

EUROCODES 7 : Calcul géotechnique

L'eurocode 7 « Calcul géotechnique » constitue l'un des chapitres d'un ensemble de textes dont la préparation a été commandée par la Commission des Communautés Européennes au début des années 80, aux fins d'harmoniser les règles de conception et de calcul des constructions courantes et de rendre plus égales les conditions de concurrence dans les différents pays d'Europe. Il comprendra à terme plusieurs parties, dont seule la première (Règles générales) a été rédigée jusqu'à présent. Le texte de l'eurocode 7 a été approuvé comme norme provisoire ou « prénorme » ENV 1997-1 (1994), d'application facultative. Sa publication simultanée dans les trois langues de travail du CEN (allemand, anglais, français), à la fin de 1994, marque le début d'une période de test de trois années, à l'issue de laquelle la norme sera réexaminée puis soumise à vote pour devenir une norme européenne à part entière, s'imposant dans les pays membres du CEN (Comité Européen de Normalisation), dont la France. Les normes françaises de dimensionnement et d'essai en géotechnique seront réaménagées par les instances de normalisation française, pour former avec l'eurocode 7 définitif un corps de normes cohérent, susceptible de remplacer les textes existants comme les Documents Techniques Unifiés (DTU) et les fascicules du Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG) applicables aux marchés publics.

L'eurocode 7 est inclus dans un ensemble de textes applicables aux constructions courantes (bâtiments et ouvrages d'art) et a été conçu comme le recueil des règles de bases applicables à tous les ouvrages de géotechnique. Certains types d'ouvrages, comme les barrages, les tunnels et les travaux de terrassements, débordent du domaine couvert par l'eurocode 7, parce que des règles complémentaires ou différentes s'appliquent à eux, et ils seront de fait exclus du champ d'application de ce texte.

Par rapport à la pratique traditionnelle de la géotechnique dans le monde, l'eurocode 7 se distingue par la volonté délibérée d'appliquer systématiquement le formalisme du dimensionnement aux états limites (ultimes et de service) et de traiter la sécurité au moyen de coefficients partiels appliqués séparément aux charges, aux propriétés des matériaux et aux méthodes de calcul. La référence aux états limites est un remodelage des pratiques existantes, mais l'utilisation de coefficients partiels, au lieu d'un coefficient de sécurité global spécifique à chaque type de calcul et à chaque type d'ouvrage, est une modification beaucoup plus importante qui a nécessité et nécessitera au cours des prochaines années beaucoup d'études de recalage par rapport à l'expérience.

1.1. Structure de l'eurocode 7

L'eurocode 7, comme tous les autres eurocodes, comprend un texte principal, qui est d'application obligatoire, et des règles d'application, qui constituent des modèles reconnus d'application des prescriptions de l'eurocode 7 mais peuvent être remplacées par des procédures « équivalentes » du point de vue de la sécurité des ouvrages et du respect des principes généraux du dimensionnement.

L'eurocode 7 est divisé en neuf chapitres :

Chapitre 1 : Introduction

Chapitre 2 : Bases du calcul géotechnique

Chapitre 3 : Données géotechniques

Chapitre 4 : Contrôle de la construction, surveillance et entretien

Chapitre 5 : Remblais, rabattements de nappe, amélioration et renforcement du sol

Chapitre 6 : Fondations superficielles

Chapitre 7 : Fondations sur pieux

Chapitre 8 : Ouvrages de soutènement

Chapitre 9 : Remblais et talus

Les premiers chapitres présentent les concepts de base du dimensionnement des ouvrages, tandis que les chapitres suivants décrivent leur application au dimensionnement des grandes catégories d'ouvrages géotechniques. Il faut noter que les eurocodes traitent seulement des questions de conception et de calcul des ouvrages.

1.2. Principes généraux de l'eurocode 7

1.2.1 États limites ultimes et de service

L'objectif du dimensionnement des ouvrages de génie civil, dont font partie les ouvrages géotechniques, est de satisfaire un certain nombre de conditions de sécurité et d'aptitude au service, spécifiques à chaque type d'ouvrages et à son utilisation prévue. Les eurocodes distinguent deux grandes catégories d'états limites, qui sont les états au-delà desquels les exigences de sécurité (pour les états limites ultimes) et d'aptitude au service (pour les états limites de service) ne sont plus satisfaites.

