

2-3 EXCAVATION ET REMBLAYAGE

TABLE DES MATIÈRES

| | |
|---------------------------------------------------------------|----|
| 1.0 INTRODUCTION..... | 4 |
| 2.0 DONNÉES GÉNÉRALES | 4 |
| 2.1 Généralités..... | 4 |
| 2.2 Conformité des matériaux..... | 4 |
| 2.3 Code de sécurité pour les travaux de construction..... | 5 |
| 3.0 MATÉRIAUX..... | 5 |
| 3.1 Généralités..... | 5 |
| 3.2 Classification des matériaux d'excavation..... | 5 |
| 3.2.1 Matériaux de 1 ^{re} classe : Roc..... | 5 |
| 3.2.2 Matériaux de 2 ^e classe : Terre..... | 6 |
| 3.2.3 Disposition des matériaux d'excavation..... | 6 |
| 3.2.3.1 Matériaux utilisables provenant des excavations | 6 |
| 3.2.3.2 Matériaux en excédent ou impropres..... | 6 |
| 3.3 Caractéristiques des matériaux utilisables..... | 7 |
| 3.4 Matériaux d'emprunt..... | 8 |
| 3.4.1 Généralités..... | 8 |
| 3.4.2 Matériaux d'emprunt de classe A..... | 8 |
| 3.4.3 Matériaux d'emprunt de classe B..... | 12 |
| 3.4.4 Provenance des matériaux d'emprunt..... | 13 |
| 4.0 EXÉCUTION | 13 |
| 4.1 Assèchement du site..... | 13 |
| 4.2 Protection des ouvrages existants..... | 13 |
| 4.3 Utilités publiques..... | 14 |
| 4.4 Nature des sols..... | 14 |
| 4.5 Lignes et niveaux..... | 14 |
| 4.6 Boisage, palplanches, étais et supports..... | 14 |
| 4.7 Protection contre le gel..... | 15 |
| 4.8 Explosifs..... | 15 |

TABLE DES MATIÈRES (suite)

| | |
|---------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 4.9 Déblais | 16 |
| 4.9.1 Généralités..... | 16 |
| 4.9.2 Exécution de déblais de 1 ^{re} classe..... | 17 |
| 4.9.3 Exécution de déblais de 2 ^e classe..... | 17 |
| 4.9.4 Exécution des tranchées..... | 17 |
| 4.9.5 Exécution des fouilles..... | 18 |
| 4.9.6 Excavation complémentaire..... | 19 |
| 4.9.7 Excavation des fossés..... | 19 |
| 4.10 Remblayage et compaction pour fondations et excavations | 19 |
| 4.10.1 Généralités..... | 19 |
| 4.10.2 Préparation du fond de l'excavation..... | 19 |
| 4.10.3 Exécution des remblais..... | 20 |
| 4.10.4 Remblayage avec des matériaux de 1 ^{re} classe..... | 21 |
| 4.10.5 Remblayage avec des matériaux de 2 ^e classe..... | 21 |
| 4.11 Compactage | 22 |
| 4.12 Remblayage de tranchée | 22 |
| 4.12.1 Préparation du fond de la tranchée..... | 22 |
| 4.12.2 Assise et enrobement de conduite..... | 23 |
| 4.12.2.1 Dans les sols granulaires ou roc..... | 23 |
| 4.12.2.2 Dans les sols de type argileux ou silteux..... | 23 |
| 4.12.3 Remblayage au-dessus de l'enrobement..... | 24 |
| 4.12.3.1 Sous une chaussée ou un trottoir..... | 24 |
| 4.12.3.2 Sous une surface non aménagée..... | 24 |
| 4.12.3.3 Sous un bâtiment..... | 24 |
| 4.12.4 Remblayage autour des ouvrages de canalisation..... | 24 |
| 4.12.5 Remblai au-dessus des canalisations d'eau et d'égout..... | 25 |
| 5.0 AUTRES EXIGENCES | 25 |
| 5.1 Matériaux inacceptables | 25 |
| 5.2 Béton de remplissage | 25 |
| 5.3 Remblayage de fossés | 25 |
| 5.4 Enlèvement des canalisations existantes | 25 |

EXCAVATION ET REMBLAYAGE

1.0 INTRODUCTION

La présente spécification régit les travaux d'excavation et de remblayage pour les ouvrages montrés aux dessins : canalisations, dalles sur sol, empattements, talus, etc.

2.0 DONNÉES GÉNÉRALES

2.1 Généralités

Tous les codes, législations et règlements canadiens et québécois, concernant ce type d'installation, doivent être respectés par l'Entrepreneur.

2.2 Conformité des matériaux

Bureau de normalisation du Québec (BNQ)

| | | | |
|-----|----------|---|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| BNQ | 2560-900 | - | Détermination du nombre pétrographique du gros granulat Article : (8.2) |
| BNQ | 2622-904 | - | Détermination de la quantité du granulat passant le tamis no. 200 Articles : (4.3.1.3) (8.2) (8.3) |
| BNQ | 2622-906 | - | Détermination de la présence de matières organiques dans le granulat fin (indice colorimétrique) Article : (4.3.1.3) (8.2) (8.3) |
| BNQ | 2622-908 | - | Détermination de la résistance à la désagrégation des granulats en utilisant des solutions de sulfate de sodium ou de sulfate de magnésium Article : (8.2) |

American Society for Testing and Materials (ASTM)

| | | | |
|------|-------|---|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| ASTM | C131 | - | Resistance to abrasion of small size coarse aggregate by use of the Los Angeles machine Article: (8.2) |
| ASTM | C295 | - | Petrographic examination of aggregates for concrete Article: (8.2) |
| ASTM | D423 | - | Liquid limit of soils Articles: (4.3.1.3) (8.2) (8.3) |
| ASTM | D425 | - | Centrifuge moisture equivalent of soils Articles: (4.3.1.3) (8.2) (8.3) |
| ASTM | D1883 | - | Bearing ratio of laboratory compacted soils Articles: (4.3.1.3) (8.2) (8.3) |
| ASTM | D2419 | - | Sand equivalent value of soils and fine aggregate Article: (8.2) |

2.3 Code de sécurité pour les travaux de construction

Article : (14)

3.0 MATÉRIAUX

3.1 Généralités

Les travaux d'excavation comprennent le dégagement, l'enlèvement et le transport hors chantier, si requis, de tous les matériaux rencontrés dans les limites des ouvrages de quelque nature qu'ils soient.

3.2 Classification des matériaux d'excavation

3.2.1 Matériaux de 1^{re} classe : Roc

L'expression « roc » ou « matériaux de 1^{re} classe » désigne tout matériau non gelé qui ne peut être excavé qu'à l'aide d'explosifs, ou par toute autre méthode d'extraction, reconnue et approuvée par l'ingénieur, ainsi que tout bloc solide d'un mètre cube ou plus extrait avec ou sans l'usage d'explosifs.

3.2.2 Matériaux de 2^e classe : Terre

L'expression « terre » ou « matériaux de 2^e classe » désigne tout matériau ne nécessitant pas l'usage d'explosifs pour l'excavation tel que : vieux pavages, vieux trottoirs, ouvrage artificiel quelconque, sols composés de sable mouvant, de terre dure (hard-pan), de minces couches ou lits de cailloux dans l'argile, de schistes désagrégés et meubles, des matériaux de déboisement, de gravier cimenté ou de tout autre matériau, excepté le roc tel que défini à l'article 3.2.1.

3.2.3 Disposition des matériaux d'excavation

3.2.3.1 Matériaux utilisables provenant des excavations

Les matériaux de construction tels que briques, regards, puisards, tuyaux, etc., appartiennent au Propriétaire et ceux qui sont jugés utilisables par l'Ingénieur sont transportés aux frais de l'Entrepreneur, à l'endroit choisi par l'Ingénieur.

La terre végétale appartient au Propriétaire et est entreposée séparément pour réutilisation future à un endroit choisi par l'Ingénieur.

Les matériaux d'excavation pour les remblais doivent satisfaire aux exigences minimales suivantes pour être jugés acceptables par l'Ingénieur.

3.2.3.2 Matériaux en excédent ou impropres

L'Entrepreneur doit transporter et disposer convenablement tous les matériaux ou substances inutilisables, incluant les matières putrides et les matériaux en excédent.

3.3 Caractéristiques des matériaux utilisables

TABLEAU 1 Exigences minimales des matériaux utilisables

| Propriété | Exigence | Norme |
|-------------------------------------------------------------|-----------------------------|--------------|
| Agrégat : grosseur maximale | 1/3 couche remblais permise | --- |
| Particules passant tamis 75 um. % maximum | 50 | BNQ 2622-904 |
| Corps organiques % maximum | 0.8 | BNQ 2622-906 |
| Indice de plasticité maximum | 6 | ASTM D425 |
| Limite de liquidité maximum | 25 | ASTM D423 |
| Teneur en eau p/r teneur optimale en labo (Proctor modifié) | 2% | --- |
| Matériaux gelés % maximum | 0 | --- |

3.4 Matériaux d'emprunt

3.4.1 Généralités

Les matériaux d'emprunt sont les matériaux servant au remblayage qui proviennent d'une autre source que les excavations et déblais effectués sur le site des travaux en vertu du présent contrat.

Les matériaux seront choisis pour répondre aux besoins et conditions de remplissage ou de remblayage pour lesquels ils sont utilisés.

Tous les matériaux sont approuvés à la source par l'Ingénieur.

3.4.2 Matériaux d'emprunt de classe A

Ce sont des sols naturels granulaires ou non plastiques, non gélifs, tels que sable, gravier, pierre concassée et criblure de pierre, et ayant les caractéristiques suivantes :

TABLEAU 2 Caractéristiques des matériaux d'emprunt classe A

| Propriété | Exigence | Norme |
|---------------------------------------------------------------------|----------|--------------|
| - Nombre pétrographique maximum | 400 | BNQ 2560-900 |
| - Durabilité (5 cycles sulfate de magnésium) % maximum de pertes | 35 | BNQ 2622-908 |
| - Présence de schiste argileux ou graphitique, % maximum | 20 | ASTM C 295 |
| - Présence de corps organiques, % maximum | 0,8 | BNQ 2622-906 |
| - Résistance à l'abrasion, Los Angeles, % maximum de pertes | 40 | ASTM C 131 |
| - Fragments plats et allongés, % maximum | 1 | |
| - Particules passant tamis 75 um, % maximum | 10 | BNQ 2622-904 |
| - Indice de plasticité, maximum | 6 | ASTM D 425 |
| - Limite de liquidité, maximum | 25 | ASTM D 423 |
| - Équivalent de sable, minimum | 25 | ASTM D 2419 |
| - C.B.R., minimum | 10 | ASTM D 1883 |

De plus, lorsque spécifiés, la criblure de pierre, le sable ou la pierre concassée doivent avoir les granulométries suivantes :

| Pierre concassée 19-0 mm | |
|---------------------------------|---------------------------------------|
| <u>Tamis</u> | <u>Pourcentage passant (en poids)</u> |
| 25,00 mm | 100 |
| 19,00 mm | 90-100 |
| 12,50 mm | 68-93 |
| 4,75 mm | 35-60 |
| 1,18 mm | 19-38 |
| 300,00 um | 9-17 |
| 75,00 um | 2-8 |

| Pierre concassée 38-0 mm | |
|---------------------------------|---------------------------------------|
| <u>Tamis</u> | <u>Pourcentage passant (en poids)</u> |
| 50,00 mm | 100 |
| 25,00 mm | 75-95 |
| 9,50 | 40-75 |
| 4,75 mm | 30-60 |
| 2,36 mm | 22-50 |
| 300,00 um | 12-28 |
| 75,00 um | 2-8 |

| Pierre concassée 63-0 mm | |
|---------------------------------|---------------------------------------|
| <u>Tamis</u> | <u>Pourcentage passant (en poids)</u> |
| 75,00 mm | 100 |
| 63,00 mm | 50-100 |
| 50,00 mm | 82-100 |
| 25,00 mm | 50-80 |
| 4,75 mm | 25-50 |
| 1,18 mm | 11.30 |
| 700,00 um | 4-18 |
| 75,00 um | 2-8 |

| Criblure de pierre | |
|---------------------------|---------------------------------------|
| <u>Tamis</u> | <u>Pourcentage passant (en poids)</u> |
| 9,50 mm | 100 |
| 4,75 mm | 75-100 |
| 150,00 um | 4-25 |
| 75,000 um | 0-10 |

| Sable | |
|--------------|---------------------------------------|
| <u>Tamis</u> | <u>Pourcentage passant (en poids)</u> |
| 12,50 mm | 100 |
| 4,75 mm | 55-100 |
| 2,36 mm | 43-100 |
| 300,00 um | 17-45 |
| 75,00 um | 5-11 |

| Pierre nette (20 mm) | |
|-----------------------------|--------|
| 28 mm | 100 |
| 20 mm | 30-100 |
| 14 mm | 0-15 |
| 10 mm | 0-2 |

3.4.3 Matériaux d'emprunt de classe B

L'emprunt de classe B désigne tous les matériaux compactables, sauf les sols organiques. Les composants du sol doivent être du règne minéral et doivent répondre aux exigences suivantes :

**TABLEAU 3 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX D'EMPRUNT
CLASSE B**

| <u>Propriété</u> | <u>Exigence</u> | <u>Norme</u> |
|------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|--------------|
| - Agrégats : grosseur maximale | 1/3 couche remblais permise | --- |
| - Particules passant tamis 75 um % maximum | 50 | BNQ 2622-904 |
| - Corps organiques % maximum | 0,8 | BNQ 2622-906 |
| - Indice de plasticité maximum | 15 | ASTM D425 |
| - Limite de liquidité maximum | 40 | ASTM D423 |
| - Teneur en eau p/r teneur optimale en labo (Proctor Modifié) | 2% | |
| - Matériaux gelés % maximum | 0 | |

3.4.4 Provenance des matériaux d'emprunt

Avant de débiter les travaux, l'Entrepreneur doit communiquer à l'Ingénieur la provenance des matériaux d'emprunt qu'il entend utiliser.

