

Lignes directrices sur la stabilité des pentes à l'égard des demandes d'aménagement

[\[PDF 206 KB\]](#)

1.0 Introduction

L'objectif du présent document est de :

1. Fournir au personnel de la Ville de l'information de base nécessaire à la compréhension et à l'interprétation des rapports techniques portant sur la stabilité des pentes naturelles.
2. Donner un cadre de référence des pratiques (minimales) locales en matière d'évaluation de la stabilité des pentes naturelles.

Ces rapports, généralement rédigés par des ingénieurs-conseils engagés par des promoteurs immobiliers ou des propriétaires individuels, sont remis à la Ville en annexe des demandes d'implantation, de lotissement ou de permis de construire. Ces rapports peuvent aussi être exigés dans les cas d'amendement au Plan officiel et de modification du zonage.

L'objectif général de ces études est d'évaluer si une pente peut être considérée comme stable et, sinon, de définir une « marge de sécurité » longeant la crête de la pente, au-delà de laquelle des structures et autres constructions pourront être élevées. Les pentes instables et les terres comprises dans cette « marge de sécurité » constituent ce qu'on appellera, aux fins du présent document, les « zones dangereuses » (« terres dangereuses » ou « sites dangereux »). Plus généralement, on appelle « zone dangereuse » tout terrain susceptible d'être endommagé par un processus géologique naturel. Dans le cas des pentes instables, les zones dangereuses sont caractérisées par un coefficient de sécurité relatif aux ruptures de talus inférieur à 1,5. En vertu de la loi ontarienne sur l'aménagement du territoire, une zone dangereuse peut être cédée à une municipalité ou à un autre organisme (p. ex. un office de protection de la nature). L'aménagement des zones dangereuses est soumis à des restrictions : on ne peut y construire de structures permanentes, de parc de stationnement ou de voies de circulation, d'aires d'agrément (c.-à-d. un espace aménagé autour d'une habitation, généralement la cour arrière, sur lequel des piscines ou des terrasses sont susceptibles d'être installés), de champs d'épuration, ou toute autre infrastructure de valeur. Les zones dangereuses doivent être exclues des lots constructibles d'un lotissement résidentiel. Dans certains cas, un terrain peut inclure une zone dangereuse, dans la mesure où il inclut également un « espace constructible » suffisant pour inclure l'aire d'agrément et se conformer au cadre réglementaire en vigueur (p. ex. règlement de zonage, code du bâtiment, etc.), et dans la mesure où la zone dangereuse est elle-même constituée en lot distinct. Dans ce dernier cas, les titres devraient être assortis de clauses limitant ou restreignant l'usage pouvant être fait de ce lot (p. ex. interdiction d'y ériger des structures permanentes). En zone rurale, lorsque la superficie du lot est importante, il n'est pas indispensable que la zone dangereuse soit constituée en lot distinct, dans la mesure où les structures et les zones d'activité se trouvent à bonne distance de la limite de la zone dangereuse.

La limite de zone dangereuse doit être placée à une distance telle de la pente que le coefficient de sécurité atteigne 1,5 (ou 1,1 dans le cas des charges sismiques). De plus, il y inclura une marge supplémentaire pour tenir compte de l'érosion (s'il y a lieu) et, parfois, une marge supplémentaire pour assurer l'accès au site en cas de ruptures de talus.

L'évaluation de la stabilité d'une pente et la définition de la limite de zone dangereuse doivent être faites en fonction du scénario le plus prudent, c.-à-d. des pires conditions pouvant affecter la pente, en ce qui a trait au niveau de la nappe phréatique, aux séismes, etc.

Notons également que des zones dangereuses peuvent déjà avoir été identifiées et figurer aux annexes du Plan officiel de la Ville d'Ottawa et dans le règlement de zonage. En outre, la loi ontarienne sur

l'aménagement du territoire exige que l'office de protection de la nature (OPN) local soit informé des demandes d'aménagement visant des propriétés situées le long des cours d'eau des bassins hydrographiques qui relèvent de leur compétence. Les OPN ont en effet reçu du gouvernement provincial des responsabilités en matière de gestion et de prévention des risques liés à l'érosion et à la stabilité des pentes, assorties du pouvoir de désigner des zones dangereuses. La ville d'Ottawa est construite sur des terres appartenant à trois bassins hydrographiques, zones de compétence de trois offices de protection de la nature : l'Office de protection de la nature de la vallée de la Rideau, l'Office de protection de la nature de la vallée de la Mississippi et la Société d'aménagement de la rivière Nation Sud. En matière d'identification des zones dangereuses, il existe un protocole d'accord entre ces trois offices de protection de la nature et la Ville d'Ottawa, en vertu duquel la Ville doit demander aux OPN d'examiner les rapports des études sur la stabilité des pentes annexées aux demandes d'aménagements concernant des terrains situés le long des cours d'eau du bassin hydrographique qui relève de leur compétence.

Lorsqu'un site est susceptible d'inclure une zone dangereuse, la Ville exige qu'un rapport d'évaluation sur la stabilité des pentes soit annexé à la demande d'aménagement. Un tel rapport est exigé dans les cas suivants :

1. Plan d'implantation
2. Lotissement
3. Morcellement
4. Copropriété
5. Permis de construire

De plus, si elle estime qu'il existe des doutes suffisants sur la stabilité des pentes, la Ville peut exiger qu'une évaluation de la stabilité des pentes soit réalisée plus tôt dans le projet d'aménagement, par exemple comme préalable :

1. à un amendement au Plan officiel
2. à une demande de modification de zonage ou à l'établissement d'un zonage
3. à l'approbation d'un plan d'aménagement préliminaire ou d'un plan de lotissement préliminaire

Autrement, dans l'éventualité où un plan d'aménagement est refusé à une étape ultérieure, à la suite d'une évaluation de la stabilité des pentes, un nouveau plan pourrait être conçu et la demande d'aménagement transmise de nouveau au personnel de la Ville et, au besoin, à l'OPN local.

Le présent document est fondé sur l'observation des pratiques locales, lesquelles se sont en partie développées en raison de la géologie particulière de la ville d'Ottawa. Les pratiques peuvent varier dans les autres régions, où la géologie diffère.

Soulignons que les informations et les lignes directrices présentées ici ne visent pas à habilitier le lecteur à juger lui-même de la stabilité d'une pente ou à en faire l'évaluation. En outre, le document ne présente pas exhaustivement tous les facteurs intervenant dans l'évaluation de la stabilité des pentes de la région d'Ottawa.

Par ailleurs, il existe de nombreuses variations dans les pratiques professionnelles des ingénieurs géotechniciens; ces pratiques peuvent toutes être considérées comme acceptables sur le plan technique dans la mesure où il n'existe pas de prescription en matière d'évaluation de la stabilité des pentes. Néanmoins, le ministère des Richesses naturelles (MRN) a publié un certain nombre de documents sur ce sujet, dans lesquels il fait certaines recommandations :

1. Understanding Natural Hazards. Great Lakes – St. Lawrence river system and large inland lakes, river and stream systems and hazardous sites (en anglais seulement);
2. Adaptive Management of Stream Corridors in Ontario;
3. Technical Guide - River and Stream Systems: Erosion Hazard Limit;
4. Geotechnical Principles for Stable Slopes;
5. Hazardous Sites Technical Guide.

Notons également que le présent document ne traite que de la stabilité des pentes naturelles et non de celle des remblais (ouvrage de terrassement s'élevant au-dessus du niveau naturel du sol), pour lesquels les analyses diffèrent. De plus, on n'aborde ici que les aspects géotechniques de l'évaluation de la stabilité des pentes. Le personnel doit tenir compte d'autres aspects, notamment de la préservation des fonctions écologiques et récréatives des terres bordant les rivières et de l'intérêt qu'elles demeurent dans le domaine public. Au surplus, lorsque la modification des pentes fait partie de projets de protection des berges ou de stabilisation des pentes, d'autres règlements ayant trait aux habitats aquatiques et terrestres s'appliquent. Bien qu'importants, ces aspects ne sont pas traités dans le présent document.

2.0 Géologie de la ville d'Ottawa

Les méthodes d'évaluation de la stabilité des pentes de la région d'Ottawa sont en partie dictées par la géologie de la région, laquelle est assez complexe et pose de nombreux problèmes, par comparaison avec celle d'autres villes nord-américaines. Il est donc utile d'avoir une bonne idée de la géologie de la ville pour comprendre les rapports d'évaluation de la stabilité des pentes.

Le sol de la ville d'Ottawa est constitué des matériaux énumérés ci-dessous (classification simplifiée), mais pas nécessairement de tous. Dans la ville d'Ottawa, les couches géologiques se présentent approximativement dans la séquence suivante (à partir de la surface) :

1. Matériaux de remblayage (tout-venant ou matériau stabilisé)
2. Sols organiques (p. ex. terre végétale, tourbe)
3. Sols sableux (p. ex. sable, limon, sable limoneux, limon sableux, sable graveleux)
4. Argile limoneuse sensible
5. Till
6. Roche-mère (assise rocheuse)

Ces matériaux sont généralement constitués de minéraux. En termes simples, les minéraux sont des matériaux solides de composition chimique et de structure particulières. Le quartz et le mica sont bien connus, mais il existe des centaines de minéraux différents. Dans la roche-mère, les minéraux forment une masse compacte (parfois, il est possible de distinguer les grains des différents minéraux, parfois non – les grains sont si petits que la roche semble homogène; parfois, la roche n'est constituée que d'un type de minéral). Les sols sont formés de particules de ces minéraux. Ces particules sont classées selon leur taille (granulométrie). En ordre croissant de dimension, on a : l'argile, le limon, le sable, le gravier, les cailloux, les blocs. L'étendue de ces classes granulométriques est généralement la suivante :

Tableau 1

Classe granulométrique	Limites de taille ¹
Bloc	> 200 mm
Cailloux	75 – 200 mm
Gravier	4,75 – 75 mm
Sable	0,075 – 4,75 mm
Silt	0,002 – 0,075 mm
Argile	< 0,002 mm

Remarque1 – Selon les organismes et les pays, les limites de taille des classes granulométriques peuvent varier. Celles qui apparaissent dans le tableau ci-dessus sont celles que les ingénieurs géotechniciens de la région d'Ottawa utilisent généralement.

Les couches géologiques sont décrites en détail ci-dessous, en ordre chronologique de formation (c.-à-d. du bas vers le haut).

2.1 Roche-mère (assise rocheuse)

Pour résumer simplement, on peut dire qu'il existe deux types d'assises rocheuses dans la région d'Ottawa : l'assise de granite (bouclier canadien) et l'assise sédimentaire qu'on trouve partout dans le sud de l'Ontario, et qui est constituée de calcaire, de dolomite, de grès et de shale (« argile litée »).

Fondamentalement, la partie de la croûte terrestre sur laquelle repose le continent nord-américain est constituée de granite qui, en gros, s'est formé à partir du magma (« lave ») issu des profondeurs de la Terre qui, en refroidissant, a formé une croûte solide sur la surface de la Terre il y a environ 4,5 milliards d'années. Le granite forme l'assise des collines de la Gatineau, bien connues des résidents d'Ottawa, mais n'est exposé dans la région d'Ottawa que dans certaines parties de Kanata Lakes et le long du chaînon qui s'étend au nord du village de Carp. Cela dit, sous les assises sédimentaires plus récentes, on trouve partout une couche de granite dans la région d'Ottawa (mais elle se trouve parfois à 200 ou 300 mètres de profondeur).

Les assises sédimentaires sont formées de sédiments, des matériaux qui se sont déposés sur les planchers océaniques qui couvraient la région d'Ottawa il y a plusieurs centaines de millions d'années. Ces sédiments se sont solidifiés et forment aujourd'hui, selon le type de sédiment, le calcaire, la dolomite, le shale et le grès.

2.2 Till

La dernière période glaciaire a commencé il y a 40 000 ans. Au fur et à mesure que la Terre se refroidissait, de vastes nappes de glaces et des glaciers ont recouvert une grande partie de l'Amérique du Nord. Ces glaciers, qui faisaient souvent plusieurs kilomètres d'épaisseur, se déplaçaient très lentement sous l'effet des forces provoquées par la topographie et le climat. Les sols existants ont été complètement décapés par les glaciers. L'assise rocheuse a également été érodée par l'extraordinaire pression des glaciers, qui charriaient une énorme quantité de rochers brisés et concassés. Lorsque les glaciers ont fondu, il y a environ 12 000 ans, ces matériaux se sont déposés, formant une couche de matériaux qu'on appelle aujourd'hui « till ». Ainsi, le till est constitué de particules de tailles variées : blocs, cailloux, gravier, sable, limon et argile. Ces matériaux se sont déposés sur la roche-mère, laquelle avait également été décapée par les glaciers. La couche de till ne recouvre pas toute la région d'Ottawa, mais lorsqu'elle est présente, elle se superpose toujours à la roche-mère.