Les états limites ultimes concernent à la fois la sécurité de la structure (qui ne doit pas être gravement endommagée) et la sécurité des personnes. On peut en donner comme exemples :

- La perte de stabilité globale de l'ouvrage (renversement, enfoncement excessif dans le sol, glissement) ;
- La rupture d'un élément de la structure de l'ouvrage ;
- Une rupture par érosion interne régressive ;
- Des tassements, mouvements horizontaux ou déformations excessifs pour le fonctionnement ultérieur de la structure de l'ouvrage.

Les **états limites de service** définissent les conditions au-delà desquelles les spécifications de service de l'ouvrage ne sont plus remplies, que ce soit en termes de fonctionnement mécanique, de confort, d'aspect, etc. Ce sont souvent des conditions relatives aux tassements relatifs maximaux ou déformations maximales acceptables, à des vibrations, sources d'inconfort, à la fissuration de l'ouvrage, qui peut compromettre sa durabilité, etc.

1.2.2 Classification des actions

L'eurocode 1 définit trois catégories d'actions (ou « charges » au sens large, puisqu'il peut s'agir de forces, de moments ou de déplacements imposés) correspondant à des durées et fréquences d'application différentes :

- Les **actions permanentes** (poids des structures et des sols, pressions d'eau, pressions des terres, précontrainte, etc.) ;
- Les **actions variables** (charges de circulation, charges de vent et neige, etc.) ;
- Les **actions accidentelles** (explosions, charges dynamiques, chocs, séismes, etc.).

Ces actions sont combinées pour définir les cas de charge qui serviront pour le calcul, en suivant les règles complexes traditionnelles qui attribuent des poids différents aux différents types d'actions (permanentes, variables dominantes ou autres, accidentelles et sismiques).

L'eurocode 7 précise que la durée des actions doit être appréciée par référence aux effets du temps sur les propriétés mécaniques du sol, notamment la perméabilité, les conditions de drainage et la compressibilité des sols fins. Suivant les calculs effectués, certaines forces ou déplacements imposés peuvent, de plus, être ou non traités comme des actions (frottement négatif et pressions des terres, par exemple).

1.2.3. Situations de calcul

Les situations de calcul sont les **combinaisons de charges et de données géométriques, physiques et mécaniques** sur les structures et les sols pour lesquelles on doit vérifier que l'on n'atteint pas d'état limite ultime ou de service.

Des situations de calcul différentes peuvent être associées aux phases d'exécution d'un même ouvrage, tant pour les géométries successives du sol et de l'ouvrage que pour le type de comportement (court terme, long terme) et les combinaisons de charges permanentes, transitoires et accidentelles qui sont susceptibles de se produire pendant la durée de la phase correspondante des travaux.

1.2.4. Valeurs caractéristiques et valeurs de calcul

La notion de valeur caractéristique d'un paramètre de dimensionnement (charge ou propriété mécanique d'un matériau) est liée à une conception probabiliste de la sécurité : c'est une valeur « représentative » ayant une certaine probabilité d'être dépassée du côté défavorable au comportement de l'ouvrage. Dans la pratique de la géotechnique, la détermination des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques des sols (et des roches) est souvent malaisée, car on dispose rarement d'un ensemble suffisant de résultats de mesures pour effectuer une analyse statistique. De plus, les valeurs représentatives de certains paramètres dépendent des dimensions de l'ouvrage et du volume de sol qui contrôle son fonctionnement.

Les valeurs de calcul, qui sont, comme leur nom l'indique, les valeurs des paramètres qui seront utilisées pour contrôler l'occurrence des états limites dans chaque situation de calcul, sont déduites des valeurs caractéristiques par application d'un coefficient minorateur ou majorateur, suivant que l'augmentation du paramètre va ou non dans le sens de la sécurité.

Ce principe général à tous les eurocodes s'applique difficilement dans beaucoup de problèmes de géotechnique pour la raison déjà mentionnée du petit nombre de mesures disponibles pour déterminer les valeurs caractéristiques. L'eurocode 7 autorise pour cette raison de déterminer directement les valeurs de calcul des propriétés physiques et mécaniques des sols, sans passer par les valeurs caractéristiques et les coefficients partiels.