Le Propriétaire se réserve le droit de faire effectuer, à ses frais, par un laboratoire reconnu, des analyses granulométriques et essais qualitatifs attestant que ces matériaux répondent aux exigences précitées, et l'Entrepreneur doit lui fournir à ses frais toute l'assistance nécessaire et les échantillons requis.

L'Entrepreneur ne peut utiliser aucun matériau avant d'avoir obtenu l'approbation écrite de l'Ingénieur.

4.0 EXÉCUTION

4.1 Assèchement du site

L'Entrepreneur doit maintenir à sec le fond des excavations pour permettre l'inspection des fondations par l'Ingénieur et la construction à sec des ouvrages, suivant les exigences des dessins et de la présente spécification. À cette fin, il doit garder sur le site des travaux des pompes en bon ordre et de capacité suffisante.

L'Entrepreneur doit détourner à ses frais tout cours d'eau, fossés, ponceaux et conduites d'égout pouvant nuire à l'exécution de ses travaux. Ceux-ci terminés, l'Entrepreneur doit remettre les ouvrages détournés temporairement dans leur état original si requis.

L'assèchement du site doit donner satisfaction à l'Ingénieur. Tous les travaux de béton, les assises et les joints de tuyauterie doivent être faits à sec.

4.2 Protection des ouvrages existants

S'il se trouve des ouvrages ou services existants, privés ou publics, montrés ou non aux plans ou indiqués sur le site des travaux, croisant ou à proximité des excavations à faire, au-dessus du sol ou souterrains, il appartient à l'Entrepreneur de prendre auprès des propriétaires de ces services et auprès des organismes et des entreprises d'utilités publiques tous les renseignements nécessaires sur l'existence, la nature, la localisation, les dimensions, profondeurs, etc., de ces services.

Il doit prendre toutes les mesures nécessaires pour les protéger et les supporter durant l'exécution de ses travaux, de façon à les maintenir en service et même une fois terminés ceux-ci, doivent en aucune façon affecter la stabilité, la qualité et la sécurité de ces ouvrages existants. L'Entrepreneur est le seul responsable de tous les dommages causés

par suite de ses travaux. Tous les travaux de protection et de support des services et ouvrages existants sont aux frais de l'Entrepreneur.

4.3 Utilités publiques

L'Entrepreneur ne doit pas ouvrir, fermer ou déranger les vannes ou autres appareils de commande des utilités publiques existantes pour quelque raison que ce soit, sans la permission écrite de l'Ingénieur et du service public en cause. Tous les usagers affectés par ces manœuvres sont avertis au préalable par l'Entrepreneur, d'après les directives de l'Ingénieur et du service public, et ils sont avisés de la durée probable de l'interruption.

4.4 Nature des sols

Les données d'examen du sol, dont le Propriétaire ne garantit pas l'exactitude, sont fournies uniquement à titre d'information. Le Propriétaire n'est pas responsable des déductions, interprétations ou conclusions que peut en tirer l'Entrepreneur.

4.5 Lignes et niveaux

L'entrepreneur sera tenu d'établir tous les lignes et niveaux requis pour l'exécution des travaux, à partir des points de repère et ligne de base déjà établis sur le chantier.

4.6 Boisage, palplanches, étais et supports

L'entrepreneur doit fournir et poser tout le boisage, les palplanches, les étais et les supports nécessaires pour retenir les parois des excavations en vue de la bonne exécution des travaux, en conformité avec le Code de sécurité pour les travaux de construction, en vigueur dans la province de Québec.

Tout le boisage doit être enlevé lors des travaux de remblayage ou de terrassement, sauf si permission contraire est donnée par l'Ingénieur.

L'entrepreneur assume seul la responsabilité pour tous les dommages et les retards causés par des éboulis de terrains ou des effondrements dus à l'insuffisance ou à l'absence de supports.

4.7 Protection contre le gel

L'Entrepreneur doit prendre toutes les mesures nécessaires pour protéger, à ses frais, contre le gel, le fond des excavations. Il est entièrement responsable de tout dommage causé par le gel.

S'il y a risque de gel, l'Entrepreneur doit, dès qu'il a atteint le niveau final de l'excavation, recouvrir le sol avec de la paille sur une épaisseur suffisante pour empêcher le gel.

Cette protection ne doit être enlevée que pour procéder à la mise en place du béton. S'il devient nécessaire d'enlever cette protection pour exécuter d'autres travaux, l'Entrepreneur doit prendre les moyens appropriés pour protéger le fond des excavations et les fondations contre le gel.

L'Entrepreneur est seul responsable de tous les dommages pouvant être causés aux ouvrages par l'action du gel.

4.8 Explosifs

Si au cours des travaux, l'Entrepreneur, avec l'accord de l'Ingénieur, doit faire usage d'explosifs, il doit se conformer aux règlements et ordonnances des autorités municipales, provinciales et fédérales à ce sujet.

Il est tenu de prendre toutes les précautions avant de miner, car il assume seul toute responsabilités pour dommages causés soit au public ou soit aux propriétés privées et publiques.

4.9 Déblais

4.9.1 Généralités

Les déblais désignent les coupes de terrain à faire dans les limites des travaux suivant les dimensions, en long et en travers, montrées sur les dessins.

Les déblais incluent également les terrassements nécessaires pour l'aménagement des entrées particulières et des raccordements aux chemins transversaux, le creusage des fossés, l'aménagement des transitions, la mise en réserve de matériaux pour utilisation future et l'enlèvement des revêtements asphaltiques existants.

L'excavation, dans tous les types de matériaux trouvés en-dedans des limites du chantier, doit être exécutée en accord avec les tracés, les pentes et les élévations indiqués au dessin, en tenant compte des coffrages et du drainage. Le fond des excavations est de niveau, libre de boue ou de matériaux meubles. Toutes les excavations excédentaires ou au-delà des instructions doivent être comblées avec un béton maigre ou des matériaux granulaires compactés selon les instructions de l'Ingénieur et aux frais de l'Entrepreneur.

Tous les matériaux inacceptables, découverts dans les limites de l'excavation, sont excavés en-dessous des normes et remplacés par du béton maigre ou un remplissage compacté selon les directives de l'Ingénieur.

Les matériaux utilisables pour remblayage sont entassés d'une manière ordonnée sur les emplacements désignés pour remplissage ou remblayage, et à une distance suffisante pour prévenir toute surcharge afin d'éviter les glissements ou effondrements. Tous les matériaux excavés non requis ou inacceptables pour le remblayage sont évacués hors du chantier.

L'Entrepreneur doit fournir et mettre en place toutes les palplanches et étais nécessaires pour assurer la stabilité des excavations.

Les côtés des excavations sont inclinés à un angle assurant leur stabilité, et ils seront étayés et entrecroisés pour prévenir tout mouvement ou tout effondrement. L'étayage est construit indépendamment des empattements ou toutes autres parties des structures ou installations.

Les excavations des installations existantes ou nouvellement édifiées sont protégées de tout mouvement ou glissement de terrain, des véhicules de transport, et de tout autre mouvement pouvant les endommager.

L'Entrepreneur doit se référer aux études des sols pour toute information sur les conditions du terrain.

Les excavations sont maintenues libres de tout débris ou autres matières étrangères, telles que matériaux meubles d'excavation, pierres ou roches.

L'Entrepreneur doit prévenir l'accumulation d'eau ou autres liquides dangereux dans les excavations ou les surfaces de fondation.

4.9.2 Exécution de déblais de 1^{re} classe

L'excavation de roc doit être confinée à l'intérieur des limites théoriques indiquées sur les dessins. Toute pointe de roc faisant saillie sur les parois de la coupe doit être arasée et les fragments de roc doivent être enlevés.

Au fond de la coupe de roc, toute pointe faisant saillie de plus de 50 mm au-dessus du niveau requis, doit être arasée.

4.9.3 Exécution de déblais de 2^e classe

Les déblais de deuxième classe doivent être faits suivant les dimensions apparaissant sur les dessins.

Le fond des déblais doit être tenu constamment en bon état de drainage, et les talus doivent être régalez pour obtenir une surface unie et régulière. Les pierres, faisant saillie sur la surface des talus et exposées à s'en détacher, doivent être enlevées.

La couche de terre végétale ou tout autre débris végétal doivent être enlevés en totalité dans l'emprise des ouvrages projetés de quelque nature qu'ils soient.

4.9.4 Exécution des tranchées

Les tranchées sont excavées en chaque point à la profondeur indiquée au profil longitudinal.

Le fond des tranchées est dressé soigneusement ou est corrigé à l'aide de matériaux granulaires (sable, poussière de pierre, etc.) damé, de façon que les canalisations reposent sur le lit sur toute leur longueur.

L'Entrepreneur doit prendre les précautions nécessaires en vue d'éviter tout éboulement et assurer la sécurité du personnel, conformément aux dispositions des règlements en vigueur au Québec, si nécessaire en talutant, étayant, blindant les fouilles par tous les moyens adaptés à la nature du sol.

Au cours des travaux, il doit veiller à ce que le dépôt de déblais et la circulation des engins ne puissent provoquer d'éboulements.

La largeur de la tranchée est en tout point suffisante pour qu'il soit facile d'y placer les tuyaux et pièces spéciales, d'y effectuer convenablement les remblais autour des tuyaux et, éventuellement, d'y réaliser les assemblages. Au fond, la largeur entre les parois est au moins égale au diamètre extérieur du tuyau, avec des surlargeurs de 300 mm de part et d'autre.

Si la tranchée doit recevoir plusieurs canalisations, la largeur est au moins égale à la somme des diamètres extérieurs des canalisations, augmentée de 600 mm et d'autant de fois 500 mm qu'il y a de canalisation moins un.

4.9.5 Exécution des fouilles

Les fouilles sont les excavations pratiquées dans le sol pour permettre la construction des fondations des bâtiments et pour toutes autres structures.

L'utilisation d'explosifs pour l'exécution des fouilles dans le roc n'est pas permise. L'Entrepreneur devra utiliser l'équipement mécanique approprié pour réaliser ces travaux d'excavation.

L'exécution des fouilles doit être faite de façon à minimiser le volume d'excavation. Elles sont ouvertes jusqu'au niveau du roc sain et respectent le périmètre des empattements suivant les élévations et les dimensions montrées sur les dessins.

L'exécution des fouilles doit recevoir l'approbation de l'Ingénieur. Suite à l'approbation, le fond est nivelé puis recouvert d'une couche de 75 mm minimum de béton de nivellement (béton maigre).

Lorsque le niveau de l'excavation indiqué sur les dessins se situe dans la couche de roc altéré n'ayant pas la capacité portante satisfaisante, l'Ingénieur exigera de poursuivre l'excavation jusqu'au niveau du roc sain. L'excavation additionnelle est remplie de béton maigre jusqu'au niveau inférieur de l'empattement indiqué sur les dessins.