2.3 Argile limoneuse sensible

Après la fonte des glaciers qui recouvraient cette région, alors que le front glaciaire reculait vers le nord, l'eau salée de l'océan Atlantique a inondé l'est de l'Ontario, formant la mer de Champlain, dont les limites approximatives apparaissent à la figure 1. La mer de Champlain a recouvert cette région pendant environ 2 000 ans, au cours desquels les glaciers fondant au nord ont continué à libérer d'énormes quantités d'eau de fonte charriant de grandes quantités de sédiments transportés par les glaciers (provenant de l'érosion de la roche-mère par les glaciers). Cette eau de fonte a amené dans la mer de Champlain des particules argileuses et limoneuses, qui se sont déposées en une couche épaisse d'argile limoneuse sur le fond marin. Jusqu'à 60 m d'argile limoneuse se sont déposés au cours de cette période. La mer de Champlain s'est asséchée il y a environ 10 000 ans, laissant une épaisse couche d'argile limoneuse qui couvre aujourd'hui l'est de l'Ontario. Cette argile est connue sous le nom de « argile de la mer de Champlain » ou, plus communément, de « argile à Leda ».

Le niveau de la nappe phréatique se trouve généralement à environ 2 à 5 mètres de la surface. L'argile limoneuse se trouvant au-dessus a été exposée à l'air, oxydée et séchée et, ainsi, transformée en une croûte brune ou gris-brun relativement sèche et dure. L'argile limoneuse se trouvant au-dessous, n'ayant jamais été exposée à l'air, est grise, humide, compressible et relativement molle.

2.4 Sols sableux (dépôts sableux)

Dans la région d'Ottawa, on trouve deux grands dépôts sableux. L'un se trouve dans une zone englobant l'aéroport d'Ottawa et les terres situées au sud, et correspond à un vaste delta où se rejoignaient les rivières par lesquelles s'écoulaient les eaux de fonte des glaciers à la fin de la dernière période glaciaire. L'autre se trouve le long des plages qui s'étendent le long des berges d'anciennes branches de la rivière Ottawa (par exemple dans le secteur de la tourbière Mer Bleue, dans l'est de la ville). On trouve toutefois d'autres dépôts sableux un peu partout dans la ville.

La composition de ces dépôts sableux varie beaucoup (sable « de plage » propre, limon, sable limoneux, limon sableux, sable graveleux), mais leurs origines sont similaires et, sur le plan technique, leurs comportements sont comparables.

2.5 Sols organiques

Les sols organiques sont généralement issus de la décomposition relativement récente des végétaux. Ils sont donc constitués partiellement ou presque totalement de matières organiques (plutôt que de minéraux). La terre végétale, la tourbe et les alluvions sont des sols organiques. La terre végétale est un sol minéral (comme le sable ou l'argile) contenant jusqu'à 10 % de matière organique. C'est la couche de terre noire superficielle qu'on trouve dans la plupart des endroits non aménagés. Elle fait habituellement moins de 0,3 m d'épaisseur. On trouve généralement la tourbe dans les zones « marécageuses » et les autres terrains « boueux ». Elle résulte de l'accumulation et de la décomposition de matières organiques. Elle est d'ailleurs presque entièrement constituée de matières organiques (c.-à-d. qu'elle ne contient pas de minéraux). On appelle « alluvions » la « boue » limoneuse foncée (généralement un mélange de limon et de sable) qui s'accumule le long des rivières et des ruisseaux. La marne est un autre type de sol qui, généralement, ne contient pas de grandes quantités de matières organiques, mais est d'origine biologique (contient de nombreux coquillages). On la trouve souvent sous les dépôts de tourbe. Elle est blanche ou grise et ressemble, au toucher, à de l'argile humide et souple. Elle est toutefois plus molle que l'argile et, lorsqu'on la secoue, elle se comporte souvent comme du jello.

2.6 Matériaux de remblayage

Les matériaux de remblayage, qui forment la couche de sol superficielle et la plus récente, sont constitués de sols excavés, transportés puis déposés ailleurs par l'activité humaine. Par exemple, les matériaux de remblayage sont souvent utilisés pour l'« aménagement paysager » autour des maisons d'un lotissement, pour surélever une partie du terrain. Il existe en gros deux catégories de matériaux de remblayage : le tout-venant et les matériaux stabilisés. La composition du tout-venant n'est pas réglementée, elle est donc très variable (argile, limon, sable, gravier, cailloux et bloc en quantité variable) et peut différer grandement sur de courtes distances; il peut même contenir de la matière organique et des rejets (« déchets »). Il est étendu et non compacté. Par contre, les matériaux stabilisés sont des matériaux de première qualité (p. ex. roche-mère concassée, sable propre, sable graveleux propre), mis en œuvre et compacté conformément à des normes, généralement en vue de servir de fondation à d'autres structures (maison ou revêtement de sol).

La description qui précède de l'histoire géologique de la ville d'Ottawa et des grandes catégories de matériaux qui en composent le sous-sol est très sommaire. Notons que, en règle générale, les matériaux et les couches géologiques ne sont pas tous présents partout. Par exemple, dans la plus grande partie du centre-ville, l'assise rocheuse affleure et la couche superficielle naturelle est plutôt rare; le secteur de Westboro repose sur le till qui repose sur la roche-mère; et le sol du secteur de Sandy Hill est constitué d'une mince couche de sable, puis d'une épaisse couche d'argile, puis du till et de la roche-mère. Dans les trois secteurs, même si tous les types de sols ne sont pas présents, leur séquence (du plus récent au plus ancien) reste uniforme et conforme à la description plus haut.

La géologie particulière d'un site ne peut être déterminée que par un échantillonnage par forage. Cela dit, des cartes géologiques publiées par la Commission géologique du Canada donnent un aperçu de la géologie naturelle de la région (c.-à-d. qu'elles n'incluent pas les altérations découlant de l'activité humaine, telles que la présence de matériaux de remblai dans les différents quartiers de la ville). Les figures 2A et 2B présentent des versions simplifiées de ces cartes.

3.0 Stabilité des pentes

3.1 Formation des pentes dans la géologie d'Ottawa

On l'a vu, la région d'Ottawa repose en bonne partie (mais pas entièrement) sur de minces couches superficielles de sols organiques et parfois de sable, suivis d'un épais dépôt d'argile limoneuse, suivi du till, puis de l'assise rocheuse. La plupart des pentes naturelles importantes de la région d'Ottawa sont situées le long de rivières et de ruisseaux, notamment de la rivière Rideau, de la rivière Ottawa, du ruisseau Green, du ruisseau Bilberry et du ruisseau Cardinal.

Pour résumer, les pentes naturelles (c.-à-d. celles qui ne sont pas construites par l'homme, par excavation ou remblayage) découlent généralement de l'érosion par l'eau courante, comme celle des rivières, des ruisseaux et des autres cours d'eau. L'érosion et la formation des pentes sont des processus naturels qui modèlent la topographie d'un lieu. En se déplaçant, l'eau « attrape » des particules de sol; c'est pourquoi les rivières s'élargissent et se creusent. Lorsque la pente qui borde une rivière devient haute et abrupte, elle se « rompt », provoquant un glissement et l'apparition d'une pente d'inclinaison moindre. Ce processus se poursuit jusqu'à ce qu'une vallée fluviale large et profonde soit formée. Il pourrait théoriquement se poursuivre jusqu'à ce que le lit de la rivière soit au même niveau que son embouchure. Par exemple, dans la région d'Ottawa, les rivières continueraient de s'élargir, formant de larges vallées, jusqu'à ce que le niveau de leur lit atteigne celui de la rivière Ottawa (essentiellement toutes les eaux de surface de la région d'Ottawa se retrouvent ultimement dans la rivière Ottawa). Toutefois, la nature limite souvent ce processus. Dans le contexte de la géologie d'Ottawa, où la plus grande partie des vallées fluviales et des ravines coupent des dépôts d'argile sensible, cette limite est souvent atteinte lorsque le lit du cours d'eau rejoint la couche de till, relativement résistante à l'érosion, ou la roche-mère. La figure 3 montre l'évolution naturelle d'une vallée fluviale dans le contexte géologique de la région d'Ottawa : l'érosion élargit et approfondit la vallée fluviale, d'abord par de petites ruptures des berges, puis par des ruptures plus importantes des pentes qui en découlent, jusqu'à ce que la couche de till soit atteinte. En théorie, l'ultime vallée fluviale serait aussi bordée, au départ, de pentes instables. Toutefois, des conditions telles que la saturation en eau des pentes lors des printemps particulièrement pluvieux ou un séisme (très peu fréquent) déclencheraient la rupture d'une pente instable, jusqu'à ce que la pente atteigne une inclinaison stable et que la vallée atteigne sa « maturité ». Sur les bords d'un lac, le processus d'érosion et de formation des pentes est sensiblement le même, le mouvement des vagues remplaçant l'écoulement de l'eau.

Notons également que, particulièrement dans les sols argileux de l'est de l'Ontario, les rivières tendent à adopter un cours méandreux plutôt qu'à suivre un cours rectiligne. La zone de plus grande instabilité (la plus affectée par l'érosion) se situe dans la partie concave du méandre. Les ruptures de pentes tendent à réduire l'angle de la pente, à accentuer le méandre et, parfois, à modifier l'écoulement de l'eau, augmentant l'érosion d'une autre partie de la berge et créant à la longue un nouveau méandre. La figure 4 résume ce processus.

3.2 Mécanismes liés à l'instabilité des pentes

Les ruptures de pentes (c.-à-d. les glissements de terrain) se produisent lorsque les forces générées par le poids du sol d'une pente excèdent la résistance au cisaillement de ce sol (voir la figure 5). On trouvera à la figure 6 les termes utilisés pour décrire une rupture de pente. La configuration d'une zone de rupture peut être plutôt plane (relativement caractéristique des sols sableux) ou plutôt profonde, courbe, semblant résulter de la rotation d'un volume de sol autour d'un point situé au-dessus de la pente (plutôt caractéristique des sols argileux). Par ailleurs, l'érosion du pied d'une pente argileuse entraînera d'abord

l'accentuation de l'inclinaison du pied de la pente (résultant d'une accumulation de ruptures peu profondes et présentant une surface plane), puis une rupture rotationnelle profonde entraînant une plus grande partie de la pente, voire une partie des terrains situés au sommet de la pente (voir figure 7). Dans les cas extrêmes, dans les pentes d'argile, les débris s'écoulent hors de la niche d'arrachement, entraînant la formation d'un important surplomb, lequel s'effondre à son tour, et le cycle recommence. Le glissement rétrogresse ainsi rapidement, creusant profondément les terrains situés en sommet de pente. Ce mouvement rétrogressif est caractéristique des ruptures qu'on appelle « coulée argileuse » ou « glissement par liquéfaction » (voir figure 7).

En résumé, les zones de rupture planes prédominent dans les pentes constituées de sols sableux, et les ruptures de pente dans les sols argileux sont essentiellement de trois types (voir figure 7) :

- Escarpement en pied de pente, qui résulte généralement de l'érosion au pied de la pente (surfaces de rupture peu profonde et plane); le phénomène n'affecte que le pied de la pente, mais peut être un signe avant-coureur d'un glissement plus important;
- Rupture rotationnelle profonde;
- Coulée ou glissement par liquéfaction : une rupture de pente provoque un glissement qui rétrogresse rapidement et emporte une large part de terrains situés au sommet de la pente.

Les ruptures de pentes d'argile naturelles sont habituellement déclenchées soit par l'érosion du pied de la pente ou par l'élévation du niveau des eaux souterraines, lors de la fonte printanière, par exemple. Il existe toutefois d'autres éléments déclencheurs, comme les séismes ou la baisse rapide du niveau de l'eau du cours d'eau situé au pied de la pente. Les activités de construction, comme les excavations en pied de pente ou les remblais au haut (ou au milieu) d'une pente augmentent les charges ou accentuent l'angle de la pente et peuvent donc entraîner des glissements. Dans certains cas extrêmes, les vibrations des dynamitages peuvent provoquer des ruptures de pente. Mais l'élément déclencheur le plus courant est probablement l'érosion du pied d'une pente résultant de la crue soudaine d'un cours d'eau (augmentation du volume des eaux et de la vitesse d'écoulement) provoquée par l'augmentation du rejet des eaux de ruissellement provenant des terrains aménagés traversés par les cours d'eau situés en amont.

