une largeur  $B = 1,0$  m et pour différents charges (contraintes) appliquées sur la semelle sont représentés dans la Figure 6. La variation du temps de consolidation avec le degré de consolidation est représentée sur la Figure 7. D'après cette figure (Figure 7), on peut déduire que 80% du tassement total se manifeste dans les premiers 20 ans. En outre, pour une charge de fondation de 30 kPa, le tassement total est de l'ordre de 250 mm.

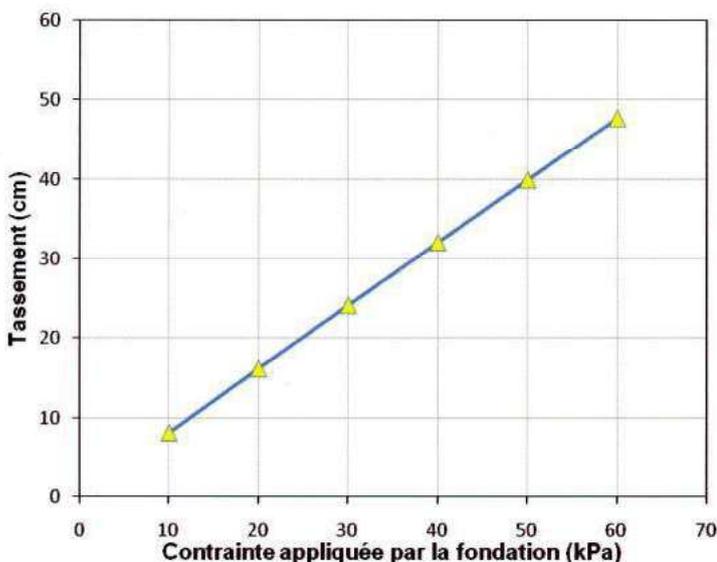


Figure 6. Variation du tassement en fonction de la contrainte appliquée pour l'argile silteuse.

Figure 6. Variation of settlement with applied stress for the silty clay.

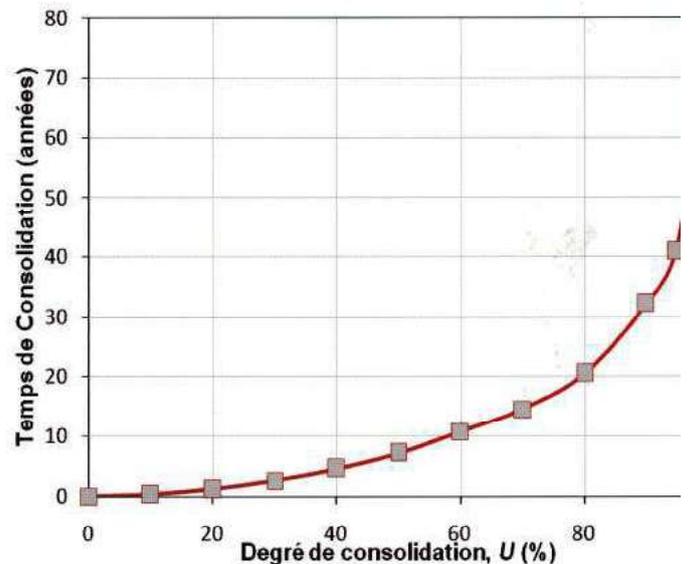


Figure 7. Variation du temps de consolidation en fonction du degré de consolidation pour l'argile silteuse.

Figure 7. Variation of consolidation time in function of the degree of consolidation for the silty clay.

Cependant, il pourrait que ce problème de tassement ait été amplifié par le remaniement de l'argile lors d'excavations des fonds de fondations et/ou par la présence d'un remblai lâche sous les semelles. La première hypothèse (remaniement de l'argile) est difficile à vérifier en l'absence de rapports d'inspection de fonds d'excavations. Par conséquent, la deuxième hypothèse est fondée sur le fait que dans le cas de l'agrandissement (côté des désordres) l'épaisseur du remblai est d'environ 2,0 m, tandis que dans le cas contraire (ou aucun désordre n'a été observé), l'épaisseur est moindre que 0,5 m. Il est à noter que les fondations isolées sont placées à 1,5 m pour les murs extérieurs et 0,5 m pour les murs intérieurs.

## 5. TRAVAUX DE RÉFECTION PROPOSÉS

Selon les résultats des travaux de chantier et de laboratoire, le site de l'agrandissement est recouvert de remblai reposé directement sur un dépôt d'argile silteuse de consistance moyenne et caractérisée par un état normalement consolidé à faible consolidation. Ce dépôt d'argile peut être drainé verticalement des deux côtés (présence d'un remblai lâche en surface et d'une couche de till en bas). Ces conditions peuvent entraîner des tassements plus ou moins importants dont l'ampleur dépend des charges appliquées.

Sur la base du diagnostic et des résultats de calculs présentés à la section précédente, il était normalement requis de faire reposer les fondations de ce bâtiment sur des pieux fondés en refus avec dalle structurale.

D'ailleurs, c'est dans cette perspective qu'il est préconisé de remédier au problème décrit dans la présente étude par l'installation de pieux en sous-œuvre au moins sous les semelles des parties enfoncées. Ces pieux sont placés sur place par battage dans le dépôt argileux et la couche de till sous-jacente jusqu'au refus sur le socle rocheux intercepté à environ 20 m. En se basant sur le fait que le bâtiment existant n'a subi aucun désordre ou anomalie pendant plus d'une décennie, on a suggéré d'utiliser le même type de pieux et la même méthode d'installation déjà employée sur le site pour les fondations du radier. Une vérification a été effectuée, en tenant compte d'un éventuel frottement négatif dans le temps, a confirmé que le système de fondation adopté est adéquat.