Il subsiste donc une ressemblance très forte entre la détermination des paramètres de calcul dans l'approche classique de la mécanique des sols, et dans le formalisme de l'eurocode 7, mais

il est nécessaire d'analyser chaque méthode de calcul et chaque type de paramètre pour déterminer si les pratiques traditionnelles de choix des valeurs de ces paramètres de calcul doivent rester ou non en vigueur, car les corrections appliquées aux valeurs de calcul dans les vérifications peuvent être différentes dans l'approche de l'eurocode 7.

1.2.5. Définition des coefficients partiels

Les coefficients partiels sont les facteurs minorateurs ou majorateurs que l'on applique aux valeurs caractéristiques des actions et propriétés des matériaux pour en déduire les valeurs de calcul. Cette correction, opérée au niveau des données du calcul, remplace l'application classique d'un coefficient de sécurité global unique sur les résultats des calculs de stabilité. Il est prévu d'affecter aussi un coefficient partiel à la méthode de calcul elle-même, mais cette possibilité n'a encore pas été mise en oeuvre dans l'eurocode 7. La stabilité s'apprécie par l'équilibre des forces motrices et des forces résistantes dans le mécanisme de rupture analysé.

La fixation des coefficients partiels relatifs aux propriétés de résistance des sols et des matériaux pour la justification des bâtiments courants aux états limites ultimes, dans les situations permanentes et transitoires, a mis en évidence de façon inattendue une incompatibilité du traitement de la sécurité dans les calculs de structures et dans les calculs de géotechnique. Cette différence importante concerne la majoration des charges permanentes dues à la pesanteur : pour les calculs géotechniques, on admet en général que les masses volumiques sont raisonnablement bien connues et que la géométrie des massifs de sols ou des charges simples (par exemple, un réservoir) est assez bien définie : on prend les charges (permanentes) dues à la pesanteur telles qu'elles sont estimées. Pour le calcul des structures, par contre, la règle est de majorer sensiblement (coefficient partiel de 1,35, d'après l'eurocode 1) toutes les charges permanentes, y compris les charges dues à la pesanteur.

Chaque secteur professionnel a ensuite étalonné sa pratique en fonction de cette hypothèse, pour obtenir un niveau de sécurité moyen auquel tous les partenaires du projet sont habitués : les géotechniciens, dont les inquiétudes sont concentrées sur l'estimation de la résistance des sols et des roches, ont affecté des coefficients de sécurité partiels importants aux paramètres de résistance, tandis que les ingénieurs en structures ont limité la pénalisation des propriétés de leurs matériaux, puisqu'ils avaient une réserve de sécurité au niveau des charges permanentes.

1.3 Champ d'application de l'eurocode 7

L'eurocode 7 s'applique aux **aspects géotechniques du calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil**. Il traite des exigences vis-à-vis de la résistance, de la stabilité, de l'aptitude au service et de la durabilité des ouvrages.

L'eurocode 7 est applicable aux aspects géotechniques des catégories d'ouvrages suivantes :

- Tous les bâtiments ;
- Les ouvrages d'art tels que les ponts, les soutènements... etc. ;
- Les pentes naturelles et artificielles (déblais), les ouvrages en sol renforcé, les remblais.

Il est important également de noter que l'eurocode 7 n'est pas un manuel de dimensionnement mais un règlement de justification des projets. Il ne faut pas y chercher des indications sur la meilleure façon de concevoir les ouvrages, ni quelles dimensions il vaut mieux leur donner ou quelles sont les meilleures techniques de construction : l'eurocode 7, comme tous les autres eurocodes, définit les règles qu'il faut appliquer pour prouver au client et aux organismes chargés d'assurer la sécurité dans le secteur du bâtiment et des travaux publics que l'ouvrage décrit dans le projet est stable et remplira les fonctions qui lui sont assignées.