3.3 Dangers liés à l'instabilité des pentes

L'instabilité des pentes entraîne des risques pour les personnes, le plus grand étant le risque de destruction des installations (maisons, immeubles, parcs de stationnement, etc.) construites au sommet des pentes qui provoquerait des blessures ou des pertes de vies humaines. Les débris d'un glissement de terrain (voir la figure 6) peuvent aussi détruire ou ensevelir les installations situées au pied des pentes, entraînant également des blessures ou des pertes de vies. Finalement, les débris d'un glissement peuvent obstruer sur un cours d'eau, entraînant l'inondation des terres situées en amont. Dans le cas des grands cours d'eau, l'eau peut déborder du bassin créé en amont du barrage de débris, en érodant rapidement le barrage et en causant la rupture, provoquant une soudaine crue des eaux en aval. Cette crue éclair peut être la cause d'autres inondations, de la destruction de bâtiments et de ponts et de blessures ou de pertes de vies humaines.

3.4 Méthodes d'évaluation de la stabilité des pentes

Dans la région d'Ottawa, on peut considérer que les pentes de plus de 11 degrés (5 H : 1 V) et de 2 mètres de dénivellation sur toute leur largeur sont potentiellement instables. Ce critère est plutôt « prudent », mais lorsque la structure du sous-sol est inconnue, il convient parfaitement au « dépistage » des sites qui exigent une évaluation de la stabilité des pentes.

Lorsqu'on doute de la stabilité d'une pente et que l'on veut éviter d'aménager une zone dangereuse (pour protéger les personnes et les infrastructures de valeur des dangers décrits aux sections précédentes), on fait appel aux ingénieurs géotechniciens pour évaluer la stabilité de la pente.

Comme on l'a vu, une rupture de pente survient lorsque l'ensemble des sollicitations exercées sur une masse de sol (p. ex. poids) excède sa résistance au cisaillement. Dans le cas des glissements présentant des surfaces de rupture planes (cas des sols sableux ou du remodelage provoqué par l'érosion du pied d'une pente argileuse), le mécanisme est assimilable au glissement d'une masse le long d'une rampe. Dans le cas des ruptures rotationnelles, les forces qui favorisent la rotation de la masse de sol autour d'un point situé au-dessus de la pente doivent être compensées par la cohésion (résistance au cisaillement) du sol le long de l'éventuelle surface de rupture (voir figure 5, schéma du bas). Néanmoins, dans les deux cas, le principe est le même.

Les ingénieurs peuvent utiliser différentes équations pour établir le coefficient de sécurité relatif à la stabilité des pentes, mais les équations sont généralement fondées sur le même principe :

Coefficient de sécurité égal à Grandeur des forces de résistance au cisaillement divisé par Grandeur des forces provoquant le cisaillement

Ou Coefficient de sécurité égal à Grandeur du couple des forces de résistance au cisaillement divisé par Grandeur du couple des forces provoquant le cisaillement rotationnel

En général, les équations utilisées ne diffèrent que par la façon de calculer les forces ou les couples qui concourent à provoquer le cisaillement ou à y résister. Et quelle que soit la méthode utilisée, les étapes sont essentiellement les mêmes.

Il existe des diagrammes généraux (graphiques) permettant d'évaluer grossièrement la stabilité d'une pente. Cependant, l'évaluation de la stabilité d'une pente fait aujourd'hui systématiquement appel à l'informatique. Voici comment :

1. Les données touchant la géométrie de la pente, les couches de sol, la densité des sols, la cohésion des sols et le régime des eaux souterraines sont déterminées et entrées dans le logiciel (voir figure 8). Remarque : la signification et l'importance de ces paramètres sont abordées à la section suivante.
2. Habituellement, plusieurs centaines (ou milliers) de surfaces de rupture, appelées « cercles de glissement », sont définies. Pour l'évaluation du risque de rupture rotationnelle (p. ex. dans les pentes argileuses), on définit ces cercles de glissement en spécifiant de multiples centres de rotation possibles (ou « centres des cercles de glissement ») et, pour chaque cercle, plusieurs rayons (grandeur des cercles de glissement). (Voir la figure 9)
3. Le coefficient de sécurité relatif à l'instabilité est calculé, pour chaque cercle de glissement possible, au moyen de l'une des nombreuses équations existantes. Il n'existe aucune équation unanimement reconnue ou considérée comme la plus juste ou la plus appropriée. En revanche, les deux équations les plus répandues sont celles de Bishop et celle de Morgenstern-Price. Toutes les équations font intervenir la division en « tranches » de la portion de sol définie par chaque cercle de glissement. La force favorisant la rupture est le poids de la portion de sol définie par le cercle de glissement, lequel est égal à la somme des poids des tranches, lequel est égal au produit du volume de la tranche par le poids volumique du sol (l'un des cinq paramètres entrés à l'étape 1). On détermine ensuite la résistance au cisaillement (c.-à-d. la force qui s'oppose au glissement) le long de la face inférieure de chaque tranche, et on fait la somme de ces forces pour toute la surface de cisaillement. En théorie, le coefficient de sécurité correspond au rapport de ces deux forces. La figure 10 montre les résultats d'une analyse-type.
4. Le cercle de glissement ayant le coefficient de sécurité le plus faible est considéré comme définissant la surface de glissement critique (c.-à-d. la plus probable) et le coefficient de sécurité de ce cercle est appliqué à la pente entière. Il est possible de tracer le contour de la surface de glissement critique (cercles dont le coefficient de sécurité est le plus bas)..
5. Lorsqu'on prévoit que des structures ou des infrastructures seront construites au sommet d'une pente instable (ou à proximité), on détermine la marge de retrait (généralement exprimée comme une distance de la crête de la pente) : on détermine la plus grande distance de la crête de la pente associée aux cercles de glissement définis dont le coefficient de sécurité est égal ou inférieur au coefficient de sécurité limite choisi (habituellement 1,5). Autrement dit, tous les cercles de glissement qui pénètrent plus profondément dans les terres que la distance-limite déterminée doivent être

associés à un coefficient de sécurité supérieur à la valeur choisie. La figure 11 présente un schéma montrant le coefficient de sécurité critique et la marge de recul calculée pour une pente-typé.

En théorie, une pente dont le coefficient de sécurité est inférieur à 1 subira une rupture, et une pente dont le coefficient de sécurité est de 1 ou plus n'en subira pas. Cela dit, parce que la modélisation est toujours imparfaite et qu'il existe des variations naturelles dans les paramètres utilisés pour évaluer la stabilité de la pente, on utilisera une valeur du coefficient de sécurité de 1,5 pour déterminer si une pente est stable ou pour établir la « marge de sécurité » pour la construction de structures permanentes ou de valeur. Cette marge de sécurité, à laquelle on ajoute une certaine distance afin de tenir compte de l'érosion de la pente et d'assurer l'accès au haut de la pente après une rupture éventuelle, permet de fixer la « limite de la zone dangereuse de la pente » (ou simplement « limite de la zone dangereuse » si le contexte est clair). Notons au passage qu'il existe toutes sortes de « zones dangereuses » associées, par exemple, au risque d'inondation ou aux sols karstiques. Notons également que cette limite a parfois été nommée « limite géotechnique d'aménagement » (« Geotechnical Limit of Development »).

Dans certains cas d'utilisation « passive » des terrains (p. ex. parc de stationnement, voie de circulation non pavée), un coefficient de sécurité inférieur peut être toléré (p. ex. à 1,3, la stabilité peut être considérée comme satisfaisante). Cela peut être approprié dans les cas où aucune structure ou infrastructure de valeur ne sera construite à proximité de la pente, réduisant la gravité des conséquences d'une éventuelle rupture de pente.

Cela dit, il faut bien comprendre que ces coefficients de sécurité sont en fait des représentations des niveaux du risque de glissement de terrain, auxquelles on associe une probabilité de réalisation. Ce risque est une mesure de :

- la probabilité qu'un glissement se produise sur un intervalle de temps donné;
- l'envergure probable du glissement éventuel (p. ex. longueur de la pente touchée ou volume de sol déplacé);
- les dommages potentiels, tant du point de vue de la sécurité des personnes que des dégâts matériels.

Bien que dans certains pays, notamment en Australie, on exige que l'évaluation de la stabilité des pentes inclue le calcul de la probabilité réelle qu'une rupture survienne, la pratique nord-américaine usuelle est de déterminer le niveau de sécurité par l'intermédiaire d'un coefficient de sécurité minimale relatif à la stabilité de la pente en sachant que, bien que les deux concepts soient reliés, la relation n'est pas généralement connue pour un projet donné.

3.5 Études de la stabilité des pentes existantes pour la région d'Ottawa

En 1976, le ministère des Richesses naturelles (MRN), en collaboration avec la municipalité régionale d'Ottawa-Carleton (MROC), a réalisé une vaste étude de la stabilité de pratiquement toutes les pentes fluviales des principaux cours d'eau (rivières et ruisseaux) de la région d'Ottawa. Cette information était nécessaire à la planification à long terme de l'aménagement de la région d'Ottawa. La MROC voulait notamment identifier, préalablement à l'aménagement, les sites où la stabilité des pentes était problématique et pour lesquels une évaluation détaillée de la stabilité des pentes devrait être exigée préalablement à l'aménagement des terrains adjacents.

L'étude du MRN contenait une carte de la région d'Ottawa présentant les pentes en zones de même coefficient de sécurité relatif à l'instabilité des pentes. Il faut cependant noter que, bien que cette carte soit utile pour l'identification préliminaire de la stabilité des pentes sur un site donné, elle demeure très générale et insuffisamment détaillée pour fournir une évaluation valable de la stabilité des pentes pour un plan d'aménagement donné. De plus, aucune marge de sécurité à partir du sommet des pentes instables n'y est indiquée. C'est pourquoi cette carte ne doit pas servir de fondement à l'évaluation de la limite de la zone dangereuse pour un site donné ou un plan d'aménagement donné.

3.6 Lignes directrices existantes en matière d'évaluation de la stabilité des pentes

Aucun document fédéral, provincial ou municipal (c.-à-d. code, règlement ou lignes directrices) ne prescrit de méthode d'évaluation de la stabilité des pentes. Le choix de la méthode d'analyse est généralement laissé à la discrétion de l'ingénieur géotechnicien, ce qui lui permet de se fonder sur son jugement et son expérience pour choisir la méthode d'analyse la mieux adaptée à la géologie du site étudié.

Toutefois, nonobstant la remarque ci-dessus, la Déclaration de principes provinciale prise en application de la loi ontarienne sur l'aménagement du territoire contient des politiques touchant les dangers naturels, lesquelles stipulent que la réduction des risques liés aux dangers naturels (ce qui inclut les dangers liés à la stabilité des pentes) relève des municipalités. Pour aider les municipalités à identifier les « zones dangereuses » et éviter qu'elles ne soient aménagées, le MRN a publié les documents suivants :

- Understanding Natural Hazards. Great Lakes – St. Lawrence river system and large inland lakes, river and stream systems and hazardous sites;
- Adaptive Management of Stream Corridors in Ontario;
- Technical Guide - River and Stream Systems: Erosion Hazard Limit;
- Geotechnical Principles for Stable Slopes; and
- Hazardous Sites Technical Guide.

Selon les lignes directrices du MRN, la « marge de la zone dangereuse de la pente » doit inclure une marge pour l'érosion du pied (érosion continue du pied de la pente pour une période de 100 ans), plus une marge pour la stabilité (ou l'instabilité) de la pente, plus une marge pour l'accès en cas d'érosion (habituellement de 6 m, pour s'assurer que les véhicules lourds peuvent accéder au site d'un éventuel glissement en passant par le sommet de la pente). Les valeurs de ces marges dépendent de plusieurs facteurs. Cela dit, pour une pente naturelle en argile de la mer de Champlain, la marge serait déterminée comme l'indique la figure 12. La valeur de la marge pour la stabilité de la pente peut être calculée à partir d'un rapport, assez « prudent », de 5 H : 1 V (rapport de la projection de la distance horizontale à la distance verticale, calculées à partir du pied de la pente) pour les pentes en argile de la mer de Champlain et de 3 H : 1 V pour les autres pentes. Les méthodes détaillées d'analyse géotechnique présentées dans les sections qui suivent peuvent aussi être utilisées pour déterminer la marge pour la stabilité de la pente, à laquelle on ajoutera la marge pour l'érosion du pied et la marge pour l'accès en cas d'érosion. La différence est illustrée à la figure 13. Pour obtenir une valeur précise de marge pour l'érosion du pied, qui dépend du type de sol et de la largeur de la rivière, se reporter aux documents du MRN (seules des valeurs-types apparaissent dans les figures 12 et 13).