4.9.6 Excavation complémentaire

L'Entrepreneur doit faire les excavations complémentaires dans les limites des ouvrages à ériger jusqu'au niveau du roc altéré. La terre végétale et tout autre matériau compressible ou à faible consistance sont excavés et les matériaux sont transportés en un lieu désigné par l'Ingénieur.

4.9.7 Excavation des fossés

L'excavation des fossés est effectuée avec un équipement mécanique approprié, afin de leur donner la forme correspondant à la section type. Le profil du fossé est respecté et les dépressions sont régaliées à la cote demandée, de même que les parties dures et effleurement rocheux sont arasés.

4.10 Remblayage et compaction pour fondations et excavations

4.10.1 Généralités

Les travaux comprennent la mise en place, le mouillage ou le séchage et la compaction dans les excavations des matériaux acceptables provenant de l'excavation ou de remblayage d'apport. Tous les travaux sont conformes aux tracés, niveaux et coupes indiqués aux dessins.

Tout remplissage des excavations, en totalité ou en partie, est interdit jusqu'à l'obtention d'une autorisation de l'Ingénieur. Cette autorisation ne sera donnée qu'après que l'Ingénieur ait approuvé le travail et entrepris les vérifications des installations en dedans des excavations.

4.10.2 Préparation du fond de l'excavation

Le fond de l'excavation doit être du terrain naturel non remanié ou du remblai compacté. Dans tous les cas, le fond de l'excavation doit être sec, non gelé et approuvé par l'Ingénieur avant d'effectuer le remblayage. De plus, le fond de l'excavation doit être plat et ne doit présenter aucune aspérité.

Tout sol, remanié ou non acceptable, doit être enlevé, et tout surplus d'excavation rempli et compacté avec un matériau identique à celui employé pour le remblayage, si le sol sous-jacent est un sol perméable. Dans les sols imperméables tels que roc ou argile, l'Ingénieur peut exiger du béton maigre.

Dans les sols cohérents de type argileux et silteux, soit ceux dont plus de la moitié des particules ont moins de 75 µm de diamètre moyen, l'Entrepreneur doit veiller à ne pas remanier le fond de l'excavation et l'Ingénieur peut exiger d'y déposer une première couche de remblai de 500 mm d'épaisseur.

Dans les sols autres que du type argileux ou du roc, le fond de l'excavation devant recevoir un remblai est densifié à 90% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié" sur une profondeur de 150 mm. De plus, si le niveau du fond de l'excavation coïncide avec le niveau de l'infrastructure, il doit être densifié à 98% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié" sur une profondeur de 150 mm.

4.10.3 Exécution des remblais

Le remblayage ne sera pas effectué contre les structures de retenue ou les ponceaux jusqu'à ce que le béton ait été en place 14 jours ou jusqu'à ce que les cylindres d'essais indiquent que la résistance du béton est à 70% de celle spécifiée au 28 jours. Le remblayage ne sera effectué contre un mur de bâtiment, avant que les dalles de support n'aient été coulées et qu'elles aient une résistance suffisante aux pressions de la terre. Le remplissage ne peut être déposé sur un nivellement boueux; les régions molles, boueuses, ou autres matériaux inacceptables sont enlevés et remplacés par des matériaux approuvés.

Le remblayage est placé en couches successives n'excédant pas plus de 200 mm d'épaisseur, non tassées ou selon les directives de l'Ingénieur. Chaque couche est étalée d'une manière uniforme, mouillée ou sèche telle que requis, et roulée avec une machine à damer approuvée ou un compacteur vibrant approuvé jusqu'à une compaction complète.

À moins de spécifications contraires ou d'autres indications aux dessins, les excavations seront remplies avec des matériaux granulaires compactés à 95% de la densité maximum sèche maximale "Proctor Modifié" depuis le fond de l'excavation jusqu'à l'élévation approximative du nivellement.

Des degrés de compaction moindre seront permis seulement quand la densité de compaction spécifiée serait dommageable aux structures ou conduits enterrés et avec l'approbation de l'Ingénieur.

Le remblayage est exécuté simultanément de chaque côté des murs ou des autres structures afin d'égaliser les pressions du sol. On prendra les précautions nécessaires lorsqu'il s'agit de remblayage et de compaction à proximité de travaux déjà entrepris. Le remblayage et la compaction sont faits

manuellement à moins de 150 mm des ouvrages existants, et chaque fois que le remblayage et la compaction mécanique peuvent causer des dommages. L'arrosage d'eau, pour amener le matériel de remblayage à son degré d'humidité optimum, est permis selon les directives de l'Ingénieur. L'inondation avec l'eau n'est pas permise.

Quand les palplanches et l'étaisage doivent être enlevés, elles sont retirées au fur et à mesure que le remblayage progresse afin d'éviter la formation de poches et de vide.

4.10.4 Remblayage avec des matériaux de 1^{re} classe

Les matériaux provenant des déblais de 1^{re} classe doivent être employés aux endroits déterminés par l'Ingénieur pour la construction des remblais, des perrés, de l'enrochement, des ponceaux ou autres travaux de maçonnerie.

Sous une chaussée ou un trottoir, l'épaisseur maximale de la dernière couche sous la ligne d'infrastructure est de 300 mm, et doit être constituée de pierres dont la dimension maximale n'excède pas 100 mm et dont un moins 50% est retenu sur le tamis 25 mm.

De plus, cette dernière couche doit recevoir 2 passes d'un rouleau vibrant ayant un poids statique minimum de 5 tonnes et une force centrifuge de vibration d'au moins 10 tonnes.

4.10.5 Remblayage avec des matériaux de 2^e classe

Les matériaux utilisables, provenant des déblais de 2^e classe, doivent être employés aux endroits indiqués par l'Ingénieur, pour la construction de remblais, le remblayage des tranchées ou autres.

Les remblais constitués de matériaux de 2^e classe doivent être épandus et compactés par couches uniformes de 300 mm d'épaisseur au maximum, et sur la pleine largeur à couvrir.

Chacune des couches constituant le remblai doit être compactée à 95% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié". Sous une chaussée ou un trottoir, l'infrastructure doit être compactée à 95% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié" sur une profondeur d'au moins 300 mm sous la ligne d'infrastructure.

4.11 Compactage

Les remblais constitués de matériaux d'emprunt de classe A ou de classe B, doivent être épanchés et compactés par couches uniformes de 300 mm d'épaisseur au maximum, et sur la pleine largeur à couvrir.

Chacune des couches, constituant le remblai en dehors des ouvrages existants ou proposés, doit être compactée à 90% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié".

Sous une chaussée ou un trottoir, l'infrastructure doit être compactée à 95% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié" sur une profondeur d'au moins 300 mm sous la ligne d'infrastructure.

Sous une dalle de plancher reposant sur sol et sous une fondation sur empattement, le remblai doit être compacté à 95% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié" sur toute son épaisseur. La couche de finition, en pierre concassée, sera compactée à 98% de l'essai "Proctor modifié".

4.12 Remblayage de tranchée

4.12.1 Préparation du fond de la tranchée

Le fond de la tranchée doit être du terrain naturel non remanié ou du remblai compacté à 90% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié". Dans tous les cas, le fond de la tranchée doit être sec, non gelé et approuvé par l'Ingénieur, avant d'effectuer le remblayage. De plus, le fond de la tranchée doit être plat et en présenter aucune aspérité.

Tout sol remanié ou non acceptable doit être enlevé et tout surplus d'excavation rempli avec un matériau identique à celui employé par l'assise de la conduite, lorsque le sol sous-jacent est un sol perméable. Dans les sols imperméables tels que roc ou argile, l'Ingénieur peut exiger du béton maigre. Dans les sols cohérents de type argileux ou silteux, soit ceux dont plus de la moitié des particules ont moins de 75 µm de diamètre, l'Entrepreneur doit veiller à ne pas remanier le fond de l'excavation. Ces travaux se font sans frais additionnels pour le Propriétaire.

4.12.2 Assise et enrobement de conduite

4.12.2.1 Dans les sols granulaires ou roc

À moins de stipulations contraires dans les spécifications particulières, l'assise est constituée de matériaux d'emprunt de classe A, soit du sable ou de la criblure de pierre humide compactée à 90% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié", et dont l'épaisseur minimale compactée est de 100 mm sous les conduites ayant un diamètre inférieur à 900 mm, et de 150 mm sous les conduites ayant un diamètre égal ou supérieur à 900 mm.

Sous les regards, puisards ou autres structures de drainage, de canalisation d'égout et d'eau, l'assise a une épaisseur minimale de 150 mm.

À moins de stipulations contraires dans les spécifications particulières, l'enrobement des conduites est effectué avec du sable ou de la criblure de pierre humide jusqu'à 300 mm au-dessus de la conduite. La compaction sera effectuée à 90% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié" par couche de 150 mm sous le tuyau et jusqu'à mi-hauteur de part et d'autre de la conduite, afin de ne pas induire de force latérale pouvant la déplacer durant le remblayage. Le reste de l'enrobage jusqu'à 300 mm au-dessus de la conduite sera effectué sans compaction afin de ne pas endommager le tuyau. La compaction peut ensuite être effectuée à partir de 300 mm au-dessus de la conduite.

4.12.2.2 Dans les sols de type argileux ou silteux

Dans les sols cohérents de type argileux ou silteux, l'assise consiste en un lit de sable ou de criblure de pierre d'une épaisseur d'au moins 200 mm, et est déposée en une seule couche sur le sol en veillant à ne pas le remanier. L'assise est ensuite compactée à 90% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié".

Les sols de type argileux ou silteux sont des sols dont plus de la moitié des particules ont moins de 75 µm de diamètre moyen.

L'enrobement se fait ensuite de la même façon que celle employés dans les sols granulaires.

4.12.3 Remblayage au-dessus de l'enrobement

4.12.3.1 Sous une chaussée ou un trottoir

Lorsque la tranchée est située sous une chaussée ou un trottoir prévu, le remblayage au-dessus de l'enrobement s'effectue jusqu'à la ligne d'infrastructure de l'ouvrage prévu, avec un matériau acceptable pour remblai ou un matériau d'emprunt de classe A, si aucun matériau provenant des excavations effectuées en vertu du contrat n'est disponible.

Le remblayage se fait par couches de 200 mm d'épaisseur au maximum, compactées à 90% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié", et les derniers 300 mm sous la ligne d'infrastructure le sont à 95% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié".

4.12.3.2 Sous une surface non aménagée

Lorsque la tranchée est située hors de l'emprise d'un aménagement prévu (route, parking, trottoir, etc.) le remblayage se fait par couche de 300 mm avec des matériaux d'excavation approuvés et compactés à 90% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié" jusqu'au niveau projeté.

4.12.3.3 Sous un bâtiment

Lorsque la tranchée est situés sous un bâtiment, le remblayage au-dessus de l'enrobement s'effectue jusque sous les fondations avec des matériaux granulaires d'emprunt.

Le remblayage se fait par couches successives de 200 mm d'épaisseur compactée à 95% de la densité sèche maximale "Proctor Modifié".

4.12.4 Remblayage autour des ouvrages de canalisation

Le remblai autour des ouvrages de canalisation tels que regards, chambre de vanne, puisards, boîte de vanne, etc., doit être fait de la même façon qu'autour des canalisations en ce qui concerne principalement la nature des couches et le degré de compaction recherché.

4.12.5 Remblai au-dessus des canalisations d'eau et d'égout

Le remblai au-dessus des tranchées pour égout et conduite d'eau sera exécuté avec égard aux conduites existantes. L'utilisation de rouleau vibreur ou tout équipement pouvant affecter la stabilité de ces ouvrages sera interdite à moins d'un mètre de couverture.

5.0 AUTRES EXIGENCES

5.1 Matériaux inacceptables

Les matériaux de remplissage non conformes aux spécifications ci-dessus et qui ont été rejetés par l'Ingénieur devront être transportés hors du chantier.

5.2 Béton de remplissage

Le béton maigre de remplissage sera conforme aux spécifications (Construction en béton armé). À 28 jours, la résistance sera de 15 MPa conformément aux dessins et, exigé par l'Ingénieur, l'Entrepreneur sera tenu de compléter le remblayage des fouilles après le bétonnage des empattements.

5.3 Remblayage de fossés

Avant de procéder au remblai des fossés, l'Entrepreneur doit enlever les boues et les limons qui s'y sont déposés.

5.4 Enlèvement des canalisations existantes

L'excavation de la tranchée, pour l'enlèvement des canalisations existantes, est exécutée conformément à l'article "*Exécution des tranchées*" de la présente spécification sans égard aux travaux de préparation de l'assise des tuyaux.