1.4 Organisation des études géotechniques

La justification d'un ouvrage du point de vue de la géotechnique s'appuie bien évidemment sur les conclusions de la reconnaissance du site, comportant les cas des études géologiques, des sondages et essais en place, des prélèvements et essais de laboratoire, voire des expérimentations en vraie grandeur. L'importance de cette reconnaissance géotechnique et les méthodes de justification utilisées dépendent non seulement de la nature de l'ouvrage et des terrains (sols ou roches) rencontrés sur le site, mais aussi de l'importance de l'ouvrage.

1.4.1 Catégories géotechniques

Les rédacteurs de l'eurocode 7 ont introduit la notion de « catégorie géotechnique » pour différencier les « ouvrages simples » des autres ouvrages géotechniques et autoriser l'emploi de méthodes de justification simplifiées pour ces ouvrages simples, afin de permettre le maintien des pratiques en vigueur sans dommages particuliers.

L'eurocode 7 définit trois catégories géotechniques :

— la catégorie géotechnique 1 comprend les ouvrages de faible importance et relativement simples, pour lesquels il est possible d'admettre que les exigences fondamentales (sécurité, aptitude au service et durabilité) seront satisfaites en utilisant l'expérience acquise et des reconnaissances géotechniques qualitatives, avec des risques négligeables pour les biens et les vies. Cette catégorie correspond typiquement à des maisons à un ou deux niveaux, à des bâtiments agricoles de faible importance sur fondations superficielles classiques ou sur pieux, à des murs de soutènement et fouilles blindées où la différence de niveau des terrains n'excède pas 2 m, à de petites excavations pour la pose de canalisations ou de drains... ;

— la catégorie géotechnique 2 comprend les types classiques d'ouvrages et de fondations qui ne présentent pas de risques anormaux ou des conditions de terrain et de chargement inhabituelles ou exceptionnellement difficiles. Pour ces ouvrages, des reconnaissances géotechniques quantitatives et des calculs de justification sont nécessaires, mais avec des procédures de routine tant pour les essais que pour les calculs. Cette catégorie comprend les types classiques de fondations superficielles, de fondations sur radiers, de fondations sur pieux, les murs et les autres ouvrages retenant ou soutenant du sol ou de l'eau, les excavations, les appuis et culées de ponts, les remblais et terrassements pour le bâtiment et les ouvrages d'art, les ancrages et autres systèmes de tirants, les tunnels simples... ;

— la catégorie géotechnique 3 comprend les ouvrages et parties d'ouvrages qui n'entrent pas dans les catégories 1 et 2, parce qu'ils sont très grands ou très inhabituels, créent des risques anormaux ou doivent être édifiés dans des conditions de terrain très complexes ou dans des zones très sismiques.

La consistance de l'étude géotechnique et du rapport de justification de l'ouvrage ou de la partie d'ouvrage est définie *a priori* lors de la commande de l'étude géotechnique par le maître d'œuvre, mais elle doit être régulièrement revue pour l'adapter aux constatations faites au fur et à mesure de la reconnaissance géotechnique et de l'élaboration du projet.

1.4.2 Procédures de justification

La justification des ouvrages géotechniques consiste à prouver que, dans chaque situation de calcul, aucun des états limites identifiés n'est atteint. La façon classique d'opérer cette vérification consiste à effectuer des calculs :

- calcul des efforts déstabilisants et des efforts résistants ;
- calcul des déplacements ou déformations,

et de vérifier que l'on atteint pas les états limites ultimes (en stabilité et en déformations), ni les états limites de service (en stabilité et en déformations). Toutefois, cette procédure de justification n'est pas la seule qui soit admise pour les ouvrages de géotechnique.

L'eurocode 7 admet conformément à l'expérience acquise dans la pratique de la géotechnique, qu'il existe quatre façons de justifier un ouvrage :

— justification par le calcul, où l'on utilise des modèles de calcul, des actions qui peuvent être des charges imposées ou des déplacements imposés, des propriétés de sols, roches ou autres matériaux, des données géométriques et des valeurs limites de déformations, de profondeurs de fissures, de vibrations, etc. ;