4.0 Paramètres des analyses de la stabilité des pentes

Dans les sections précédentes, on a décrit les méthodes de calcul du coefficient de sécurité relatif à l'instabilité d'une pente. Les méthodes et les équations présentées pour le calcul du coefficient de sécurité sont d'usage assez répandu chez les ingénieurs géotechniciens, et leur calcul et leur interprétation exigent relativement peu de compétence technique. Il en va tout autrement pour les cinq paramètres fondamentaux des analyses géotechniques, c'est-à-dire :

1. la géométrie de la pente;
2. la géologie de la pente (c.-à-d. la composition des horizons du sol, leur profondeur, leur épaisseur et leur orientation);
3. le régime des eaux souterraines (niveau de la nappe phréatique, gradient hydraulique et écoulement des eaux);
4. la résistance au cisaillement du sol;
5. le poids volumique (ou « densité ») des sols.

Pour les projets complexes ou de grande envergure, ces cinq paramètres peuvent être déterminés ou mesurés avec précision. Par contre, pour des projets de routine ou de petite envergure, certains des quatre derniers paramètres sont souvent estimés, et cette estimation est fondée sur l'expérience de l'ingénieur. Dans ce contexte, l'expérience et la compétence du consultant sont importantes. Par ailleurs, dans certains cas, la Ville peut avoir grand besoin d'être en mesure d'évaluer si les bonnes hypothèses ont été posées et si elles sont conformes aux bonnes pratiques du domaine du génie. C'est pourquoi, dans les sections qui suivent, on donne une étendue des valeurs acceptables pour ces paramètres.

Dans les sections suivantes, on décrit chacun de ces paramètres et on en précise les valeurs acceptables.

4.1 Géométrie de la pente

Le coefficient de sécurité est, naturellement, influencé par la géométrie de la pente : le coefficient de sécurité d'une pente escarpée et de fort dénivelé sera inférieur à celui d'une pente douce de faible dénivelé.

Le coefficient de sécurité relatif à l'instabilité de la pente en un point donné ne peut être calculé que si la géométrie de la pente a été mesurée en ce point. Par exemple, si la géométrie d'une pente est mesurée en 10 points d'une pente d'un site donné, on ne peut calculer le coefficient de sécurité que pour ces 10 points (au plus). Par conséquent, les paramètres doivent être relevés en des points représentatifs de la pente en entier (chaque pente étant unique) et inclure tous les points critiques. Bien qu'il n'existe aucune règle touchant la distance maximale entre les points de levé, on considère qu'un écart maximum de 50 à 75 m est valable dans le cas d'une pente type longeant une vallée fluviale de la région d'Ottawa, sachant que, souvent, un écart bien moindre est requis. Par exemple, un écart moindre peut être requis dans les berges longeant des méandres : dans ce cas, des mesures doivent être prises dans la pente de la rive concave de chaque méandre, là où l'érosion et, donc, l'instabilité sont les plus grandes (voir figure 14). Les mesures prises en des points intermédiaires, c.-à-d. le long des rives convexes des méandres, sont aussi très utiles pour déterminer la limite maximale des terres utilisables (voir figure 15). Des mesures devraient également être prises à proximité d'infrastructures importantes ou de valeur ou de zones éventuellement occupées par des personnes (c.-à-d. en des points cruciaux pour la protection des personnes et des propriétés). Par exemple, des mesures devraient être prises au point d'un bâtiment, d'une voie de circulation ou d'un parc de stationnement le plus rapproché de la crête de la pente.

Dans certains cas, le coefficient de sécurité peut se révéler assez sensible à de faibles variations de la valeur des paramètres relatifs à la géométrie de la pente utilisés pour les analyses. C'est pourquoi la géométrie de la pente doit être calculée avec précision.

Les courbes de niveau des documents d'arpentage peuvent ne pas être représentatives de la géométrie réelle de la pente (la précision dépend de la concentration des points de levé). La meilleure pratique consiste à déterminer l'inclinaison de la pente au moyen d'un clinomètre portable (un appareil optique « de poche »). La hauteur (dénivelé) totale de la pente peut aussi être évaluée en montant la pente par incréments d'une hauteur connue (p. ex. mesure du pied à l'œil du releveur), en utilisant un clinomètre pour déterminer le point de départ de la mesure suivante. Dans ce dernier cas, toutefois, les données tirées des levés topographiques sont plus précises.

Il faut donc faire preuve de discernement dans l'utilisation des données provenant uniquement des levés topographiques. À tout le moins, ces données doivent être vérifiées sur le terrain en quelques points (critiques).

Les études sur la stabilité des pentes ne devraient pas être entreprises sans une reconnaissance du terrain approfondie (même si on ne prévoit pas faire de levés au clinomètre) visant à identifier les zones actives ou les zones d'érosion, ainsi que les zones d'instabilité antérieures.

Les paramètres liés à la géométrie de la pente utilisés pour les études doivent également être déterminés pour des points suffisamment rapprochés le long des sites où des zones critiques sont identifiées ou lorsque la géométrie de la pente varie.

Les données sur la géométrie de la pente doivent aussi tenir compte des changements que pourrait subir la pente à la suite d'une construction. Les modifications de la géométrie proposées (accentuation ou aplanissement) doivent être prises en compte dans les analyses, surtout les remblais en sommet de pente projetés (p. ex. élévation générale du niveau des terrains dans la plupart des lotissements résidentiels).

De même, l'effet des charges exercées par les bâtiments et autres structures, dont la construction est prévue sur les terrains situés en sommet de pente, doit être étudié. En contrepartie, on peut, dans certains cas, tenir compte de l'effet bénéfique de « déchargement » découlant de l'excavation de fouilles destinées à recevoir les fondations d'un immeuble.

En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- indiquer que l'ingénieur géotechnicien (ou son représentant) a vu la pente et que les zones actives des pentes, les zones d'érosion ainsi que les zones d'instabilités antérieures ont été identifiées;
- indiquer que les paramètres de la géométrie de la pente ont été mesurés avec suffisamment de précision;
- montrer que les écarts entre les points de levé ne sont pas excessifs;
- montrer que la géométrie de la pente a été mesurée aux points critiques, c.-à-d. sur la rive concave d'un méandre, à proximité d'un bâtiment projeté, etc.;
- tenir compte des altérations que pourrait subir la pente, incluant les charges dues aux bâtiments construits au sommet de la pente (ou à proximité).

4.2 Géologie de la pente

L'ingénieur géotechnicien doit présenter un modèle de la structure géologique en chaque point-échantillon. En général, la structure géologique peut être déterminée de trois façons :

- Présumée, en se fondant sur l'expérience ou la connaissance de la géologie du secteur. Remarque : cette méthode n'est appropriée que dans le cas des projets de très petite envergure ou de routine tels que l'installation de piscine ou de terrasses sur des lots existants dont la structure du sous-sol est bien connue.
- Inférée à la suite de l'examen des sols exposés à la surface de la pente. Par exemple, si toute la surface d'une pente, de la crête au pied, est constituée d'argile, on peut présumer que toute la masse de la pente est constituée d'argile. Le sol peut toutefois être couvert par la végétation. Si plusieurs couches de sol sont présentes, on ne peut présumer qu'elles pénètrent dans la masse de la pente en suivant un plan horizontal. Cette méthode est toutefois acceptable pour les projets de routine et si la géologie du site est suffisamment connue.
- Déterminée par forage dans la masse de la pente. Il faut effectuer des forages à partir du sommet de la pente jusqu'au niveau du pied de la pente (c.-à-d. profondeur du forage = hauteur de la pente). Lorsque la géologie est complexe ou présumée telle, des forages en milieu ou en pied de pente peuvent être envisagés, bien que les forages en milieu de pente présentent des difficultés sur le plan technique et sont coûteux. Les forages peuvent être requis dans le cas de projets de grande envergure ou complexes, dans les zones particulièrement instables ou lorsque la géologie est peu connue.

Les deux dernières options sont celles qui conviennent le mieux aux projets complexes ou aux projets réalisés dans les zones non aménagées pour lesquelles il existe peu de données sur les caractéristiques du sous-sol. Par ailleurs, plusieurs méthodes peuvent être combinées.

Les trois méthodes font intervenir une part d'extrapolation. Même lorsque des forages sont pratiqués dans le haut et dans le bas d'une pente, il faut présumer la constitution du sol entre les deux trous. Mentionnons toutefois que la profondeur de la couche altérée d'un dépôt argileux sera souvent uniforme sur toute la surface de la pente, puisqu'elle résulte d'un processus d'altération par les agents atmosphériques et non de processus de pédogenèse ou de dépôt.

En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- mentionner que la géologie d'une pente a été inférée à partir de l'une ou l'autre méthode décrite ici (et préciser laquelle);
- justifier rationnellement le choix de la méthode, laquelle doit être adaptée à l'envergure et à la complexité du projet.

4.3 Niveau des eaux souterraines

Le niveau des eaux souterraines considéré dans les études sur la stabilité des pentes doit être le niveau le plus élevé pouvant vraisemblablement être atteint par la nappe. Il s'agit de la perspective « prudente » puisque, comme on le verra, la résistance (cohésion) de certains sols diminue lorsque la pression interstitielle (c.-à-d. entre les particules de sol) augmente. Un niveau élevé des eaux souterraines est donc associé à une pression interstitielle élevée dans la profondeur du sol. En théorie, cette pression interstitielle élevée « distend » les grains constituant les sols (c. à-d. qu'elle réduit la pression exercée par les couches supérieures de sol qui contribue à la cohésion du sol), ce qui réduit la résistance au cisaillement du sol le long d'une surface de glissement.

Notons que le coefficient de sécurité relatif à la stabilité des pentes est extrêmement sensible au niveau de l'eau souterraine utilisé pour les analyses. Cependant, le niveau des eaux souterraines est souvent l'une des grandes inconnues et celle pour laquelle l'interprétation de l'ingénieur intervient le plus. Trois modèles sont utilisés pour modéliser le niveau de l'eau souterraine dans le cadre des évaluations de la stabilité des pentes de structure géologique simple :

1. Pleine saturation (conditions hydrostatiques) : on présume que le niveau de l'eau atteint la surface (c.-à-d. que toutes les couches de sol sont saturées) et que l'écoulement de l'eau se fait dans un plan horizontal vers la surface de la pente. Cette supposition n'est pas vraiment réaliste parce qu'alors, l'eau glisserait le long de la pente de la crête au pied, ce qui n'est généralement pas conforme aux observations. Cette condition est néanmoins « prudente » (c.-à-d. qu'il en résulte un coefficient de sécurité plus faible).
2. Pleine saturation, écoulement parallèle à la face de la pente : on présume que le niveau de l'eau atteint la surface (c.-à-d. toutes les couches de sol sont saturées) et que l'eau s'écoule vers le pied de la pente (et en sort). C'est le modèle généralement retenu lorsque la pente longe le bord d'un cours d'eau, puisque les eaux s'écoulent normalement vers les cours d'eau.
3. Le niveau de l'eau se trouve à une certaine profondeur : on présume que les couches supérieures de sol ne sont pas saturées et ne le seront jamais, et que l'eau est à une distance uniforme de la surface de la pente.

Idéalement, l'écoulement réel de l'eau devrait être mesuré au moyen de piézomètres installés dans des puits de forage. Cependant, même alors, le niveau d'eau mesuré ne sera vraisemblablement pas le plus élevé pouvant être atteint.

Dans le cas des pentes de sable ou de till, on peut estimer que le modèle 3 s'applique, en raison de la texture relativement grossière et de la perméabilité de ces matériaux (il est peu vraisemblable que la pleine saturation soit atteinte). Il faudra cependant évaluer le plus haut niveau pouvant être atteint, parce que l'analyse doit tenir compte du plus haut niveau d'eau auquel on peut raisonnablement s'attendre (c.-à-d. scénario de la pire éventualité). Notons que des niveaux d'eau différents peuvent être attribués à chaque couche de sol.

Les niveaux d'eau utilisés pour les analyses doivent également tenir compte de l'influence d'une éventuelle inondation de la pente, de la saturation possible en raison de la décharge des champs d'épuration adjacents, des effets d'une irrigation importante, et des effets des bassins de retenue des eaux pluviales à proximité.