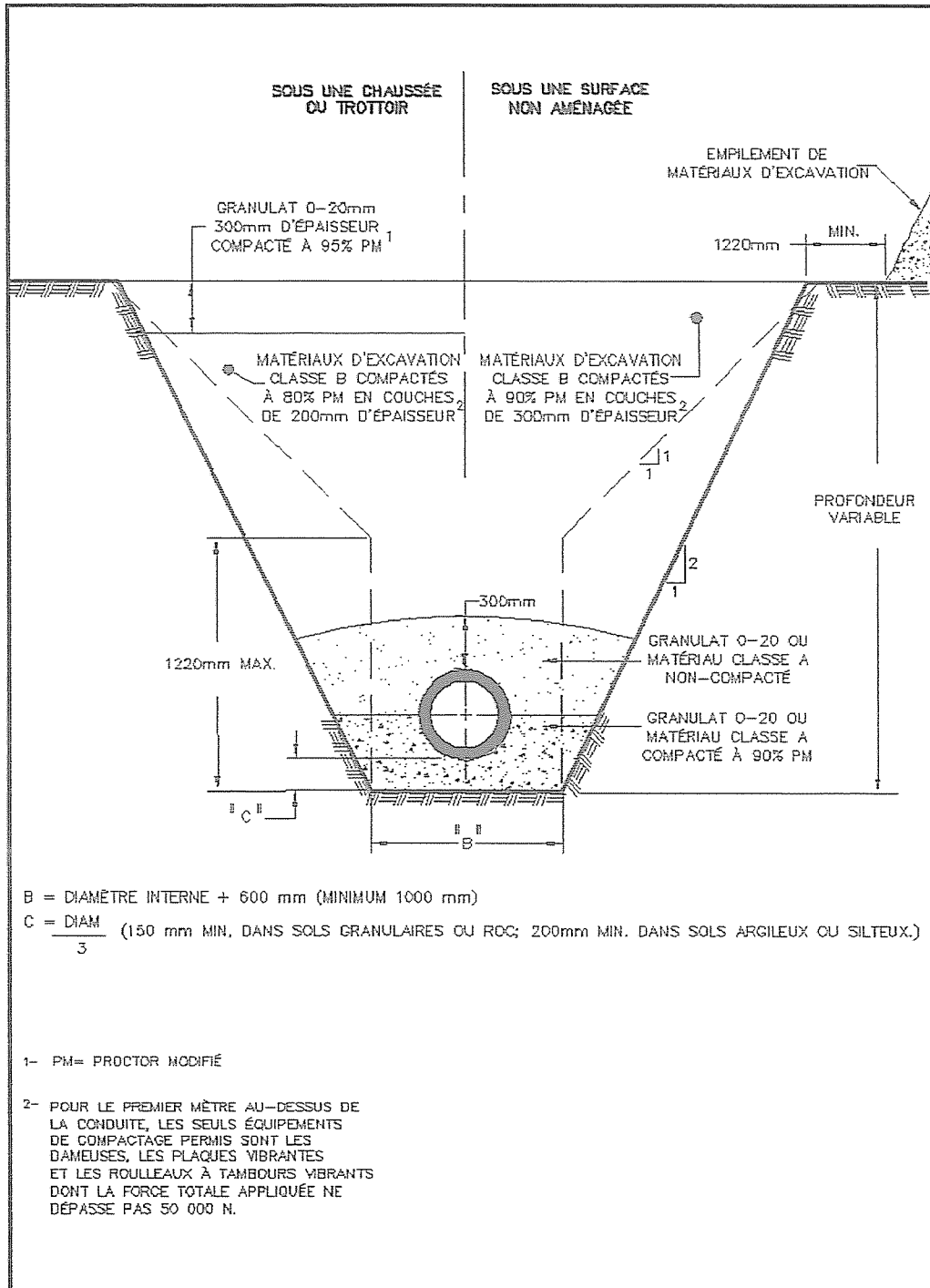


Figure 1 Tranchée-type

Vérification de la déflexion des tuyaux HDPE lisses

Iowa State Formula

FORMULE
$$\Delta = \frac{D_L KW}{\frac{EI}{r^3} + 0.061 E'}$$

| | |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Δ | déflexion dans le diamètre du tuyau, (m) |
| D_L | facteur de déflexion, sans unité, (= 1.5 (selon fabricant)) |
| K | constante du lit de pose, sans unité (= 0.083 selon fabricant) |
| W | charge par unité de longueur du tuyau (kN/m) |
| r | rayon moyen du tuyau (m) (r = (diam ext - ép)/2) |
| OD | diamètre extérieur du tuyau |
| E | module d'élasticité du tuyau (kPa) (210 000 kPa est la valeur généralement utilisée). |
| I | moment d'inertie de la paroi du tuyau par unité de longueur (m ⁴ /m) (ép en m) ³ x 1m/m |
| E' | module de réaction du sol sous le tuyau, (kPa) (varie selon la nature et la compaction du sol) Une valeur de 100 kPa a été calculée par une étude géotechnique. |

| | |
|-------------------------|------------------------------------------------------------------|
| 2 000 kg/m ³ | densité moy des sols de recouvrement et déchets |
| 24 m | hauteur maximale approx des sols |
| 9.8 m/sec ² | constante d'accélération gravitaire pour transformer des kg en N |
| % déflexion | = Δ / OD |

TUYAUX HDPE

Calculs avec la FORMULE

| Tuy HDPE | DR-17 | DR 15.5 | DR-13.5 | DR-11 | DR-9 |
|-----------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Diam nom (mm) | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 |
| OD (mm) | 219 | 219 | 219 | 219 | 219 |
| Ép (mm) | 12.88 | 14.12 | 16.23 | 19.91 | 24.33 |
| r (mm) | 103.06 | 102.44 | 101.385 | 99.545 | 97.335 |
| I (m ⁴ /m) | 2.13672E-06 | 2.81517E-06 | 4.27519E-06 | 7.89249E-06 | 1.44021E-05 |
| W (kN/m) | 92.71584 | 92.71584 | 92.71584 | 92.71584 | 92.71584 |
| E (kPa) | 210 000 | 210 000 | 210 000 | 210 000 | 210 000 |
| E' (kPa) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| Δ (m) | 0.028 | 0.021 | 0.013 | 0.007 | 0.004 |
| % déflexion | 12.67 | 9.48 | 6.08 | 3.13 | 1.60 |

| Tuy HDPE | DR-17 | DR 15.5 | DR-13.5 | DR-11 | DR-9 |
|-----------------------|-------------|-------------|-------------|------------|-------------|
| Diam nom (mm) | 300 | 300 | 300 | 300 | 300 |
| OD (mm) | 324 | 324 | 324 | 324 | 324 |
| Ép (mm) | 19 | 20.9 | 23.98 | 29.44 | 35.9918 |
| r (mm) | 152.5 | 151.55 | 150.01 | 147.28 | 144.0041 |
| I (m ⁴ /m) | 0.000006859 | 9.12933E-06 | 1.37895E-05 | 2.5516E-05 | 4.66241E-05 |
| W (kN/m) | 127.008 | 127.008 | 127.008 | 127.008 | 127.008 |
| E (kPa) | 210 000 | 210 000 | 210 000 | 210 000 | 210 000 |
| E' (kPa) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| Δ (m) | 0.038 | 0.028 | 0.018 | 0.009 | 0.005 |
| % déflexion | 11.84 | 8.76 | 5.65 | 2.90 | 1.49 |

Le fabricant indique une limite de déflexion de 2.6 % pour le DR-9 et 3.3 % pour le DR-11. Le DR-9 est retenu puisque les valeurs de déflexion évaluées nous donnent un facteur de sécurité plus élevé.

Tuyaux PEHD

$$\sigma_c = (W_c + W_L) / 2 (t_{min})$$

$$\sigma_c \leq 800 \text{ psi ou } 5\,600 \text{ kPa}$$

W_c charge par unité de longueur du tuyau (kN/m)

W_L charge vive par unité de longueur du tuyau (kN/m)

t_{min} épaisseur minimale du tuyau

$$W_c = 1\,800 \text{ kg/m}^3 \times 24 \text{ m} \times 9.8 \text{ m/sec}^2 \times D / 1000$$

W_L négligeable

| Tuy PEHD | DR-17 | DR 15.5 | DR-13.5 | DR-11 | DR-9 |
|------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Diam nom (mm) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| Diam ext (mm) | 114 | 114 | 114 | 114 | 114 |
| Ép (mm) | 6.73 | 7.4 | 8.5 | 10.4 | 12.7 |
| W (kN/m) | 48.26304 | 48.26304 | 48.26304 | 48.26304 | 48.26304 |
| σ_c (kPa) | 3 586 | 3 261 | 2 839 | 2 320 | 1 900 |

| Tuy PEHD | DR-17 | DR 15.5 | DR-13.5 | DR-11 | DR-9 |
|------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Diam nom (mm) | 150 | 150 | 150 | 150 | 150 |
| Diam ext (mm) | 168.28 | 168.28 | 168.28 | 168.28 | 168.28 |
| Ép (mm) | 9.9 | 10.84 | 12.47 | 15.29 | 18.69 |
| W (kN/m) | 71.2430208 | 71.2430208 | 71.2430208 | 71.2430208 | 71.2430208 |
| σ_c (kPa) | 3 598 | 3 286 | 2 857 | 2 330 | 1 906 |

| Tuy PEHD | DR-17 | DR 15.5 | DR-13.5 | DR-11 | DR-9 |
|------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Diam nom (mm) | 200 | 200 | 200 | 200 | 200 |
| Diam ext (mm) | 219 | 219 | 219 | 219 | 219 |
| Ép (mm) | 12.88 | 14.12 | 16.23 | 19.91 | 24.33 |
| W (kN/m) | 92.71584 | 92.71584 | 92.71584 | 92.71584 | 92.71584 |
| σ_c (kPa) | 3 599 | 3 283 | 2 856 | 2 328 | 1 905 |

| Tuy PEHD | DR-17 | DR 15.5 | DR-13.5 | DR-11 | DR-9 |
|------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Diam nom (mm) | 300 | 300 | 300 | 300 | 300 |
| Diam ext (mm) | 323.85 | 323.85 | 323.85 | 323.85 | 323.85 |
| Ép (mm) | 19.05 | 20.9 | 24 | 29.44 | 36 |
| W (kN/m) | 137.105136 | 137.105136 | 137.105136 | 137.105136 | 137.105136 |
| σ_c (kPa) | 3 599 | 3 280 | 2 856 | 2 329 | 1 904 |

Earthloading - Design of Underground Piping Systems

INTRODUCTION

This section defines the performance limits for SCLAIRPIPE polyethylene pipe in the following three burial environments - in varying soils and soil compaction levels, in firm soils where the buried pipe is subjected to external hydrostatic pressure and in firm and loose soils with the buried pipe subjected to internal vacuum or net external hydrostatic pressure. In all cases, the pipe is considered to be empty with no resistance to deflection contributed by internal pressure.

Flexible conduits react to earthloads or external hydrostatic loads very differently than rigid pipes do. The natural ring stiffness of the flexible pipe contributes only a small portion of the total resistance to deflection; most of the resistance arises from the soil stiffness. When the buried pipe deflects slightly in the vertical axis, the accompanying outward movement of the pipe side walls mobilizes the support available due to the stiffness of the surrounding soil envelope. Figure 2 provides an illustration of this mobilization process. The pipe is supported against further movement and exhibits load-bearing capabilities far greater than unsupported pipe. The amount of support which is available in the embedment soil is a direct consequence of the installation procedure. The stiffer the embedment materials are; the less deflection occurs and the more stable the pipe-soil system is.

DESIGN CRITERIA

When selecting the most appropriate wall thickness or DR for Sclairpipe to resist anticipated burial conditions or when confirming the adequacy of a selection which was made based on pressure class requirements three design criterion are considered separately; vertical deflection, wall buckling and wall compression or crushing. The amount of deflection which can be expected under specific burial conditions may be estimated using the form of the Iowa pipe deflection formula presented below. The estimated vertical deflection as a percentage of the mean pipe diameter is then compared to the safe design limits presented in Table 1. In order to verify the adequacy of the pipe-soil system against wall buckling or collapse the *safe allowable buckling load* (q_s) is determined using the equation presented and compared to the anticipated applied loads. Compressive stress in the pipe walls may also be estimated and compared to the safe compressive strength of HDPE which is conservatively estimated as 800 psi.