— justification par des mesures prescriptives, qui sont des choix classiques et sécuritaires sur les matériaux, les détails du projet, son exécution, etc. Ce type de dimensionnement peut être utilisé notamment pour les ouvrages simples, lorsque l'on dispose de l'expérience d'une construction semblable dans les mêmes conditions de terrain. Il est également adapté pour traiter les questions de durabilité vis-à-vis du gel et des attaques chimiques et biologiques, pour lesquelles des calculs ne sont en général pas appropriés ;

— justification par des essais de chargement ou des essais sur modèles physiques, qui suppose toutefois de maîtriser les effets de temps, d'échelle et de différences éventuelles des conditions de terrain entre l'essai et l'ouvrage à construire ;

— justification du projet et conduite des travaux par utilisation des observations faites sur l'ouvrage lui-même, approche appelée couramment méthode observationnelle. Cette démarche admet que l'on fasse un dimensionnement optimiste de l'ouvrage, à la condition d'avoir pris la mesure des risques encourus, de réaliser des mesures efficaces pendant les travaux et de disposer d'un programme de mesures d'urgence à mettre en œuvre si les observations montrent que le comportement réel de l'ouvrage sort des limites admises.

1.4.3 Rapports géotechniques

Les calculs nécessaires à la justification du projet doivent être présentés dans un **rapport de dimensionnement géotechnique**, qui complète le **rapport de reconnaissance géotechnique**, lui-même divisé en deux parties : un rapport de présentation des informations géotechniques disponibles, y compris les caractéristiques géologiques et les autres données importantes pour le projet, et un rapport d'évaluation géotechnique des informations précédentes, indiquant les

hypothèses adoptées pour établir les valeurs des paramètres géotechniques prises en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage.

L'ampleur de ces rapports dépend de la complexité de l'ouvrage et des terrains.

1.5. Fondations superficielles

L'eurocode 7 donne la liste suivante pour les états limites à éviter pour les fondations superficielles :

- Instabilité d'ensemble (fondations sur pente, en tête de talus, près d'une excavation ou d'un mur de soutènement, dans une zone minière ou à proximité d'ouvrages souterrains). Cette instabilité est analysée par les méthodes définies pour les ouvrages en terre (remblais et talus) ;
- Défaut de capacité portante ;
- Rupture par glissement ;
- Rupture combinée dans le sol et dans l'ouvrage ;
- Rupture de la structure due à un mouvement du sol de fondation ;
- Tassements excessifs ;
- Soulèvement excessif ;
- Vibrations inacceptables.

Les actions doivent être choisies dans une liste générale, commune à tout l'eurocode 7 et comportant les points suivants :

- Le poids des sols, des roches et de l'eau ;
- Les contraintes existant dans le terrain ;
- Les pressions de l'eau libre et de l'eau souterraine ;
- Les forces d'écoulement de l'eau ;
- Les charges permanentes, d'exploitation et d'environnement provenant des ouvrages ;
- Les surcharges ;
- Les forces d'amarrage ;
- Les déchargements et excavations ;
- Les charges de circulation ;
- Les mouvements dus aux exploitations minières ;
- Les gonflements et retraits créés par la végétation, le climat ou les variations de l'humidité ;
- Les mouvements dus au fluage ou au glissement des masses de sol ;

- Les mouvements dus à la dégradation, à la décomposition, à l'autodensification ou à la dissolution des terrains ;
- Les mouvements et les accélérations dus aux tremblements de terre, explosions, vibrations et charges dynamiques ;
- Les effets de température, y compris le soulèvement dû au gel ;
- Les charges de glace ;
- Les précontraintes imposées dans les ancrages et les butons.

On doit aussi tenir en compte de la rigidité globale de la structure, du niveau de l'eau dans le sol, de toutes les sollicitations extérieures diverses susceptibles d'influer sur leur comportement.

Après un rappel de conseils dans le choix des dimensions des fondations superficielles, y compris la dimension économique et les contraintes d'exécution des travaux, l'eurocode 7 indique que deux méthodes peuvent être utilisées pour justifier le dimensionnement d'une fondation superficielle :

- une méthode directe où l'on calcule séparément la stabilité et les déformations dans chaque situation de calcul, afin de vérifier directement que l'on n'a atteint aucun état limite ;
- et une méthode dans laquelle on détermine une capacité portante conventionnelle, estimée sur la base d'essais, de l'expérience antérieure et de la connaissance accumulée sur la prévention des états limites de service, et garantissant que l'on n'atteint aucun état limite ultime ou de service.