Dans le cas des pentes d'argile limoneuse, de nombreuses études sur les pentes naturelles d'argile de la mer de Champlain de l'est de l'Ontario et du centre et de l'ouest du Québec ont montré que l'on peut raisonnablement s'attendre à ce qu'elles atteignent la pleine saturation (c.-à-d. que le niveau d'eau atteigne la surface) dans les longues périodes de pluies abondantes et d'infiltration de l'eau souterraine, le printemps étant en général la période critique. Le modèle « prudent » de cette situation est la pleine saturation aux conditions hydrostatiques (modèle 1). Toutefois, des recherches antérieures ont montré qu'il est raisonnable de présumer qu'aux conditions critiques, l'eau souterraine s'écoule parallèlement à la face de la pente (modèle 2).

Les méthodes d'évaluation de la stabilité des pentes et les logiciels d'analyse donnent le choix entre les modèles 1 et 2 : il est possible de choisir la valeur du coefficient de pression interstitielle, r_u , dans l'équation ci-dessous, selon laquelle la pression interstitielle en un point donné de la pente est fonction du poids des sols sus-jacents, c.-à-d. :

$$u(z) = r_u \cdot \gamma \cdot z$$

où : $u(z)$ = pression interstitielle à la profondeur z (en kilopascals)

r_u = coefficient de pression interstitielle

γ = poids volumique du sol sus-jacent (en kilonewtons par mètre cube)

z = profondeur (depuis la surface, en mètres)

Voir la figure 16.

La valeur de r_u utilisée dans les analyses peut représenter les différents niveaux et modes d'écoulement de l'eau souterraine. Dans le cas du modèle 1 (écoulement dans un plan horizontal), $r_u = \gamma_w/\gamma$ (on ne tient donc pas compte de l'angle de la pente) et la valeur de r_u est habituellement d'environ 0,6. Dans le cas du modèle 2 (écoulement parallèle à la pente) la valeur de r_u est calculée ainsi :

$$r_u = \gamma_w/\gamma \cdot \cos^2(\alpha)$$

où : γ_w = poids volumique de l'eau (9,81 kilonewtons par mètre cube)

α = angle d'inclinaison moyen de la pente (en degrés)

Voir la figure 17.

Cette méthode de calcul de la pression interstitielle dans une pente est fondée sur une idéalisation de l'écoulement des eaux souterraines; par conséquent, les pressions calculées ne sont pas aussi précises que celles qu'on obtient au moyen d'analyses plus complexes. Il s'agit cependant d'une méthode simple et commode d'évaluation de la stabilité de nombreuses pentes dont le degré de précision est assimilable à celui des autres paramètres relatifs à la stabilité des pentes; c'est aussi l'une des méthodes d'approximation de la distribution de la pression interstitielle dans les pentes naturelles les plus répandues dans le milieu du génie pour les projets de routine.

Cette méthode ne tient cependant pas compte du régime des eaux qui prévaut dans les structures géologiques complexes, par exemple lorsqu'une couche d'argile repose sur une couche relativement plus perméable qui en favorise le drainage, ce qui augmente la composante d'écoulement des eaux vers le bas. De telles conditions ne peuvent être évaluées que par des analyses plus poussées de l'écoulement des eaux. Il peut alors se révéler pertinent de déterminer les niveaux d'eau à différentes hauteurs de la pente et de déterminer une valeur de r_u à partir de ces données. Dans les structures géologiques complexes, on peut attribuer une valeur de r_u à chaque couche de sol.

En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- préciser que les niveaux d'eau ont été déterminés ou présumés au moyen d'une méthode rationnelle;
- dans le cas des pentes en argile, présumer la pleine saturation (bien que l'effet de l'écoulement de l'eau et du drainage puisse être pris en compte).

4.4 Résistance au cisaillement

Les sols se distinguent des autres matériaux en ce que les ruptures qui s'y produisent sont généralement dues à des contraintes de cisaillement (c.-à-d. qu'il se crée une surface le long de laquelle une masse de sol glisse) plutôt qu'à des contraintes de traction (étirement) ou de compression (écrasement). La résistance au cisaillement d'un sol est, par convention, décrite en fonction de sa « cohésion » et du « frottement ». La grandeur de la composante « frottement » découle des contraintes qui s'exercent perpendiculairement à la surface de rupture; ce n'est pas le cas de la composante « cohésion ». La résistance au cisaillement d'un sol, c.-à-d. sa capacité de contrer les forces favorisant une rupture, peut être exprimée par la relation suivante :

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \phi'$$

où : τ = résistance au cisaillement du sol

c' = cohésion effective du sol

σ' = contrainte normale effective (c.-à-d. contrainte de compression qui s'exerce perpendiculairement à la surface de glissement)

ϕ' = angle de frottement effectif entre les grains de sol

Voir la figure 18.

En général, seuls les sols argileux ont une composante de cohésion non nulle ; dans les sols granulaires (gravier, sable, limon), cette composante est nulle.

La composante de frottement est affectée par la contrainte (charge) qui s'exerce sur la surface de cisaillement et qui est réduite, comme on l'a vu, par l'augmentation de la pression interstitielle (pression de l'eau entre les particules de sol). C'est pourquoi un niveau d'eau souterraine élevé réduit la résistance d'un sol au cisaillement, et c'est aussi pourquoi les analyses doivent tenir compte du niveau d'eau le plus élevé auquel on peut raisonnablement s'attendre.

Par analogie, on peut assimiler ce modèle à un lourd bloc de bois collé à une plaque et sur lequel on tire horizontalement. Le bloc reste en place tant que la colle tient : c'est la « force de cohésion ». Pour que le bloc bouge, il faut également vaincre la « force de frottement » entre le bloc de bois et la plaque. La grandeur de la « force de frottement » dépend de la masse du bloc : plus le bloc est lourd, plus la force qui s'exerce sur la surface de glissement (« contrainte normale ») est grande, et plus la force qui doit être exercée pour que le bloc glisse est grande.

La mesure in situ de la résistance au cisaillement d'un sol est assez complexe et coûteuse. Il faut se procurer des échantillons non remaniés et les soumettre à de complexes essais en laboratoire. Il est pratiquement impossible de se procurer un échantillon de sable vraiment intact. Par conséquent, les paramètres liés à la résistance au cisaillement sont généralement estimés à partir de valeurs types déterminées pour chaque type de sol ou inférées à partir de tests simples exécutés dans le trou de forage, p. ex. test in situ comme l'essai de pénétration (« Standard Penetration Test ») pour les sols sableux et l'essai au scissomètre pour les sols argileux. De nombreuses corrélations sont possibles et les valeurs des paramètres utilisés par les ingénieurs sont extrêmement variables. Voici néanmoins quelques valeurs types :

Tableau 2

Type de sol	Poids volumique (kN/m ³)	Cohésion effective (kPa)	Angle de frottement effectif (degrés)
Sable	17 – 21	0	28 – 40
Croûte d'argile limoneuse altérée	15,5 – 19	0 – 12	25 – 38
Argile limoneuse grise	15,5 – 19	0 - 12	25 – 38
Till	19 - 22	0 - 3	30 – 35

Les plages de valeurs sont très larges et le choix des valeurs utilisées pour les analyses est laissé à l'entière discrétion de l'ingénieur; le choix de ces valeurs doit cependant reposer sur de solides principes d'ingénierie et un excellent jugement.

Les valeurs qui se trouvent à l'extérieur des plages indiquées ici peuvent être valables dans certains cas. Par exemple, on pourrait présumer qu'un sol sableux présente une certaine cohésion (même si, en théorie, ce n'est pas le cas) afin de modéliser les conditions du sol au-dessus du niveau de la nappe phréatique. Par ailleurs, il est très difficile d'attribuer des valeurs aux matériaux de remblayage (en raison des perturbations qu'ils ont subies) : on peut cependant inférer un degré de cohésion nul ou réduit en se fondant sur sa valeur originale (c.-à-d. avant qu'il ne soit excavé de son site d'origine).

Sur le site d'un ancien glissement, on peut présumer que le coefficient de sécurité de la surface de glissement est de 1,0 et déterminer « à rebours » les paramètres du sol. Il faut néanmoins faire preuve de jugement, le résultat de ces « analyses à rebours » n'étant pas toujours plausible.

Lorsque la pente est constituée d'argile reposant sur le till, on présume souvent que le till est impénétrable. Des études portant sur des glissements de terrain ont en effet démontré la résistance très supérieure du till (par comparaison à l'argile limoneuse) : la surface de glissement suivait la couche de till au lieu de la couper (voir figure 19).

Notons également que les paramètres présentés ici s'appliquent à ce que les ingénieurs géotechniciens appellent « rupture de fatigue », c.-à-d. qui résulte de l'accumulation graduelle de charges, ce qui est généralement le cas des pentes naturelles. Les ruptures « fragiles » résultent de l'application brève de charges importantes (c'est ce qui se produit lors de séismes, comme on le verra plus loin). Dans le cas des sols argileux, il faut alors utiliser d'autres paramètres; pour le sable et le till, les paramètres utilisés demeurent les mêmes.

En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- mentionner que les paramètres de résistance au cisaillement ont été déterminés ou présumés au moyen d'une méthode rationnelle, laquelle doit être décrite;
- présenter des paramètres de résistance au cisaillement du sol dont la valeur est comprise dans les plages de valeurs apparaissant au tableau 2 (ou s'en approche).

4.5 Poids volumique (« densité »)

Les études techniques utilisent généralement le poids volumique de préférence à la masse volumique (« densité »). Les deux paramètres sont reliés, mais ils diffèrent par les unités de mesure utilisées. Le poids volumique est égal à la masse volumique multipliée par l'accélération due à la pesanteur (9,81 m/s²).

Le poids volumique des sols est un déterminant du poids total de la pente, lequel constitue la force qui en favorise la rupture. Ces valeurs doivent donc être mesurées avec suffisamment de précision.

Le poids volumique-type de certains sols courants est présenté dans le tableau 2 (voir section précédente). Le poids volumique d'un sol peut toutefois se trouver hors des limites indiquées, tout en

étant valable. Il est très difficile de mesurer directement le poids volumique de la plupart des sols (à l'exception des sols argileux, dont le poids volumique peut être déterminé à partir d'un échantillon non remanié ou calculé à partir de la mesure de sa teneur en eau, un test peu coûteux).

En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- indiquer que le poids volumique du sol a été déterminé ou présumé sur la base d'une méthode rationnelle, laquelle doit être décrite;
- présenter un poids volumique dont la valeur est comprise dans les plages de valeurs apparaissant au tableau 2 (ou s'en approche).

5.0 Autres facteurs

Dans la section précédente, on a énuméré et décrit les paramètres fondamentaux sur lesquels se fondent les études portant sur la stabilité des pentes. Cela dit, d'autres aspects et d'autres conditions doivent être pris en compte. Voici lesquels.

5.1 Érosion, éléments déclencheurs, rétrogression et limite de la zone dangereuse

Jusqu'à maintenant, on a surtout insisté sur le calcul du coefficient de sécurité relatif à l'instabilité d'une pente et, dans le cas des pentes instables, sur le calcul de la marge pour la stabilité de la pente. Toutefois, comme on l'a vu brièvement à la section 3.6, les lignes directrices du MRN proposent de tenir compte de deux éléments supplémentaires pour déterminer la largeur de la marge de la zone dangereuse :

Marge de la zone dangereuse = marge pour la stabilité de la pente + marge pour l'érosion du pied + marge pour l'accès en cas d'érosion

La figure 13 montre un exemple d'application de ces marges de recul supplémentaires.

La largeur de la marge d'érosion du pied de la pente dépend du type de sol, de l'état d'érosion de la berge du cours d'eau et de la largeur du cours d'eau. Pour déterminer la largeur de cette marge, consulter le guide technique publié par le MRN (Technical Guide - River and Stream Systems: Erosion Hazard Limit). On y suggère, par exemple, que la marge pour l'érosion du pied dans les sols argileux en présence d'une érosion active soit de 5 à 8 m.

Les rapports d'évaluation de la stabilité des pentes doivent donc inclure une évaluation de l'état d'érosion des berges. Dans les zones d'érosion active, on prévoit souvent la construction d'ouvrages de protection le long des berges (ou du pied des pentes) en vue d'éviter d'avoir à tenir compte d'une marge pour l'érosion du pied et de maximiser la superficie de terrain utilisable.

Il faut bien comprendre que, en général, la construction d'ouvrages de protection contre l'érosion ne modifie pas significativement la géométrie de la pente et n'a donc pas réellement d'impact sur le calcul du coefficient de sécurité. On ne considère donc pas que la construction de ces ouvrages contribue à la stabilité de la pente.