DEFLECTION

$$\Delta y = \frac{(DW_c + W_l) K_x r^3}{EI + 0.061E'r^3} \quad (1.0)$$

- Where: Δy = predicted vertical pipe deflection in inches.
 D = the deflection lag factor to compensate for the time-consolidation rate of the soil, dimensionless. Normally estimated as 1.5.
 W_c = vertical soil load on the pipe per unit length, in pounds per linear inch. W_c is estimated by multiplying the appropriate value from Table 2 by the outside diameter (in inches) of the pipe.
 W_l = live load on the pipe per unit length, in pounds per linear inch. W_l is estimated by multiplying the appropriate value from Figure 3 by the outside diameter (in inches) of the pipe.
 K_x = deflection coefficient, dimensionless, Use 0.083 for most installations.
 r = mean pipe radius in inches.
 $r = (O.D. - t_{min})/2$
 t_{min} = minimum wall thickness of pipe in inches.
 E = Apparent modulus of elasticity of the pipe material in psi. A long-term apparent modulus of 30,000 psi may be used in most situations.
 I = the moment of inertia of the pipe wall for ring bending in inches⁴/inch.
 $I = t_{min}^3/12$
 E' = modulus of soil reaction, in psi. The appropriate value for E' should be selection from Table 3.

Table 1
SAFE DESIGN LIMITS

| Dimension Ratio | Allowable Vertical Ring Deflection as a % of Diameter |
|-----------------|-------------------------------------------------------|
| 32.5 | 8.6 |
| 26 | 6.5 |
| 21 | 5.0 |
| 17 | 4.0 |
| 11 | 3.3 |
| 9 | 2.6 |

WALL BUCKLING

The safe allowable buckling load for the soil-pipe structure (q_s) is estimated as follows;

$$q_s = (DF) (32 R_w B' E' EI/D_{av}^3)^{0.5} \quad (2.0)$$

- Where: q_s = safe allowable buckling load in psi.
 DF = design factor, 0.40
 R_w = water buoyancy factor, calculated as follows;
 $R_w = 1 - 0.33(h_w/h)$; $0 \leq h_w \leq h$
 Where: h_w = height of ground water surface above top of pipe in inches.
 h = height of ground surface above top of pipe in inches.

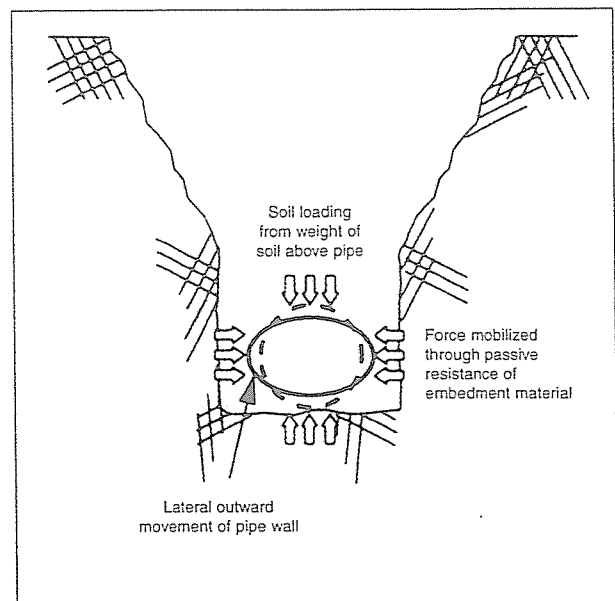


Figure 2: Mobilization of Enveloping Soil through Pipe Deformation

Table 2

| Depth to Top of Pipe in ft. | Vertical Soil Load in lbs./in ² | | | |
|-----------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | Soil Density 90 lbs.ft ³ | Soil Density 100 lbs.ft ³ | Soil Density 110 lbs.ft ³ | Soil Density 120 lbs.ft ³ |
| 1 | 0.6 | 0.7 | 0.8 | .8 |
| 2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 | 1.7 |
| 3 | 1.9 | 2.1 | 2.3 | 2.5 |
| 4 | 2.5 | 2.8 | 3.1 | 3.3 |
| 5 | 3.1 | 3.5 | 3.8 | 4.2 |
| 6 | 3.8 | 4.2 | 4.6 | 5.0 |
| 7 | 4.4 | 4.9 | 5.3 | 5.8 |
| 8 | 5.0 | 5.6 | 6.1 | 6.7 |
| 9 | 5.6 | 6.3 | 6.9 | 7.5 |
| 10 | 6.3 | 6.9 | 7.6 | 8.3 |
| 12 | 7.5 | 8.3 | 9.2 | 10.0 |
| 14 | 8.8 | 9.7 | 10.7 | 11.7 |
| 16 | 10.0 | 11.1 | 12.2 | 13.3 |
| 18 | 11.3 | 12.5 | 13.8 | 15.0 |
| 20 | 12.5 | 13.9 | 15.3 | 16.7 |
| 25 | 15.6 | 17.4 | 19.1 | 20.8 |
| 30 | 18.8 | 20.8 | 22.9 | 25.0 |

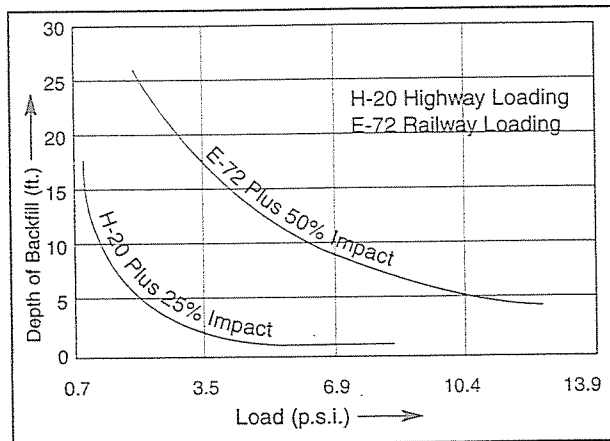


Figure 3: Live loading due to vehicle traffic

B' = empirical coefficient of elastic support, dimensionless. Calculated as follows;
 $B' = (1 + 4e^{-0.065H})^{-1}$
 Where: H = burial depth to the top of the pipe in ft.
 D_{avg} = mean pipe diameter (O.D. - t_{min})

For most pipe installations satisfaction of the wall buckling requirement is assured when the following equation is true;

$$\gamma_w h_w + R_w(W_c/D_{avg}) + P_v \leq q_a \quad (2.1)$$

Where: γ_w = specified weight of water (that is, 0.0361 lbs./in.³) in pounds per cubic inch.
 P_v = internal vacuum pressure (that is, atmospheric pressure less the absolute pressure inside of the pipe), in pounds per square inch.

In some situations, consideration of live loads in addition to dead loads may be appropriate. However, simultaneous application of the live-load and internal vacuum transients need not normally be considered. When live loads are being considered, the buckling requirement is assured when the following equation is true;

$$\gamma_w h_w + R_w(W_c/D_{avg}) + W_l/D_{avg} \leq q_a \quad (2.2)$$

Table 3
Embedment Classes per ASTM D-2321

| Class | Soil Description | Soil Group Symbol | Average Value of E | | | |
|-------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|------------|--------------|-------------|
| | | | Dumped | Slight 85% | Moderate 90% | Heavy > 95% |
| IA | Manufactured aggregate angular open-graded and clean. Includes crushed stone, crushed shells. | None | 500 | 1000 | 3000 | 3000 |
| IB | Processed aggregate, angular dense-graded and clean. Includes Class 1A material mixed with sand and gravel to minimize migration. | None | 200 | 1000 | 2000 | 3000 |
| II | Coarse-grained soils, clean. Includes gravels, gravel-sand mixtures, and well and poorly graded sands. Contains little to no fines (less than 5% passing #200). | GW, GP, SW, SP | 200 | 1000 | 2000 | 3000 |
| II | Coarse-grained soils, borderline clean to "with fines". Contains 5% to 12% fines (passing #200). | GW-GC, SP-SM | 200 | 1000 | 2000 | 3000 |
| III | Coarse-grained soils containing 12% to 50% fines. Includes clayey gravel, silty sands, and clayey sands. | GM, GC, SM, SC | 100 | 200 | 1000 | 2000 |
| IVa | Fine-grained soils (inorganic). Includes inorganic silts, rock flour, silty-fine sands, clays of low to medium plasticity, and silty or sandy clays. | ML, CL | 50 | 200 | 400 | 1000 |
| IVb | Fine-grained soils (inorganic). Includes diatomaceous silts, elastic silts, fat clays. | MH, CH | No data available; consult a competent soils engineer. Otherwise use E' equals zero. | | | |
| V | Organic soils. Includes organic silts or clays and peat. | OL, OH, PT | No data available; consult a competent soils engineer. Otherwise use E' equals zero. | | | |

* E' values taken from Bureau of Reclamation table of average values and modified slightly herein to make the values more conservative.

COMPRESSION

The compressive stress which will exist in the pipe wall due to anticipated burial loads (σ_c) can be estimated using the following equation;

$$\sigma_c = (W_c + W_t) / (2t_{min}) \quad (3.0)$$

Satisfaction of the wall compression is assured when the following equation is true;

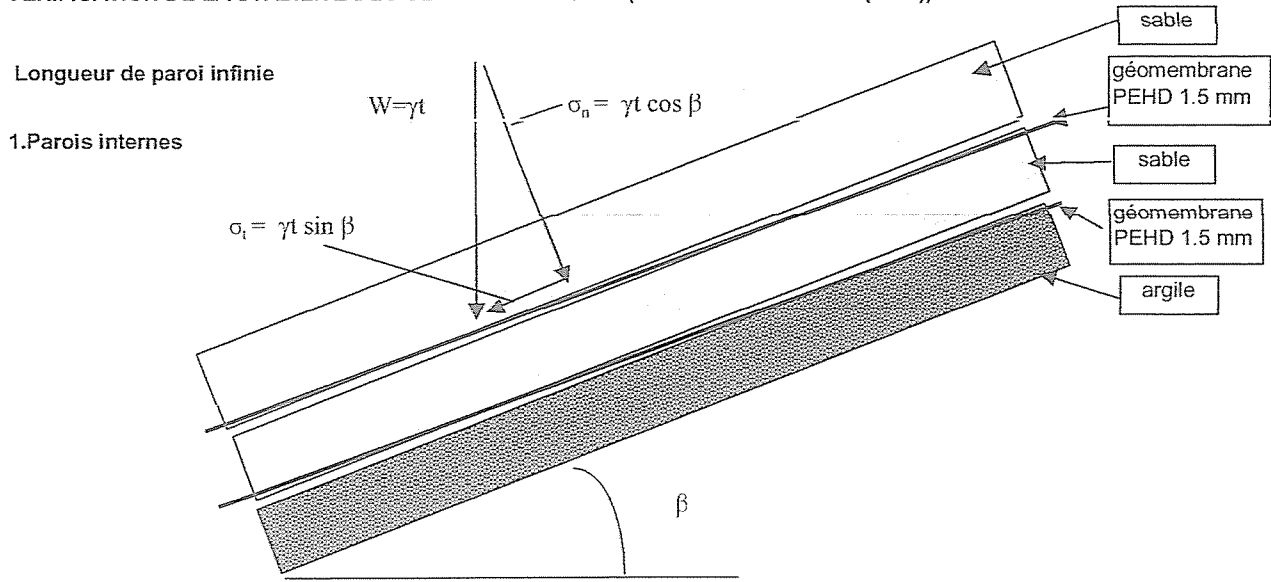
$$\sigma_c \leq 800 \text{ psi} \quad (3.1)$$

ANNEXE 4

CALCUL DE STABILITÉ DES INTERFACES SOLS-GÉOMEMBRANES

CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS - MASCOUCHE

VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DES GÉOSYNTHÉTIQUES (réf Robert M. Koerner (1997))



- δ angle de frottement résiduel interface sol - géosynthétique (déterminée en laboratoire)
- β angle de la pente
- σ_n contrainte normale due à la pression des sols
- $\sigma_n = \gamma t \cos \beta$
- $\sigma_t = \gamma t \sin \beta$ composante horizontale du poids des sols
- γ poids volumique des sols de recouvrement
- t épaisseur de la couche de sols
- C_a adhésion résiduelle interface sol - géosynthétique
- τ résistance au cisaillement de l'interface sol- géosynthétique
- $\tau = C_a + \gamma t \cos \beta \tan \delta$ (réf formule 5.6 -Koerner 4e édition, 1997)

$$FS = \frac{\tau}{\gamma t \sin \beta} = \frac{C_a + \sigma_n \tan \delta}{\gamma t \sin \beta} = \frac{C_a + \gamma t \cos \beta \tan \delta}{\gamma t \sin \beta}$$

| Pente | β | δ | C_a | γ | t | σ_n | σ_t | τ | FS |
|-------|---------|----------|-------|-------------------|-----|------------|------------|--------|----|
| | | | kPa | kg/m ³ | m | kPa | kPa | kPa | |