1.5.1 Vérification à l'état limite ultime

La condition de stabilité de la fondation superficielle vis-à-vis du poinçonnement s'écrit :

$$V \leq R$$

Avec

V : charge de calcul à l'état limite ultime, appliquée normalement à la semelle de la fondation, incluant le poids de la fondation elle-même et des éventuels matériaux de remblai. Pour les calculs en conditions drainées, les pressions d'eau sont en général comptées parmi les actions mais, si l'eau est en état hydrostatique autour de la fondation, on peut utiliser les poids volumiques déjaugés des parties immergées,

R : capacité portante de calcul du sol de fondation sous charge normale à la surface, en incluant les effets des inclinaisons et excentricité éventuelles. Cette valeur est calculée en utilisant les valeurs de calcul des paramètres géotechniques. La valeur de R est donc le produit

de la méthode de calcul analytique ou numérique ou empirique utilisée par l'ingénieur géotechnicien dans les conditions du projet. La détermination de R dépend naturellement du type de situation (à court terme ou à long terme) que l'on considère. L'eurocode 7 fournit en annexe (informative) une méthode de calcul analytique (expressions de $N\gamma$, Nc et Nq , avec des coefficients de correction pour la forme, l'inclinaison et l'excentricité) et la formule de calcul au pressiomètre. Une autre annexe donne une méthode d'évaluation de la capacité portante des fondations sur rocher. Des formules de même structure générale sont données pour la stabilité au glissement sur la base de la fondation.

1.6. Fondations profondes

La justification d'une fondation sur pieux nécessite d'établir d'abord la liste des situations de calcul et des états limites. Les situations de calcul dépendent de la conduite du chantier. L'eurocode 7 donne une liste d'états limites (sans distinction entre états limites ultimes et états limites de service), que l'on peut grouper comme suit :

— **états limites ultimes :**

- instabilité d'ensemble,
- rupture du sol (capacité portante, arrachement, résistance transversale),
- rupture du pieu (en compression, traction, flexion, flambement ou cisaillement),
- rupture simultanée du pieu et du sol,
- tassement ou soulèvement excessif ;

— **états limites de service :**

- tassement ou soulèvement excessif,
- vibrations.

Les actions à prendre en compte sont de façon générale les mêmes que pour les fondations superficielles, en tenant compte de la rigidité globale de la structure, du niveau de l'eau dans le sol, de toutes les sollicitations extérieures diverses susceptibles d'influer sur leur comportement.

1.7 Ouvrages de soutènement

Pour les ouvrages de soutènement, l'eurocode 7 suggère de distinguer les murs-poids, les rideaux encastrés et les soutènements mixtes. La liste des états limites à éviter est la suivante pour **tous les types de soutènements** :

- Instabilité d'ensemble ;

- rupture d'un élément de structure (paroi, ancrage, etc.) ou des liaisons entre ces éléments;
- Rupture combinée dans le sol et la structure ;
- Mouvements excessifs ;
- Défaut d'étanchéité ;
- Erosion excessive du remblai ;
- Modification inacceptable des écoulements souterrains.

Pour les **murs-poids** et les **ouvrages mixtes**, il faut aussi considérer les états limites suivants :

- Rupture par poinçonnement du sol sous la base du mur ;
- Rupture par glissement du mur sur sa base ;
- Rupture par renversement du mur.

Pour les **rideaux encastrés**, il faut par ailleurs prendre en compte les états limites suivants :

- Rupture par rotation ou translation du mur ;
- Rupture par perte d'équilibre vertical du mur.

La plupart des actions énumérées pour les fondations superficielles peuvent s'appliquer aux ouvrages de soutènement. La définition des situations de calcul est particulièrement importante dans ce cas, à cause du nombre parfois élevé des étapes de réalisation des travaux, avec des phases provisoires dont certaines peuvent être plus instables que la situation finale de l'ouvrage de soutènement terminé.