De plus, même si les procédures du MRN donnent le choix entre la construction d'ouvrages de protection contre l'érosion ou marge pour l'érosion du pied, dans certaines circonstances, l'érection d'ouvrages de protection s'avère indispensable. L'érosion continue du pied de pente est probablement le déclencheur de rupture de pente le plus courant le long des cours d'eau. En l'absence d'érosion active du pied, la rupture d'une pente « mathématiquement » instable sera souvent déclenchée par un niveau élevé des eaux souterraines (p. ex. cas d'une pleine saturation). Il existe d'autres déclencheurs, comme les séismes, mais leur fréquence est de beaucoup inférieure à celle de l'érosion du pied de pente.

Ainsi, en éliminant l'un des déclencheurs les plus courants d'une rupture de pente, les ouvrages de protection contribuent à réduire la probabilité qu'un glissement de terrain survienne au cours d'une année et, ainsi, la fréquence globale des ruptures de pente. Ainsi, non seulement les ouvrages de protection permettent-ils d'aménager une plus grande superficie de terres (en éliminant la nécessité de réserver une marge pour l'érosion du pied), mais ils réduisent effectivement la probabilité qu'une rupture de pente se produise.

Dans les zones d'érosion active non protégées, on peut souvent s'attendre à ce qu'une certaine instabilité des pentes s'installe à brève échéance. Bien qu'il soit peu probable (statistiquement) que des ruptures de pente touchent les terrains situés au-delà de la limite de la zone dangereuse, elles sont susceptibles d'alarmer la population et de laisser une surface de glissement instable et peu sûre, nécessitant une intervention. De plus, si la rupture de pente laisse un escarpement important, la marge de recul du sommet de la nouvelle pente reculerait dans les terres; autrement dit, on assisterait à la naissance d'un phénomène rétrogressif lent, qui grugerait peu à peu les terrains, comme le montre la figure 20. La limite de la zone dangereuse correspond donc habituellement à la « frontière de la première rupture ». Cela dit, la limite de la zone dangereuse est établie en fonction de la première rupture susceptible de se produire (sur la base d'un coefficient de sécurité de 1,5) sans tenir compte de la pente résultant de cette rupture, qui pourrait également se révéler instable, et du fait que d'autres ruptures pourraient suivre à relativement brève échéance. En pratique, il n'existe aucun moyen de prédire le recul de la limite de la zone dangereuse relative aux ruptures de pentes pouvant se produire dans la zone de la « première » rupture de pente.

Par conséquent, lorsque, dans une zone d'érosion active non protégée, le promoteur choisit d'inclure une marge pour l'érosion du pied à la marge de la zone dangereuse, il choisit également une probabilité accrue de rupture de pente. Ce peut être un choix valable lorsque la superficie du terrain est suffisante et d'une grandeur telle que l'ajout de la marge pour l'érosion du pied ne pose pas de problème. Toutefois, le propriétaire (et éventuellement la Ville) doit accepter qu'il pourrait être contraint à des travaux en cas de rupture de pente.

Dans ce contexte, les ouvrages de protection peuvent être vus comme un moyen de réduire (mais pas d'éliminer) la probabilité de devoir réaliser, dans un avenir rapproché, des travaux de restauration des pentes, lesquels sont associés à des responsabilités ayant un impact sur le plan financier pour le propriétaire, voire pour la Ville. En plus de ces coûts potentiels futurs, il faut tenir compte de la réduction de l'espace de terrain aménageable (en raison de l'inclusion de la marge pour l'érosion du pied) et du coût de la construction des ouvrages de protection contre l'érosion. Soulignons que les ouvrages de protection contre l'érosion ne sont pas toujours souhaitables du point de vue de la conservation de l'environnement naturel et peuvent nuire à l'aspect esthétique naturel de la vallée ou du ravin. Certaines restrictions peuvent également s'appliquer au type d'ouvrage de protection en raison de règlements touchant la protection des habitats aquatiques.

Les paragraphes précédents expliquaient les deux procédures du MRN touchant l'inclusion d'une marge pour l'érosion du pied à la marge de la zone dangereuse ainsi que les avantages et les inconvénients de la construction d'ouvrages de protection contre l'érosion des pentes le long des cours d'eau dans la perspective de la réduction des impacts financiers liés à la responsabilité des propriétaires. Notons au surplus que, dans la pratique, cette responsabilité ne peut s'éteindre que par la mise en œuvre de mesures de stabilisation de la pente (voir à ce sujet la section 5.3).

Le troisième élément prévu par le MRN, en ce qui a trait à la limite de la zone dangereuse, est la marge pour l'accès en cas d'érosion, qui doit permettre l'établissement, sur les terrains situés en sommet de pente, d'une voie de circulation d'une largeur suffisante pour que de l'équipement puisse se rendre sur le site d'une éventuelle rupture de pente à des fins de réparation. La largeur de cette marge est habituellement de 6 mètres. Les documents du MRN ne précisent pas dans quels cas cette marge doit être (ou non) prévue. Néanmoins, en règle générale, cette marge devrait être imposée lorsque les plans d'aménagement rendent l'accès à la pente impossible (lorsque le plan d'aménagement prévoit que la ligne arrière des lots résidentiels se confondra avec la limite de la zone dangereuse, par exemple).

Cependant, dans le cas de l'aménagement d'un parc de stationnement, cette marge ne serait pas nécessaire puisque l'équipement pourrait emprunter le parc de stationnement pour se rendre à la pente. Bref, le choix d'imposer ou non une marge d'accès est une question de jugement.

En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- mentionner que les zones d'érosion active ont été identifiées (dans le cas des pentes qui longent les cours d'eau);
- indiquer les zones à protéger contre l'érosion, et les caractéristiques de l'ouvrage de protection (type, limites, hauteur);
- mentionner qu'une marge pour l'érosion du pied et/ou qu'une marge pour l'accès en cas d'érosion ont été incluses à la marge de la zone dangereuse (s'il y a lieu).

5.2 Démarcation de la limite de la zone dangereuse

Dans bien des cas, les plans d'aménagement prévoient que la ligne arrière des lots se confondra avec la limite de la zone dangereuse. C'est particulièrement le cas des lotissements résidentiels, qui tendent à occuper tout le terrain disponible. Il est donc important de définir avec précision la limite de la zone dangereuse.

Se servir d'une ligne de crête inférée à partir de levés topographiques pour établir la marge de recul et tracer la limite de la zone dangereuse sur un plan d'aménagement ne peut généralement pas être considéré comme une méthode acceptable dans les cas où la limite de l'aménagement se confond avec la limite de la zone dangereuse, parce que la ligne de crête inférée à partir des levés topographiques ne représente pas toujours avec exactitude les conditions du terrain. La définition de la limite de la zone dangereuse ne devrait pas, non plus, être laissée à la discrétion d'une personne non qualifiée, qui l'établirait en prévoyant simplement une certaine marge de recul; sur les terrains où la topographie est complexe et dans les vallées méandreuses, il est trop facile de se tromper sur la direction dans laquelle la marge de recul doit être mesurée. Il est donc de bonne pratique d'adopter l'une des méthodes suivantes pour établir la limite de la zone dangereuse :

1. l'ingénieur géotechnicien démarque, sur le terrain, la limite de la zone dangereuse, laquelle est ensuite relevée par un arpenteur;
2. l'arpenteur relève l'emplacement des piquets (ou autre repère) marquant la crête de la pente mis en place par un ingénieur géotechnicien, lequel produit, à partir des données d'arpentage, un plan montrant graphiquement la limite de la zone dangereuse.

Lorsque la limite de l'aménagement est située à une bonne distance de la limite de la zone dangereuse ou lorsque le terrain est petit ou que la géométrie de la pente est simple et que le risque d'erreur est faible, il n'est pas toujours nécessaire d'établir un plan aussi détaillé.

La limite de la zone dangereuse qui est démarquée sur le terrain ou tracée sur le plan par l'ingénieur géotechnicien peut également inclure une marge pour l'érosion du pied et une marge pour l'accès en cas d'érosion, comme on le suggère à la section 5.1 du présent document. Les pratiques exemplaires actuelles ne permettent pas qu'une limite de propriété (de lot) soit établie au-delà de limite de la zone dangereuse.

En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- préciser que, lorsque l'aménagement projeté s'étend jusqu'à la limite de la zone dangereuse, cette limite a été située avec exactitude et qu'un ingénieur géotechnicien a participé à sa démarcation;
- préciser que, s'il y a lieu et conformément aux lignes directrices du MRN, la marge de zone dangereuse comprend une marge pour l'érosion du pied et une marge pour l'accès en cas d'érosion.

5.3 Mesures de stabilisation

Comme on l'a mentionné plus haut, la construction d'ouvrages de protection contre l'érosion est la mesure la plus couramment suggérée de modification d'une pente. Toutefois, l'érection de ces ouvrages n'affecte généralement pas le coefficient de sécurité ni ne permet de modifier la largeur de la marge de protection calculée, sauf dans les cas où elle permet d'éviter d'avoir à y inclure une marge pour l'érosion du pied.

Les véritables mesures de stabilisation des pentes permettent d'augmenter le coefficient de sécurité ou de réduire la marge de protection requise. Elles font intervenir une modification de l'un des cinq paramètres de l'analyse : la géométrie, le régime des eaux souterraines, la géologie, la résistance au cisaillement et le poids volumique des sols. En pratique, pour les projets de routine, seuls les deux premiers paramètres peuvent habituellement être modifiés. On peut aplanir une pente (déblai, remblai, construction de bermes en pied de pente) ou, possiblement, la drainer. Il existe d'autres options telles que le renforcement de la pente, c.-à-d. excavation de la pente puis reconstruction (remblai compacté et armature de géogrille en plastique). La description de ces méthodes de stabilisation complexe dépasse la portée du présent document.

5.4 Vidange soudaine

Une vidange soudaine survient lorsque les eaux de surface accumulées au pied d'une pente (c.-à-d. retenues par la vallée fluviale ou par un étang d'eaux pluviales) s'écoulent subitement. L'effet de soutien de la masse d'eau disparaît alors, mais la pression interstitielle demeure élevée dans le sol situé au pied de la pente. Cette pression interne demeurant relativement élevée et n'étant plus compensée par la pression externe (poids de l'eau), la capacité de résistance au cisaillement du sol diminue et des conditions critiques s'installent.

Cette situation peut se produire dans toute pente où une certaine étendue d'eau de surface demeure en contact avec un pied de pente à un niveau élevé et pendant longtemps, où la pente est constituée de sols de perméabilité moyenne à faible (p. ex. argiles, limons et possiblement sable limoneux), dans lesquels la pression interstitielle diminuerait lentement, et où le niveau d'eau au pied de la pente est susceptible de diminuer soudainement. Selon la perméabilité du sol, le drainage prendrait de quelques heures (sols limoneux) à quelques jours (sols argileux).

Dans ces conditions, le calcul du coefficient de sécurité ne peut se faire sans l'avis professionnel d'un ingénieur sur le taux de réduction de la pression interstitielle et des analyses techniques poussées. Dans le cadre du présent document, aucune ligne directrice simple ne peut être formulée sur la méthode à adopter pour ces analyses.

En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- indiquer que l'ingénieur géotechnicien a tenu compte de l'éventualité d'une vidange soudaine des eaux de surface situées en pied de pente (s'il y a lieu) et qu'il fait une évaluation rationnelle de l'impact de cette situation sur la stabilité de la pente.

5.5 Coulées terreuses

Comme on l'a déjà mentionné, les procédures d'analyse décrites dans les sections précédentes permettent de déterminer seulement le coefficient de sécurité relatif à la « première rupture ». Ces procédures ne permettent pas d'évaluer le risque de survenue de phénomènes particuliers tels que les coulées boueuses, c.-à-d. d'écoulement des débris d'un glissement de terrain hors de la niche d'arrachement, entraînant la formation d'un surplomb, qui s'effondre à son tour, déclenchant une réaction en chaîne, au terme de laquelle une part importante des terres situées au sommet de la pente est emportée en une immense coulée de débris. Ce phénomène, appelé « glissement rétrogressif », est

illustré à la figure 7. Il s'agit d'un cas extrême du phénomène rétrogressif décrit précédemment (voir la section Érosion, éléments déclencheurs, rétrogression et limite de la zone dangereuse et la figure 20).

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation du risque de survenue d'une coulée terreuse. Aucune de ces méthodes n'est cependant considérée comme étant très précise et, bien qu'elles ne soient pas très complexes, leur description dépasse la portée du présent document. Soulignons néanmoins que l'une des meilleures méthodes d'évaluer le risque raisonnable de survenue d'une coulée terreuse est de repérer des signes de survenue antérieure de ce genre de phénomène dans la région. Le risque de coulée terreuse est également plus grand dans les pentes élevées et les argiles les plus tendres. Partant des caractéristiques générales des argiles limoneuses de la région d'Ottawa et des données historiques touchant la survenue de coulées terreuses dans cette région, le risque de survenue de coulée terreuse doit être minimalement pris en compte dans le cas des pentes de plus de 8 mètres (environ).