Interface sable / géomembrane texturée supérieure

| | | | | | | | | | |
|----------|-------|------|-----|-------|-----|------|------|------|------|
| 3H : 1 V | 18.43 | 27.6 | 0.4 | 1 764 | 0.3 | 4.92 | 1.64 | 2.97 | 1.81 |
| 3.5H:1 V | 15.95 | 27.6 | 0.4 | 1 764 | 0.3 | 4.99 | 1.43 | 3.01 | 2.11 |
| 4H:1V | 14.04 | 27.6 | 0.4 | 1 764 | 0.3 | 5.03 | 1.26 | 3.03 | 2.41 |

Interface argile / géomembrane texturée inférieure

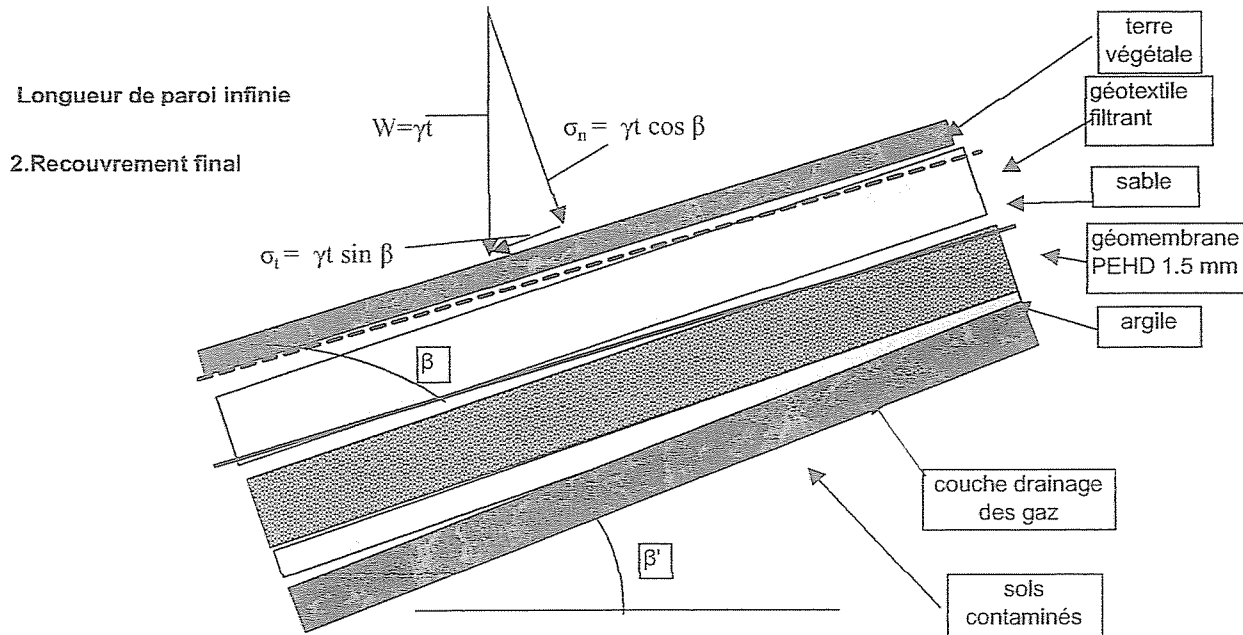
| | | | | | | | | | |
|----------|-------|------|-----|-------|-----|-------|------|------|------|
| 3H : 1 V | 18.43 | 12.1 | 0.9 | 1 764 | 0.6 | 9.84 | 3.28 | 3.01 | 0.92 |
| 3.5H:1 V | 15.95 | 12.1 | 0.9 | 1 764 | 0.6 | 9.97 | 2.85 | 3.04 | 1.07 |
| 4H:1V | 14.04 | 12.1 | 0.9 | 1 764 | 0.6 | 10.06 | 2.52 | 3.06 | 1.21 |

Interface argile / géomembrane lisse inférieure

| | | | | | | | | | |
|----------|-------|------|-----|-------|-----|-------|------|------|------|
| 3H : 1 V | 18.43 | 10.2 | 1.2 | 1 764 | 0.6 | 9.84 | 3.28 | 2.97 | 0.91 |
| 3.5H:1 V | 15.95 | 10.2 | 1.2 | 1 764 | 0.6 | 9.97 | 2.85 | 2.99 | 1.05 |
| 4H:1V | 14.04 | 10.2 | 1.2 | 1 764 | 0.6 | 10.06 | 2.52 | 3.01 | 1.20 |

CENTRE DE STOCKAGE DES SOLS - MASCOUCHE

VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DES GÉOSYNTHÉTIQUES (réf Robert M. Koerner (1997))



δ angle de frottement résiduel interface sol - géosynthétique (déterminée en laboratoire)

β angle de la pente

σ_n contrainte normale due à la pression des sols

$\sigma_n = \gamma t \cos \beta$

$\sigma_t = \gamma t \sin \beta$ composante horizontale du poids des sols

γ poids volumique des sols de recouvrement

t épaisseur de la couche de sols

C_a adhésion résiduelle interface sol - géosynthétique

τ résistance au cisaillement de l'interface sol- géosynthétique

$\tau = C_a + \gamma t \cos \beta \tan \delta$ (réf formule 5.6 -Koerner 4e édition, 1997)

$$FS = \frac{\tau}{\gamma t \sin \beta} = \frac{C_a + \sigma_n \tan \delta}{\gamma t \sin \beta} = \frac{C_a + \gamma t \cos \beta \tan \delta}{\gamma t \sin \beta}$$

| Pente | β | δ | C_a | γ | t | σ_n | σ_t | τ | FS |
|------------------------------------------------------------------------------|---------|----------|-------|-------------------|------|------------|------------|--------|------|
| | | | kPa | kg/m ³ | m | kPa | kPa | kPa | |
| Recouvrement final - interface critique - argile-géomembrane texturée | | | | | | | | | |
| 3.333H : 1 V | 16.7 | 12.1 | 0.9 | 1 764 | 0.75 | 12.42 | 3.73 | 3.56 | 0.96 |
| 3.5H:1 V | 15.95 | 12.1 | 0.9 | 1 764 | 0.75 | 12.47 | 3.56 | 3.57 | 1.00 |
| 4 H:1V | 14.04 | 12.1 | 0.9 | 1 764 | 0.75 | 12.58 | 3.15 | 3.60 | 1.14 |

ANNEXE 5

CALCULS D'ANCRAGES DES GÉOMEMBRANES

1. Calcul de l'ancrage de la géomembrane
(réf Koerner, 1997 4e édition, P.490 section 5.3.6)

490 Designing with Geomembranes Chap.

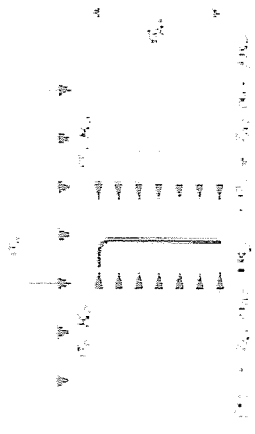
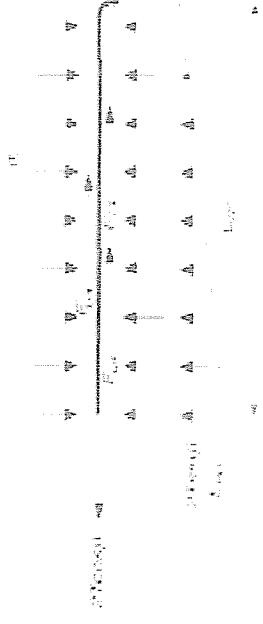
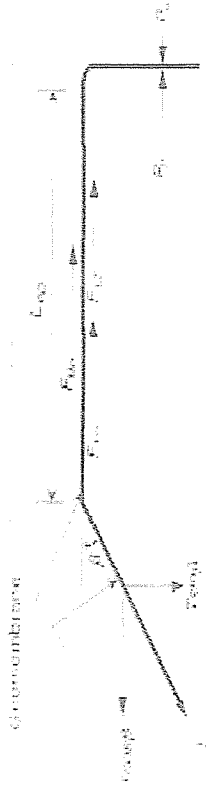


Figure 5.31 Cross section of geomembrane in contact with anchor structure. (continued)

The maximum tensile pressure is very sensitive to the anchoring technique. Koerner and Koerner [11] show their body diagram in Figure 5.31.

$$\sum F_x = 0$$

$$F_{10} + F_{11} + F_{12} + F_{13} + F_{14} + F_{15} + F_{16} + F_{17} + F_{18} + F_{19} + F_{20} + F_{21} + F_{22} + F_{23} + F_{24} + F_{25} + F_{26} + F_{27} + F_{28} + F_{29} + F_{30} + F_{31} + F_{32} + F_{33} + F_{34} + F_{35} + F_{36} + F_{37} + F_{38} + F_{39} + F_{40} + F_{41} + F_{42} + F_{43} + F_{44} + F_{45} + F_{46} + F_{47} + F_{48} + F_{49} + F_{50} = 0$$

Dans la Figure

- T_{ult} tension ultime dans la géomembrane à la limite élastique (selon manufacturier - 23 kN/m)
- FS = 2.5 - Facteur de sécurité acceptable (0.7 à 5 selon Koerner , 1997 4e édition, P.549)
- $T_{allow} = T_{ult} / FS$ tension admissible dans la géomembrane à la limite élastique (23 kN/m / 2.5 = 9.2 kN/m)
- σ_{allow} Contrainte admissible de la géomembrane limite élastique
- t épaisseur de la géomembrane (= 1.5 mm)
- β angle de la pente (4H: 1 V ; 14.04 degrés)
- F_{ur} force de cisaillement au-dessus de la géomembrane (négl selon Koerner avec faible épaisseur de sol)
- F_{Lr} force de cisaillement sous la géomembrane due à la pression de liquide ou de sols
- F_{LT} force de cisaillement sous la géomembrane due à la composante verticale de T_{allow}
- P_A pression active du sol sur le côté remblai de la tranchée d'ancrage
- P_p pression passive du sol sur le côté intérieur de la tranchée d'ancrage
- δ_U Angle de frottement entre la géomembrane texturée et le matériau sus-jacent (laboratoire Sageos)
- δ_L Angle de frottement entre la géomembrane texturée et le matériau sous-jacent (laboratoire Sageos)
- σ_n contrainte normale due à la pression des sols
- γ_{AT} poids unitaire du sol dans la tranchée d'ancrage (argile env : 17 kN/m³)
- d_{AT} profondeur de l'ancrage (m)

- ϕ angle de frottement interne du sol (supposera de l'argile avec 23 degrés)
- K_A coefficient de pression de sol active = $\tan^2 (45 - \phi/2) = 0.44$
- K_p coefficient de pression de sol passive = $\tan^2 (45 + \phi/2) = 2.28$
- L_{RO} longueur de l'ancrage

$$T_{allow} = \sigma_{allow} t$$

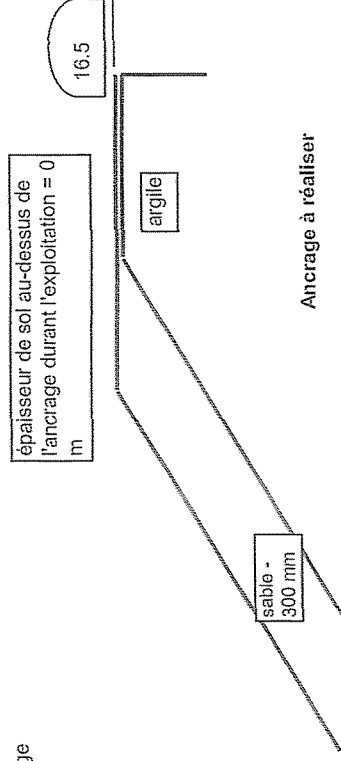
$$F_{ur} = \sigma_n \tan \delta_U L_{RO}$$

$$F_{Lr} = \sigma_n \tan \delta_L L_{RO}$$

$$F_{LT} = T_{allow} \sin \beta \tan \delta_L$$

$$P_A = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_A d_{AT}$$

$$P_P = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_P d_{AT}$$



| | A | B | C | D | E | F = A+B+C-D+E |
|--------------------------------|------------------------------------------|------------------|------------------|---------------|---------------|--------------------------------|
| $T_{allow} \cos \beta$ kN/m | F_{ur} kN/m | F_{Lr} kN/m | F_{LT} kN/m | P_A kN/m | P_p kN/m | $T_{allow} \cos \beta$ kN/m |
| 8.9 | 0.00 | 0.00 | 0.46 | 2.02 | 10.47 | 8.91 |
| | d_{AT} (m) | | | | | |
| | 0.735 | | | | | |
| | L_{RO} (m) | | | | | |
| | 0.5 | | | | | |
| | $\sin \beta$ | | | | | |
| | 0.2426 | | | | | |
| | $\cos \beta$ | | | | | |
| | 0.9701 | | | | | |
| | $\tan \delta_U$ | | | | | |
| | 0.000 | | | | | |
| | σ_n kPa | | | | | |
| | 0 | | | | | |
| | Densité de l'argile kg/m ³ | | | | | |
| | 1700 | | | | | |
| | β ° | | | | | |
| | 14.04 | | | | | |
| | δ_U ° | | | | | |
| | 12.1 | | | | | |
| | δ_L ° | | | | | |
| | 0 | | | | | |