Enfin, si des charges de longue durée sont à prévoir dans l'entourage des pieux, on devra tenir compte des charges additionnelles sur ceux-ci causées par le frottement négatif. En outre, les parties inclinées de la dalle doivent être rectifiées. Dans ce cas, s'il y a lieu, le remblai en place doit être entièrement excavé et que l'argile silteuse sensible ne soit pas remaniée. Lorsqu'un rehaussement sous la dalle par un matériau granulaire est requis, il est suggéré d'utiliser un matériau d'une masse volumique faible ou modérée tel que du sable au lieu de la pierre concassée. Aucune charge de longue durée ne devra être supportée par la dalle sur sol. Ce remblai granulaire sera mis en place par couches minces de 300 mm d'épaisseur maximale et compacté à 95 % de la densité sèche maximale du matériau mesurée en laboratoire à l'essai Proctor modifié. La solidité du remblai et l'uniformité de la compacité devraient être vérifiées au moyen d'essais de compaction. Cependant, si l'opération de compactage du dépôt naturel s'avère délicate ou difficile, il est recommandé de prévenir une couche de béton maigre sur la surface du dépôt silteux. La couche de béton maigre doit avoir une épaisseur minimale de 300 mm. Néanmoins, si le sable est utilisé pour le rehaussement, une couche de 300 mm d'épaisseur de pierre concassée MG20 doit être prévue sous la dalle.

Il est suggéré de ne pas séparer la dalle des colonnes et des fondations par des joints d'isolation. Cette suggestion est basée sur le fait que la partie de la dalle entourant le poteau sur pieu situé à côté de l'ouverture aménagée entre les axes 14 et 15 (c.à.d. le poteau 15-Z) n'a pas subi de tassements notables. Si ces conditions sont problématiques ou difficile à respecter, on devra recourir à une dalle structurale supportée par des pieux.

En outre, des précautions particulières doivent être prises, telles que :

- Éviter de remanier l'argile en place au niveau de la base des empattements. De même, l'argile remaniée ou gelée devra être excavée et remplacée par un matériau granulaire densifié.
- Le terrain ne devra pas être rehaussé au-delà de l'élévation 100,0 m, incluant l'épaisseur de la dalle. Le repère de nivellement utilisé correspond au-dessus de la dalle sur sol du bâtiment existant.
- Tout rabattement de la nappe phréatique de la couche argileuse sous l'élévation arbitraire 97,5 m pourra entraîner des tassements.

- Tout sol remanié, mou ou gelé rencontré au fond de l'excavation devra être enlevé et remplacé par un matériau d'emprunt granulaire non gélif, non gonflant et drainant.
- Une profondeur minimale de 1,50 m sous la surface finale du terrain est requise pour obtenir une protection efficace contre les méfaits du gel.
- Les arbres, surtout les feuillus, peuvent causer un retrait des sols argileux. Il faut planter les arbres à une distance suffisante du bâtiment.

## CONCLUSION

Une expertise géotechnique a été effectuée dans le but, d'une part, de déterminer les causes des désordres (tassements et dénivellations) des murs et dalles observés dans la partie ouest de l'agrandissement d'un bâtiment industriel réalisée en 2005 pour ajout d'une machine de production et d'autre part, de proposer et d'établir les travaux de réfection nécessaires.

D'après les analyses, les désordres observés ont été le résultat d'un tassement excessif (dépassant amplement le tassement admissible) des fondations superficielles isolées des parties des murs enfoncés, des tassements différentiels notables entre les deux systèmes de fondations adoptés (c.à.d. les pieux et les fondations superficielles) et des tassements différentiels entre le radier et la dalle sur sol adjacente du côté sud. Il paraît que la circulation des engins de chargement de ce côté a favorisé ce tassement. Ces différents tassements sont causés essentiellement par la consolidation de l'argile silteuse dans le temps. Le dépôt d'argile est mou et normalement consolidé ayant un indice de compression élevé.

Il a été préconisé de remédier à ce problème par l'installation de pieux en sous-œuvre au moins sous les semelles des parties enfoncées. Ces pieux sont placés sur place par battage dans le dépôt argileux et la couche de till sous-jacente jusqu'au refus sur le socle rocheux intercepté à environ 20 m. Il a été suggéré d'utiliser le même type de pieux et la même méthode d'installation déjà employée sur le site pour les fondations du radier. En outre, quelques autres précautions particulières, citées dans l'article, doivent être prises en considération.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Carte des dépôts meubles du Québec, publiée par le Ministère de l'Énergie et des Ressources du Québec, 1984.
- [2] Desmond C.A., Andrews and Martin, Geoffrey R. Criteria for Liquefaction of Silty Soils. Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand, 2000.
- [3] Bray, Jonathan D, Rodolfo B. Sancio, Turan Durgunoglu, Akin Onalp, T Leslie Youd, Jonathon P. Stewart, Raymond B. Seed, Onder K. Cetin, Ertan Bol. M.B. Baturay, C. Christensen, and T. Karadayilar. Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2004.