En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- indiquer que le risque de coulée terreuse a été pris en compte là où les pentes sont constituées d'argile et font plus de 8 mètres (environ), ou là où des données historiques régionales indiquent une instabilité importante.

5.6 Conditions sismiques et liquéfaction sismique

Les vibrations du sol provoquées par un séisme génèrent des contraintes horizontales et verticales au sein d'une pente, ce qui entraîne une réduction de la résistance du sol et, donc, une instabilité. Il faut noter que les ondes vibratoires provenant des profondeurs du sol se déplacent de façon telle que, sauf dans le cas des pentes de faible dénivelé, elles induisent des mouvements du sol opposés. Autrement dit, si une partie de la pente est poussée vers l'extérieur (mouvement favorisant la fracture), d'autres parties seraient attirées vers l'intérieur (mouvement résistant à la fracture), comme le montre la figure 21. Les mouvements verticaux du sol surviennent également, mais leur importance et leurs effets sont généralement moindres, si bien qu'on n'en tient souvent pas compte, à moins que les analyses n'indiquent que la stabilité des pentes est limitée lorsque seules les composantes horizontales des contraintes exercées sont prises en compte.

Il faut reconnaître qu'une évaluation réaliste de la grandeur des forces sismiques et de leur impact sur la pente est complexe et, il faut l'admettre, trop complexe pour la plupart des projets. Des méthodes simplifiées existent et sont couramment utilisées en Amérique du Nord, bien que leur application varie selon les cadres législatif et réglementaire. À l'heure actuelle, il n'existe pas, en cette matière, de méthode ou de critères d'usage obligatoire pour les projets réalisés dans la région d'Ottawa.

Une méthode répandue consiste à réaliser une analyse simplifiée de la stabilité des pentes « aux conditions sismiques » (souvent appelée « analyse pseudo-statique ») qui prend en compte les sollicitations horizontales, dont la valeur est reliée à un coefficient sismique, généralement noté k_h , (comme à la figure 22). La valeur de k_h qui doit être utilisée dans les analyses, est matière à débat. Toutefois, la valeur de la moitié de l'accélération maximale du sol (horizontal) précisée dans le Code national du bâtiment du Canada (CNB), et évoquée dans l'édition actuelle du Code du bâtiment de l'Ontario (CBO), est habituellement utilisée. Par exemple, pour une accélération maximale du sol de 0,42 (telle que précisée dans le CMB de 2005 et évoquée dans le CBO de 2006), on utiliserait un k_h de 0,21.

Toutefois, les accélérations sismiques types indiquées dans le CNB sont calculées pour des secousses survenant à la surface d'un « sol ferme », c.-à-d. au niveau de l'assise rocheuse ou d'un sol compact. Les accélérations sismiques qui prévalent dans les sols meubles ou mous qui recouvrent le sol « ferme » sont souvent significativement supérieures (possiblement de 10 %), ce dont il faut tenir compte au moment de choisir la valeur de k_h .

L'analyse des conditions sismiques devrait être réalisée indépendamment des analyses « statiques ». Un coefficient de sécurité de 1,1 est généralement exigé (par le gouvernement du comté de Los Angeles, par exemple), bien qu'ailleurs on accepte un coefficient de 1,0 (c'est la valeur que suggère le Southern

California Earthquake Centre). L'application de coefficients de sécurité aussi peu élevés (par comparaison au coefficient de 1,5 requis pour les conditions dites « statiques ») s'explique par la précision limitée de la méthode, la rareté relative et la brièveté des séismes, et par le fait que les ruptures de pente provoquées par les séismes sont plus souvent de l'ordre du mouvement de pente que du glissement de terrain spectaculaire.

Si le coefficient de sécurité calculé est inférieur à 1,0 ou 1,1, la déformation permanente (c.-à-d. le mouvement) de la pente est calculée. On admet généralement une marge maximale de 50 mm ou de 150 mm, selon le cadre législatif et réglementaire et la nature du projet. Cependant, les méthodes d'évaluation de ces déplacements, bien que couramment utilisées dans beaucoup de régions sismiquement actives de l'ouest de l'Amérique du Nord, devraient être appliquées avec précautions aux sites de la région d'Ottawa, parce qu'elles ont été conçues pour des régions où les caractéristiques des sols et des séismes sont très différentes. L'argile de la mer de Champlain est une argile très sensible, c'est-à-dire que sa résistance diminue radicalement lorsqu'elle est remaniée. Les mouvements des pentes en argile de la mer de Champlain seraient donc beaucoup plus importants que ne le prévoient ces méthodes, à moins que cette diminution de résistance ne soit prise en compte dans les calculs.

Sur la base de ce qui précède, on suggère de fixer à 1,1 le coefficient de sécurité minimum utilisé dans les analyses de la stabilité des pentes « aux conditions sismiques ». Lorsque le coefficient de sécurité est inférieur à 1,1, une limite de zone dangereuse pourrait être établie le long d'une zone de coefficient de sécurité de 1,1, de la même manière que pour le cas des charges statiques. Toutefois, des analyses plus approfondies pourraient être justifiées afin d'obtenir une évaluation plus juste de la stabilité de la pente. Une telle situation commande la plus grande prudence. Notons également qu'il n'est pas nécessaire d'inclure une marge pour l'érosion du pied à la marge de la zone dangereuse parce que, dans un cas de séisme, l'érosion du pied de la pente n'est pas le déclencheur de la rupture de pente. Il en va de même pour la marge pour accès en cas d'érosion, puisque la limite de la zone dangereuse correspond ici à la limite d'une rupture provoquée par un séisme. En raison de la rareté des séismes, le principe général des conceptions parasismiques est d'éviter l'effondrement immédiat des structures et les pertes de vies; on ne s'attend pas à ce que les structures demeurent utilisables.

La limite de zone dangereuse obtenue après calcul des charges sismiques est ensuite comparée à la limite obtenue après calcul des charges « statiques » et la valeur la plus « prudente » est utilisée.

Il est important de noter que les paramètres de résistance au cisaillement de l'argile limoneuse utilisés pour le calcul du coefficient de sécurité « aux conditions sismiques » diffèrent de ceux qu'on utilise habituellement pour les analyses « aux conditions statiques ». Il faut utiliser les paramètres pour sols « non drainés », afin de refléter l'effet de la rapidité de la sollicitation, en l'occurrence une cohésion du sol bien plus élevée (d'environ 25 à 150 kilopascals) qu'aux « conditions statiques » et un angle de frottement de 0 degrés. Toutefois, comme on l'a vu, certaines argiles, notamment les argiles sensibles, peuvent « ramollir » (c.-à-d. leur résistance peut diminuer) sous l'effet des secousses sismiques.

Un autre élément très important à considérer est le risque de « liquéfaction » des sols sableux lâches en cas de séisme. La liquéfaction est un phénomène produit par les vibrations du sol au cours d'un séisme. Ces vibrations provoquent une surpression interstitielle (c.-à-d. que la pression de l'eau dans les pores du sol s'élève au-delà de son niveau naturel). Cette surpression interstitielle a pour effet de réduire la tension entre les particules de sol et, donc, la force de frottement qui permet au sol de résister à la rupture. Ce phénomène entraîne une réduction temporaire mais considérable de la résistance au cisaillement du sol, lui donnant éventuellement la consistance d'un liquide, ce qui peut entraîner, peu après un séisme, la rupture d'une pente autrement stable. Même les pentes très peu prononcées peuvent subir d'importantes déformations permanentes en cas de liquéfaction du sol sous-jacent.

Les détails de l'évaluation du risque de liquéfaction en cas de séisme dépassent la portée du présent document. Toutefois, ce risque doit être pris en compte lorsque la pente est formée en partie de sable « plus lâche », de sable graveleux ou de limon situés sous le niveau projeté des eaux souterraines le plus élevé. Dans ce contexte, « plus lâche » signifie qu'à l'essai de pénétration (Standard Penetration Test) réalisé au fond d'un trou de forage, le nombre de coups requis a été inférieur à 18 en moyenne. Comme

bien des projets de routine n'incluent pas d'essai faisant intervenir des forages, cette information n'est souvent pas disponible. Une telle situation commande donc la plus grande prudence.

En résumé, le rapport d'une évaluation de la stabilité des pentes doit :

- indiquer que le coefficient de sécurité relatif à l'instabilité des pentes « aux conditions sismiques » doit être d'au moins 1,1;
- indiquer qu'un coefficient sismique de la moitié de l'accélération maximale du sol précisée dans l'édition actuelle du CBO (et dans la version évoquée en vigueur du CNB), ou plus a été utilisé pour les analyses, et qu'on a tenu compte de l'écart par rapport à la valeur du coefficient sismique donnée pour les « sols fermes »;
- indiquer que les paramètres relatifs aux sols non drainés ont été utilisés dans le cas des argiles, et qu'on a tenu compte de la réduction éventuelle de la résistance d'un sol (« ramollissement ») lors d'un séisme;
- indiquer que le risque de liquéfaction en cas de séisme a été pris en compte pour les sites où on trouve des dépôts sableux ou limoneux.

5.7 Pentés stables, cours d'eau non encaissés et grands plans d'eau intérieurs

Les lignes directrices générales et les procédures décrites dans le présent document ont trait aux conditions types qui prévalent dans les pentes situées le long des rivières et des ruisseaux de la région d'Ottawa. Ces pentes sont en général situées le long de vallées et de ravins étroits, sont catégorisées comme « légèrement instables » à « instables », et sont situées dans des zones où l'érosion est due à l'écoulement de l'eau dans le cours d'eau. Toutefois, d'autres situations existent :

1. pentes stables (plutôt qu'instables) en zone d'érosion active des berges (ce qui pourrait provoquer une rupture de pente);
2. cours d'eau non encaissé;
3. pentes bordant de grands plans d'eau où l'érosion de la berge (ou des pieds des pentes) résulte de l'action des vagues plutôt que de l'écoulement de l'eau.

Différentes approches peuvent être adoptées dans ces situations. Dans le premier cas, il pourrait être souhaitable d'inclure une marge pour l'érosion du pied dans la marge de la zone dangereuse, mais pas de marge pour l'instabilité de la pente.

Lorsque le cours d'eau n'est pas encaissé (deuxième cas de la liste ci-haut), le MRN parle de « système non confiné » (unconfined system). Différentes mesures doivent alors être mises en œuvre, afin de tenir compte de la possibilité que le cours méandreux d'une rivière se modifie. Les systèmes non confinés ne sont pas très courants dans l'est de l'Ontario; la plupart des cours d'eau suivent des vallées encaissées. Cependant, si un tel cas se présente, consulter le guide technique du MRN (Technical Guide - River and Stream Systems: Erosion Hazard Limit) pour savoir comment déterminer la limite de la zone dangereuse.

Les pentes bordant les grands plans d'eau intérieurs où le principal agent d'érosion des berges et des pieds de pente est l'action des vagues (troisième cas de la liste ci-haut) sont un autre cas particulier pour lequel la méthode d'évaluation de la stabilité des pentes différera des méthodes présentées dans le présent document. Si un tel cas se présente, consulter le guide technique du MRN approprié (Technical Guide for Large Inland Lakes).