ANNEXE 6
CALCULS DE DRAINAGE DU SITE

Drainage du site Ecocolo, Mascouche

(Voir plan des secteurs)

$T_c = 0.0195 \times L^{0.77} \times F / S^{0.315}$
 T_c = temps de concentration -Kirpich
 L = longueur maximale de parcours sur la surface
 F = facteur propre aux surfaces (F=2, ruissellement en surface, gazon)
 S = pente moyenne de la longueur de parcours L

$Q = 2.75 A \times I \times R \times 10^{-3}$
 Q = débit en m³/sec
 A = superficie en Ha
 I = coefficient de ruissellement¹
 R = intensité moyenne en mm/h d'une durée égale au temps de concentration

Tc minimum sera de 5 min.

| Bassin | Point exutoire | Trajet le plus long | Élévation max | Élévation min | Diff d'élévation | Pente | Facteur de superficie | Temps de concentration | Superficie | Coefficient de ruissellement | 1/10 ans | | 1/10 ans | |
|-------------------------|----------------|---------------------|---------------|---------------------------------------------|------------------|------------|-----------------------|------------------------|------------|------------------------------|---------------------------------|-------------------------|----------------|--------------|
| | | | | | | | | | | | Intensité ¹ maximale | Débit max | Prof fossé (m) | Prof eau (m) |
| V | F | 550 | 16 | | DV (m) | S | F | T _c (min) | A (ha) | I | R (mm/h) | Q (m ³ /sec) | 0.570 | 0.230 |
| IV | E | 150 | 16 | | | 0.0010 min | 2 | 26.4 | 3.50 | 0.13 | 64 | 0.080 | | |
| V+IV | E | | | temps écoulé de F à E: 480 m à 0.24m/sec = | 33.33 | | 2 | 105.1 | 10.20 | 0.13 | 23 | 0.084 | 0.760 | 0.240 |
| III | D | 150 | | | | 0.0010 min | 2 | 26.4 | 3.15 | 0.13 | 64 | 0.072 | | |
| V+IV+III | D | | | temps écoulé de E à D: 210 m à 0.24m/sec = | 14.58 | | | 119.7 | 13.35 | 0.13 | 19.5 | 0.093 | 0.850 | 0.280 |
| II | C | 230 | | | | 0.0010 min | 2 | 36.7 | 4.83 | 0.13 | 52.3 | 0.090 | | |
| V+IV+III+II | C | | | temps écoulé de D à C: 210 m à | 14.58 | | | 134.3 | 18.18 | 0.13 | 18.8 | 0.122 | 0.950 | 0.290 |
| I | B | 230 | | | | 0.0010 min | 2 | 36.7 | 4.83 | 0.13 | 50 | 0.086 | | |
| V+IV+III+II+I | B | | | temps écoulé de C à B: 190 m à | 11.73 | | 2 | 146.0 | 23.01 | 0.13 | 18.2 | 0.150 | 1.020 | 0.330 |
| V+IV+III+II+I | B | | | temps écoulé de B à A: 190 m à 0.29m/sec = | 10.92 | | 2 | 157.0 | 23.01 | 0.13 | 17.7 | 0.146 | | |
| VI | G | 270 | | | | 0.0010 min | 2 | 41.5 | 6.99 | 0.13 | 49 | 0.122 | 0.600 | 0.290 |
| VII | H | 290 | | | | 0.001 min | 2 | 43.9 | 5.22 | 0.13 | 47 | 0.088 | | |
| VI+VII | H | | | Dist G-H: 630 m à v = 0.27 m/sec = 36.9 min | | | 2 | 80.4 | 12.21 | 0.13 | 30 | 0.131 | 2.900 | 0.300 |
| VIII | I | 290 | | | | 0.001 min | 2 | 43.9 | 5.22 | 0.13 | 47 | 0.088 | | |
| VI+VII+VIII | I | | | Dist H-I: 160 m; à v = 0.27 m/sec; 10 min | | | 2 | 90.4 | 17.430 | 0.13 | 27 | 0.168 | 1.540 | 0.340 |
| VI+VII+VIII | A | | | Dist I-A: 320 m; à v = 0.29 m/sec; 18.3 min | | | 2 | 108.7 | 17.430 | 0.13 | 22 | 0.139 | | |
| VI+VII+VIII+IV+III+II+I | DÉBIT TOTAL | | | | | | | | | | 17.7 | 0.256 | 1.070 | 0.420 |

¹ Gazon, sol dense
 plat, pente < 2%
 moyen, pente 2% à 7%
 abrupt, pente > 7%

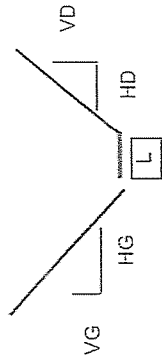
0.13 à 0.17
 0.18 à 0.22
 0.25 à 0.35

0.694
 0.579

14.306
 14.421

Fréquence : Basés sur données du Service Météorologique du Canada - Aéroport de Dorval - 1943-2002.

Vérification de la hauteur d'eau possible dans le fossé ouest -sortie au regard existant



Équation de Manning

$$Q = (a^{0.84} s^{1/3}) / (n p^{0.48})$$

| Pente droite | | Pente Vert droite | | Pente Horiz gauche | | Pente Vert gauche | | Larg -L | | Pente long | | Coef Manning | | Prof eau | | Aire mouillée | | Périmètre mouillé | | Débit | | Rayon hyd (r) | | Vitesse (V) | |
|--------------|----|-------------------|----|--------------------|----|-------------------|----|---------|--------|------------|-------|--------------|------|----------|-------|---------------|---------|-------------------|-----|----------|-----|---------------|--|-------------|--|
| HD | VD | VD | VG | HG | HG | VG | VG | (m) | s | n | (m) | (m²) | (m) | (m³/sec) | (m) | (m) | (m/sec) | (m) | (m) | (m³/sec) | (m) | (m/sec) | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.23 | 0.34 | 2.03 | 0.081 | 0.166 | 0.241 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.19 | 0.26 | 1.85 | 0.057 | 0.142 | 0.217 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.172 | 0.23 | 1.77 | 0.048 | 0.131 | 0.206 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.24 | 0.36 | 2.07 | 0.088 | 0.171 | 0.247 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.28 | 0.44 | 2.25 | 0.117 | 0.194 | 0.268 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.29 | 0.46 | 2.30 | 0.125 | 0.199 | 0.273 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.33 | 0.55 | 2.48 | 0.160 | 0.221 | 0.283 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.425 | 0.79 | 2.90 | 0.263 | 0.271 | 0.335 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.34 | 0.57 | 2.52 | 0.170 | 0.227 | 0.287 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.3 | 0.48 | 2.34 | 0.133 | 0.205 | 0.278 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.21 | 0.30 | 1.94 | 0.068 | 0.154 | 0.230 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.22 | 0.32 | 1.98 | 0.075 | 0.160 | 0.235 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.23 | 0.34 | 2.03 | 0.081 | 0.166 | 0.241 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.27 | 0.42 | 2.21 | 0.109 | 0.188 | 0.263 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.28 | 0.44 | 2.25 | 0.117 | 0.194 | 0.268 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.29 | 0.46 | 2.30 | 0.125 | 0.199 | 0.273 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.31 | 0.50 | 2.39 | 0.142 | 0.210 | 0.283 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.39 | 0.69 | 2.74 | 0.222 | 0.253 | 0.320 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.34 | 0.57 | 2.52 | 0.170 | 0.227 | 0.287 | | | | | | | | | |
| 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 0.0004 | 0.025 | 0.3 | 0.48 | 2.34 | 0.133 | 0.205 | 0.278 | | | | | | | | | |

Centre de stockage des sols - Mascouche

Calculs tuyau drainage

Q/sec 0.2560 m³/s

Débit dans un tuyau circulaire - Équation de Manning

| | |
|---------------------------------|----------------------------------------|
| Pente, s | 20 (degrés) |
| Angle | 20 (radians) |
| Profondeur eau ¹ | $y_0 = d_0/2 (1 - \cos\theta)$ |
| Rapport prof/diam % | y_0/d_0 |
| Aire mouillée (m ²) | $a = 1/8 (20 - \sin 2\theta) d_0^2$ |
| Périmètre mouillé (m) | $p = \theta d_0$ |
| Rayon hydraulique | $R = a/p$ |
| Vitesse écoulement ¹ | $V = (r^{1/3} s^{1/4}) / n$ |
| Débit ¹ | $Q = (a^{5/3} s^{1/4}) / (n p^{2/3})$ |
| Perte de charge tuyau | $h_f = L 10.3 n^2 Q^2 / D^{16/3}$ |
| Perte de charge singulière | $h_f = L Q^2 n^2 p^{4/3} a^{10/3} / K$ |

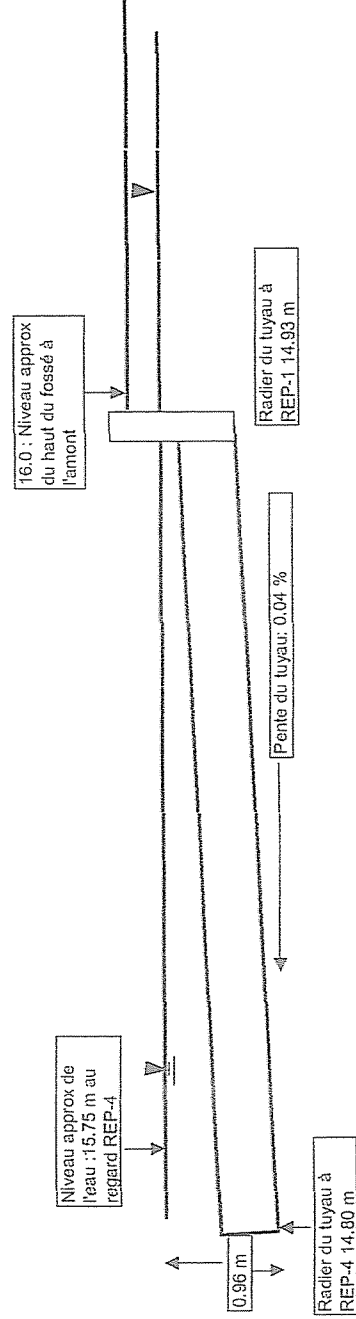
¹ NOTE: Ces formules ne s'appliquent pas dans le cas de tuyaux submergés.

| Localisation | Niveau entrée | Niveau sortie | Long (L) (m) | Perte singulière | Perte charge tuyau | Profil hydraulique | Pente long s | Coef Manning n | Diamètre (m) | Profondeur eau (m) | Rapport prof/diam % | Angle θ (degrés) | Aire mouillée (m ²) | Périmètre mouillé (m) | Débit (m ³ /sec) | % du débit calculé (m ³ /sec) | Ray hydraulique (r) | Vitesse (V) (m/sec) | |
|-------------------|---------------|---------------|--------------|------------------|--------------------|--------------------|--------------|----------------|--------------|--------------------|---------------------|-------------------------|---------------------------------|-----------------------|-----------------------------|------------------------------------------|---------------------|---------------------|--|
| | | | | | | | Vraie pente | | | | | | | | | | | | |
| Conduite drainage | 14.93 | 14.79 | 348.71 | | 0.140000 | | 0.00040 | 0.010 | 0.600 | 0.60 | 100% | 360 | 0.283 | 1.88 | 0.15994 | 62% | 0.150 | 0.566 | |
| Conduite drainage | 14.93 | 14.79 | 348.71 | | 0.140000 | | 0.00040 | 0.010 | 0.750 | 0.55 | 74% | 237 | 0.351 | 1.54 | 0.25969 | 101% | 0.228 | 0.742 | |

Pentes imposées pour obtenir 100% du débit

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------|-------|-------|--------|--|-------|--|--------|------|-------|------|------|-----|-------|------|---------|------|-------|-------|
| Conduite drainage | 14.93 | 14.79 | 348.71 | | 0.359 | | 0.0010 | 0.01 | 0.600 | 0.60 | 100% | 360 | 0.283 | 1.88 | 0.25618 | 100% | 0.150 | 0.906 |
| Conduite drainage | 14.93 | 14.79 | 348.71 | | 1.674 | | 0.0048 | 0.01 | 0.450 | 0.45 | 100% | 360 | 0.158 | 1.41 | 0.25679 | 100% | 0.113 | 1.615 |

Le tuyau de diamètre de 600 mm a été retenu. Vu la faible pente, soit 0.04%, on a ainsi voulu forcer l'écoulement à l'entrée du tuyau en créant une pente hydraulique plus forte que la pente du tuyau. On a donc, avec le débit maximum, crée une tête d'eau de 0.36 m + 0.60m (tuyau plein) = 0.96 m d'eau. De cette façon on augmente la vitesse à 0.90 m/sec, ce qui est une vitesse recommandée pour les tuyaux pluviaux.



Intensité-durée-fréquence

Calcul de R (mm/h) intensité de l'averse

Basés sur données du Service Météorologique du Canada - Aéroport de Dorval - 1943-2002.

Intensité de la pluie par période de retour avec intervalle de confiance de 95% (mm/hr)

| | 2 ans | 5 ans | 10 ans | 15 ans | 20 ans | 25 ans | 50 ans | 75 ans | 100 ans |
|-------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| Durée (min) | | | | | | | | | |
| 5 | 98.55 | 128.18 | 147.79 | 158.85 | 166.6 | 172.57 | 190.95 | 201.64 | 209.2 |
| 10 | 70.24 | 90.79 | 104.39 | 112.07 | 117.44 | 121.58 | 134.33 | 141.74 | 146.99 |
| 15 | 56.65 | 74.62 | 86.51 | 93.23 | 97.93 | 101.55 | 112.7 | 119.18 | 123.77 |
| 30 | 35.88 | 48.83 | 57.4 | 62.24 | 65.62 | 68.23 | 76.27 | 80.94 | 84.25 |
| 60 | 22.03 | 29.71 | 34.79 | 37.66 | 39.67 | 41.22 | 45.99 | 48.76 | 50.72 |
| 120 | 13.07 | 16.9 | 19.44 | 20.87 | 21.87 | 22.64 | 25.02 | 26.4 | 27.38 |
| 360 | 5.48 | 7.01 | 8.02 | 8.6 | 9.01 | 9.31 | 10.27 | 10.82 | 11.21 |
| 720 | 3.17 | 4.21 | 4.89 | 5.28 | 5.55 | 5.76 | 6.4 | 6.78 | 7.04 |
| 1440 | 1.93 | 2.48 | 2.84 | 3.04 | 3.18 | 3.29 | 3.63 | 3.83 | 3.97 |

ANNEXE 7

CALCUL DU BASSIN DE SÉDIMENTATION

Calcul de bassin de sédimentation

Supposant un écoulement laminaire, la loi de Stokes s'applique et on a :

$$v_p = \frac{g(\rho_s - \rho_w) d_p^2}{18 \mu}$$

$$v_p = \frac{g(sg_p - 1) d_p^2}{18 u}$$

- v_p = vitesse de particule
- g = accélération gravitationnelle, m^2/sec
- u = viscosité cinétique de l'eau définie comme ρ_w/μ en sec/m^2
- ρ_w = densité de l'eau
- μ = viscosité dynamique de l'eau,
- d_p = diamètre de particule, m
- sg_p = gravité spécifique de particule

Pour un écoulement laminaire le nombre de Reynolds est $N_R < 1$

$$N_R = \frac{\phi_p v_p d_p}{u}$$

ϕ_p = facteur de sphéricité; (particule de sable ronde: 1.0, charbon broyé: 0.82; particule sable angulaire:0.73)

Q = débit attendu en m^3/sec

A = superficie de bassin, m^2

$$A = \frac{Q}{v_p}$$

$Q =$ (VOIR FEUILLE CALCUL DÉBIT) AVEC DÉBIT 1/25 ANS

Le diamètre visé est celui du silt à 0.005 mm.

Calcul avec différents diamètres et densités et débit attendu à 5 ° C - projet Ecolosol

| Classification ASTM, FAA | d_p (mm) | sg_p | g m/sec^2 | v_p (m/sec) | ϕ_p | N_R | μ (m^2/sec) | Q m^3/sec | A m^2 | Dimensions bassin ¹ | |
|-----------------------------|---------------|--------|------------------|------------------|----------|------------|------------------------|------------------|--------------|--------------------------------|----------|
| | | | | | | | | | | Largeur | Longueur |
| Sable | 0.1 | 2.65 | 9.8 | 0.0059 | 0.85 | 0.33 | 1.5E-06 | 0.0041667 | 0.7 | 0.6 | 1.2 |
| | 0.074 | 2.65 | 9.8 | 0.0032 | 0.85 | 0.13 | 1.5E-06 | 0.0041667 | 1.3 | 0.8 | 1.6 |
| Silt | 0.04 | 2.65 | 9.8 | 0.0009 | 0.85 | 0.02 | 1.5E-06 | 0.0041667 | 4.4 | 1.5 | 3.0 |
| | 0.01 | 2.65 | 9.8 | 0.000059 | 0.85 | 0.00033 | 1.5E-06 | 0.0041667 | 70.5 | 5.9 | 11.9 |
| Argile | 0.005 | 2.65 | 9.8 | 0.000015 | 0.85 | 0.00004 | 1.5E-06 | 0.0041667 | 281.8 | 11.9 | 23.7 |
| | 0.002 | 2.65 | 9.8 | 0.000002 | 0.85 | 0.00000 | 1.5E-06 | 0.0041667 | 1 761.4 | 29.7 | 59.4 |
| | 0.001 | 2.65 | 9.8 | 0.00000059 | 0.85 | 0.00000033 | 1.5E-06 | 0.0041667 | 7 045.5 | 59.4 | 118.7 |

Calcul avec différents diamètres et densités et débit attendu à 5 ° C - projet Ecolosol

| Classification ASTM, FAA | d_p (mm) | sg_p | g m/sec^2 | v_p (m/sec) | ϕ_p | N_R | μ (m^2/sec) | Q m^3/sec | A m^2 | Dimensions bassin | |
|-----------------------------|---------------|--------|------------------|------------------|----------|------------|------------------------|------------------|--------------|-------------------|----------|
| | | | | | | | | | | Largeur | Longueur |
| Sable | 0.1 | 2.65 | 9.8 | 0.0059 | 0.85 | 0.33 | 1.5E-06 | 0.0020833 | 0.4 | 0.4 | 0.8 |
| | 0.074 | 2.65 | 9.8 | 0.0032 | 0.85 | 0.13 | 1.5E-06 | 0.0020833 | 0.6 | 0.6 | 1.1 |
| Silt | 0.04 | 2.65 | 9.8 | 0.0009 | 0.85 | 0.02 | 1.5E-06 | 0.0020833 | 2.2 | 1.0 | 2.1 |
| | 0.01 | 2.65 | 9.8 | 0.000059 | 0.85 | 0.00033 | 1.5E-06 | 0.0020833 | 35.2 | 4.2 | 8.4 |
| Argile | 0.005 | 2.65 | 9.8 | 0.000015 | 0.85 | 0.00004 | 1.5E-06 | 0.0020833 | 140.9 | 8.4 | 16.8 |
| | 0.002 | 2.65 | 9.8 | 0.000002 | 0.85 | 0.00000 | 1.5E-06 | 0.0020833 | 880.7 | 21.0 | 42.0 |
| | 0.001 | 2.65 | 9.8 | 0.00000059 | 0.85 | 0.00000033 | 1.5E-06 | 0.0020833 | 3 522.7 | 42.0 | 83.9 |

¹ Longueur = 2 x Largeur

Calcul de bassin de sédimentation

Avec h_e (prof eau du bassin) = 0.5 m

| | A | B | C = A/B | D | E = D/C/3600 | F = E x A x 3600 |
|-----------------------|---------------------|------------------------------|----------------------------------------------|-------|---------------------|-------------------|
| | Q | Aire de bassin avec 0.005 mm | V (vitesse de percolation avec silt 0.005mm) | h_e | T (temps rétention) | Volume eau bassin |
| | m ³ /sec | m ² | m/sec | m | (h) | m ³ |
| 15 m ³ /h | 0.00417 | 281.8 | 0.0000148 | 0.5 | 9.39 | 140.91 |
| 7.5 m ³ /h | 0.00208 | 140.9 | 0.0000148 | 0.5 | 9.39 | 70.45 |

Avec h_e (prof eau du bassin) = 1.0 m

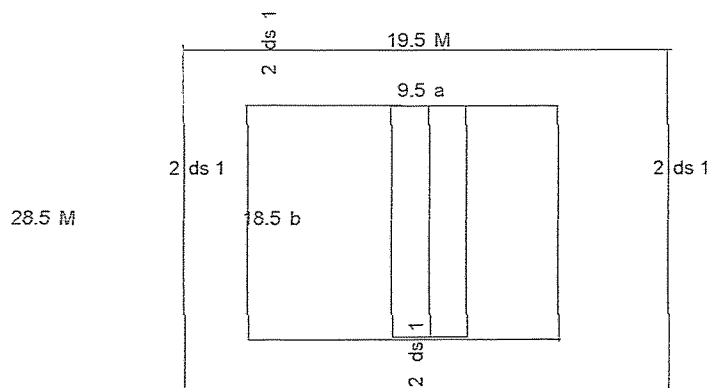
| | A | B | C = A/B | D | E = D/C/3600 | F = E x A x 3600 |
|-----------------------|---------------------|------------------------------|----------------------------------------------|-------|---------------------|-------------------|
| | Q | Aire de bassin avec 0.005 mm | V (vitesse de percolation avec silt 0.005mm) | h_e | T (temps rétention) | Volume eau bassin |
| | m ³ /sec | m ² | m/sec | m | (h) | m ³ |
| 15 m ³ /h | 0.00417 | 281.8 | 0.0000148 | 1 | 18.79 | 281.82 |
| 7.5 m ³ /h | 0.00208 | 140.9 | 0.0000148 | 1 | 18.79 | 140.91 |

On retiendra le débit de 7.5 m³/h avec une superficie effective de 141 m² et un volume de 141 m³.

Calcul Volume Bassin Sédimentation

$$V_{\text{utile}} = \text{hauteur}/3 \times (\text{aire base} + \text{aire dessus} + (A \times B)^{1/2})$$

| | | | | |
|---------------------|-----------------------|------------------|-----------------------|-------------------------------------------------------------------------------|
| Pentes est-ouest: | 2 ds 1 | | | |
| Pentes nord-sud: | 2 ds 1 | | | |
| Profondeur tot. | 2.5 m | niv 18 -15.5 | | Longueur mesurée le long de la pente du haut du bassin à la surface de l'eau: |
| Profondeur eau été: | 1 m | niv 16.5 estival | | |
| Prof eau hiver | 1.5 m | | | |
| Dim fond a): | 9.5 m | | | 12 pi ou 3.66 m. |
| Dim fond b): | 18.5 m | | | |
| Sup fond | 175.75 m ² | Sup fond | 175.75 m ² | Dim haut |
| Sup haut | 555.75 m ² | Sup haut utile | 182.25 | est-ouest 19.5 |
| Vol tot: | 870.02 | Vol eau : | 178.99 estival | nord-sud 28.5 |
| | | | 268.49 hivernal | |

Berne au centre

$$4 \times 1 \times 1/2 \times 18 \text{ m} = 36 \text{ m}^3$$

Volume net d'eau:

$$178.99 - 36 = 142.99 \text{ m}^3$$

Donc la superficie totale est de : 555.75 m²La superficie requise était de: 141 m²

Nous avons donc un FS de 3.94 pour la superficie

Pour le volume d'eau c'est le volume exact requis: 143 vs 141 m³ requis