5.8 Murs de soutènement

Les murs de soutènement sont des ouvrages destinés à soutenir les terrains dans les cas où le dénivelé et l'inclinaison sont supérieurs à ce que pourrait supporter une pente naturelle. Les murs de soutènement sont souvent faits de béton armé, de caissons de bois, de parement fait d'éléments de béton moulé (généralement soutenu par des géogrilles), mais il en existe bien d'autres. La conception de ces murs doit tenir compte de plusieurs défaillances, incluant le basculement du mur (par rotation), le glissement

du mur sur sa base (vers l'aval), la défaillance structurelle du mur, la défaillance de la portance du sol de fondation et la défaillance des ancrages (s'il y a lieu). Ces défaillances sont habituellement envisagées au moment de la conception détaillée et peuvent être contrées par des solutions techniques. Cependant, il existe un autre important mode de défaillance : l'instabilité globale (voir figure 23), qui fait intervenir une rupture du sol situé en amont ou en aval du mur présentant essentiellement les mêmes caractéristiques qu'une rupture de pente. La résistance à ce genre de défaillance est souvent largement indépendante de l'ouvrage de soutènement mis en œuvre et des détails de conception. En fait, le coefficient de sécurité relatif à l'instabilité globale d'un ouvrage de soutènement dépend plutôt de la géologie du site de mise en œuvre et de la géométrie et de la hauteur de l'ouvrage. Ce coefficient de sécurité peut donc être évalué avant même que ne soit réalisée l'étude de réalisation de l'ouvrage, en se fondant uniquement sur les détails des plans de nivellement ou de situation. Dans le contexte de l'évaluation de la faisabilité d'un projet d'aménagement et des dangers ou des restrictions que pourrait imposer la géologie d'un site (dans le cadre d'une demande d'aménagement adressée à la Ville), le risque d'instabilité globale des ouvrages de soutènement prévus pour un site doit être traité de la même manière que le serait le risque d'instabilité d'une pente. La seule différence notable est que les murs de soutènement étant des ouvrages coûteux, leur coefficient de sécurité relatif à l'instabilité globale doit être d'au moins 1,5; en outre, il n'est pas acceptable de définir une marge de zone dangereuse au-dessus d'un mur de soutènement (ce qui peut être fait pour les pentes naturelles). Par conséquent, les projets d'aménagement des sites faisant intervenir la construction d'un ouvrage de soutènement de plus de 1 m de hauteur doivent comporter un rapport technique, rédigé par un ingénieur géotechnicien qualifié et inscrit à l'ordre des ingénieurs de l'Ontario, indiquant que le coefficient de sécurité relatif à l'instabilité globale des murs de soutènement prévus est d'au moins 1,5 et détaillant les preuves à l'appui de cette conclusion.

Conditions minimales pour la production de rapports d'évaluation de la stabilité des pentes

Un rapport sur la stabilité des pentes, rédigé par un ingénieur géotechnique qualifié autorisé à exercer sa profession dans la province d'Ontario, doit être fourni dans le cas de tout emplacement qui présente des pentes (existantes ou proposées) de plus de cinq mètres à l'horizontale sur un mètre à la verticale (c.-à-d. 11 degrés d'inclinaison par rapport à l'horizontale) ou d'une hauteur de plus de deux mètres. Dans le cas d'emplacements ayant un mur de soutènement d'une hauteur de plus d'un mètre, il faut aussi un rapport qui porte sur la stabilité globale des murs de soutènement proposés. Les critères d'évaluation de la stabilité des pentes énumérés dans le présent document concernent également les murs de soutènement.

L'étude doit évaluer la stabilité des pentes et, si ces dernières ne sont pas jugées stables, déterminer la distance de la pente à partir de laquelle la structure, les secteurs d'agrément et les autres aménagements peuvent être construits. Les pentes instables et le terrain situé entre la pente instable et la limite de construction sont considérés comme « terrain à risque ». Le terrain à risque désigne généralement le terrain qui risque de subir l'effet défavorable d'un processus géologique naturel. Dans le cas des pentes instables, le terrain à risque possède un facteur de sécurité insuffisant (inférieur à 1,5 pour la charge « statique » ou inférieur à 1,1 pour la charge sismique) contre l'effet d'un affaissement de la pente. Dans certains cas, le terrain à risque peut, selon la Loi sur l'aménagement du territoire de l'Ontario, être transféré à la municipalité ou à un autre organisme. L'aménagement du terrain à risque est restreint et ne peut comprendre de structures permanentes, d'aires de stationnement ou de circulation, de secteurs d'agrément, de champs d'épuration ni toute autre infrastructure de valeur. Les terrains bâtissables dans des lotissements résidentiels ne doivent pas comporter de terrain à risque.

L'emplacement de la limite du terrain à risque (parfois appelé la limite géotechnique de l'aménagement) doit prendre en compte à la fois la distance de la pente requise pour fournir un facteur de sécurité suffisant (supérieur à 1,5 pour la charge « statique » et supérieur à 1,1 pour la charge « sismique ») et, le cas échéant, des tolérances pour l'érosion éventuelle et, dans certains cas, une tolérance supplémentaire pour l'accès à de futurs affaissements de la pente, selon le guide technique du ministère des Richesses naturelles (MRN) intitulé *River and Stream Systems: Erosion Hazard Limit*.

L'évaluation de la stabilité d'une pente et la détermination de la limite du terrain à risque doivent prendre en compte l'état le plus prudent que l'on peut raisonnablement s'attendre que la pente présente (c.-à-d. « le pire des scénarios »).

Le rapport d'évaluation de la stabilité de la pente doit :

- fournir un plan à l'échelle montrant l'emplacement de la pente, les limites cadastrales de la propriété (p. ex., les limites arrière du terrain des lotissements proposés) et les caractéristiques importantes de l'aménagement prévu (p. ex., structures, chaussées et aires pavées).
- indiquer sur le plan les endroits où sont tracées des sections transversales de la configuration de la pente et où on a procédé à l'évaluation de la stabilité de la pente.
- décrire comment on a déterminé la configuration des pentes existantes (p. ex., mesure sur le terrain par l'ingénieur géotechnique, interprétation des données du relevé topographique, etc.).
- fournir les sections transversales montrant la configuration de la pente mesurée et la configuration de la pente utilisée pour les études de stabilité, y compris tout remblai de plateaux élevés ou modification de la configuration de la pente (p. ex., découpe ou remblai de la pente).
- préciser que l'ingénieur géotechnique (ou son représentant) a examiné la pente et pris note des points d'instabilité active ou antérieure; pour les pentes le long des cours d'eau, identifier les endroits où l'érosion active des berges ou du pied de la pente est présente.
- indiquer les conditions géologiques à l'intérieur de la pente qui ont servi aux études et comment ces conditions ont été déterminées (p. ex., fondées sur les résultats des forages, extrapolées à partir de l'observation des sols exposés sur le versant de la pente, extrapolées à partir de la connaissance de la géologie de la région, etc.).
- indiquer les conditions d'eaux souterraines dans la pente qui ont servi aux études et comment elles ont été déterminées. Nota : pour les pentes en argile dans la mer Champlain (Leda), on doit généralement supposer que l'argile est saturée (c.-à-d. située sous le niveau des eaux souterraines) aux fins des études « statiques » de stabilité, à moins qu'il soit justifié de procéder autrement en raison des données et des conditions propres à l'emplacement. Toutefois, on peut aussi prendre en compte les effets du débit des eaux souterraines (c.-à-d. des conditions autres qu'hydrostatiques).
- indiquer les paramètres de résistance du sol utilisés dans les études de stabilité (c.-à-d. angle de cohésion et de friction) et comment ils ont été établis (p. ex., fondés sur l'expérience, extrapolés à partir de l'essai dans les forages, ou mesurés par essai en laboratoire).
- indiquer les densités de sol (c.-à-d. poids unitaires) utilisées dans les études et comment elles ont été déterminées (p. ex., fondées sur l'expérience, corrélations, résultats d'essais en laboratoire, etc.).
- indiquer les facteurs de sécurité contre l'instabilité des pentes analysées. Lorsque le facteur de sécurité contre l'instabilité de la pente est inférieur à 1,5, la limite du terrain à risque correspondant à un facteur de sécurité de 1,5 doit être fournie et indiquée sur le plan. Nota : la limite du terrain à risque peut être évaluée par des études techniques pertinentes ou par les méthodes simplifiées décrites dans le guide technique du MRN intitulé River and Stream Systems: Erosion Hazard Limit. L'évaluation doit prendre en compte l'état le plus prudent que l'on peut raisonnablement s'attendre que la pente présente (c.-à-d. « le pire des scénarios »). Les études doivent prendre en compte les charges des structures. Tout aménagement éventuel doit être situé en dehors du terrain à risque défini par cette limite du terrain à risque (soit au-dessus ou au-dessous d'une pente). Nota : puisque les murs de soutènement sont des aménagements bâtis, un facteur de sécurité inférieur à 1,5 contre l'affaissement global ne peut pas être accepté. C'est-à-dire que le terrain à risque ne doit pas être autorisé au-dessus des murs de soutènement.
- indiquer si la limite du terrain à risque prend en compte, le cas échéant, les tolérances d'érosion au pied de la pente et les tolérances d'accès en cas d'érosion décrites dans le guide technique du MRN intitulé River and Stream Systems: Erosion Hazard Limit.
- pour les pentes le long des cours d'eau, préciser les endroits où la protection contre l'érosion est exigée ou prévue. On doit aussi fournir des détails concernant la protection contre l'érosion, si nécessaire (p. ex., type, limites et hauteur de l'application, etc.).
- indiquer sur un plan l'emplacement de la limite du terrain à risque déterminée par les études et indiquer comment la limite a été définie (p. ex., marquée à l'emplacement par l'ingénieur et relevée, ou tracée sur le plan).

- fournir des précisions sur les mesures de stabilisation, au besoin, afin d'accroître le facteur de sécurité et de fournir la limite du terrain à risque citée dans le rapport.
- là où il y a un potentiel d'abaissement rapide du niveau de l'eau contre la pente, indiquer comment on a évalué l'effet potentiel de cette situation sur la stabilité de la pente et la position de la limite du terrain à risque.
- pour des pentes en argile de plus de huit mètres de hauteur (ou pour toute hauteur de pente, ou si les conditions souterraines ou un historique d'instabilité le justifient), indiquer qu'on a pris en compte et évalué le potentiel de glissement de terrain régressif et, si un tel potentiel existe, indiquer comment ce potentiel a été pris en compte dans l'établissement de la limite du terrain à risque.
- indiquer le facteur de sécurité contre l'instabilité dans des conditions sismiques, y compris le potentiel de liquéfaction sismique. Nota : le facteur de sécurité minimum requis serait généralement de 1,1, ou il faut fixer une limite de construction suffisante par rapport à la limite du terrain à risque. En règle générale, le coefficient sismique horizontal, fondé sur l'actuel Code national du bâtiment, ne doit pas être inférieur à 0,1, mais doit aussi prendre en compte l'augmentation potentielle du coefficient sismique due à la présence de sols meubles ou mous. Ces études doivent prendre en compte les conditions de charge non drainées.
- porter la signature et le sceau d'un ingénieur géotechnique autorisé dans la province d'Ontario.

Notes :

1. Pour les études individuelles de petites structures proposées dans les cours arrière de résidences unifamiliales (comme des piscines et des terrasses), on pourra exiger moins de précisions. Dans de tels cas, il faut fournir un rapport qui décrit la configuration de la pente et la distance entre la pente et la structure, et qui précise s'il y a un facteur de sécurité d'au moins 1,5 contre l'instabilité de la pente touchant cette structure. À la discrétion de la Ville, on peut exiger des précisions supplémentaires.
2. Dans le cas d'emplacements dont la pente est supérieure au critère cité plus haut, soit de cinq mètres à l'horizontale sur un mètre à la verticale ou qui dépassent le critère de deux mètres de hauteur concernant la production d'un rapport de stabilité de la pente, mais dont l'inclinaison est inférieure à un niveau de quatre mètres à l'horizontale sur un mètre à la verticale et d'une hauteur inférieure à trois mètres, et qui, de l'avis de l'ingénieur géotechnique, ne sont pas instables ou ne justifient pas d'étude détaillée, on peut exiger peu de détails. Dans de tels cas, il faut produire un rapport qui décrit la configuration de la pente et la distance entre la pente et la structure ou l'aménagement, les conditions souterraines et la présence d'un facteur de sécurité d'au moins 1,5 contre l'instabilité de la pente touchant cette structure ou cet aménagement. Cette information peut prendre la forme d'une section du rapport d'étude de fondation ou géotechnique. À la discrétion de la Ville, on peut exiger des précisions supplémentaires.
3. Les murs de soutènement doivent avoir un facteur de sécurité d'au moins 1,5 contre l'instabilité globale; c'est-à-dire contre un affaissement du sol derrière et sous le mur. Cependant, la Ville peut aussi exiger que des précisions supplémentaires soient fournies, concernant la stabilité interne ou la conception structurale d'un mur.
4. À la discrétion de la Ville, l'ingénieur géotechnique peut être requis de passer en revue et d'accepter le plan de nivellement (par une lettre portant la signature et le sceau d'un ingénieur géotechnique qualifié, autorisé à exercer sa profession dans la province d'Ontario).
5. À la discrétion de la Ville, l'ingénieur géotechnique peut être requis de soumettre les résultats détaillés des études, pour éventuelle révision par les pairs.

Annexe A

Exigences minimales visant les rapports d'évaluation de la stabilité des pentes

Annexe B

Approbation du comité de l'urbanisme et de l'environnement et du conseil municipal de la ville d'Ottawa