2. EUROCODES 8 : Règles générales, actions sismiques, conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes.

2.1 Domaine d'application

L'Eurocode 8 s'applique à la conception, au dimensionnement et la mise en œuvre de bâtiments et d'ouvrages de génie civil, en zone sismique. Son but est d'assurer qu'en cas de séisme :

- les vies humaines sont protégées ;
- les dégâts sont limités ;
- les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

2.2 Domaine d'application de la partie 5 de l'Eurocode 8

P La partie 5 de l'Eurocode 8 établit les prescriptions, les critères et les règles concernant le choix du site et pour le sol de fondation. Elle traite de la conception et du dimensionnement de différents systèmes de fondation et d'ouvrages de soutènement des terres ainsi que de l'interaction sol-structure sous l'effet des actions sismiques.

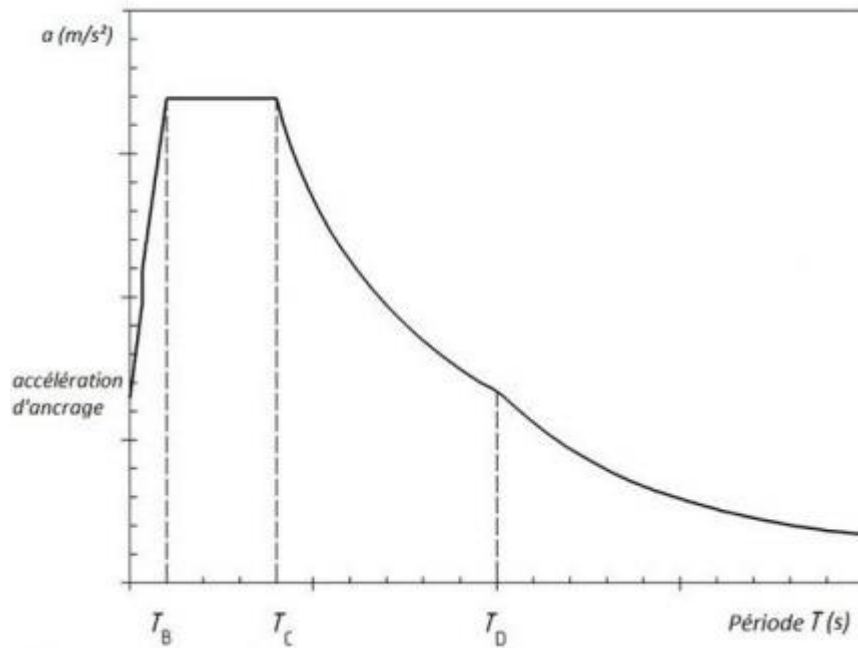
2.3 Action sismique

2.3.1 Définition de l'action sismique

Le mouvement dû au séisme à un certain point de la surface du sol, est représenté en général par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite «spectre de réponse élastique».

Note

(Spectre de réponse élastique est une courbe donnant l'accélération en fonction de la période. Il dimensionne le mouvement sismique à prendre en compte dans les règles de construction 'les mouvements sont enregistrés par des accéléromètres.)



Avec :

- T : période de vibration d'un oscillateur simple (système linéaire à un seul degré de liberté)
- a : amplitude d'accélération maximale de l'oscillateur simple de période propre T
- T_B : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T_C : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T_D : valeur définissant le début de la branche à déplacement constant

3.2 Représentation temporelle

Le mouvement sismique peut également être représenté par une accélération du sol en fonction du temps, ou par des grandeurs associées (vitesse et déplacement)

2.4 Propriétés du sol

2.4.1 Caractéristiques de résistance

En général, la valeur des caractéristiques de résistance du sol, applicable dans des conditions statiques non drainées, c'est-à-dire la résistance au cisaillement non drainée c_u ou les caractéristiques en contraintes totales c et $\text{tg } \phi$, peut être utilisée. Par ailleurs, on peut utiliser

des caractéristiques en contraintes effectives, avec la pression d'eau interstitielle appropriée, engendrée lors du chargement cyclique.

Les valeurs recommandées pour le coefficient de sécurité γ_m sont [1,3] pour c_u , [1,2] pour c et [1,1] pour $\tan \phi$. Pour le calcul en contraintes effectives, les valeurs recommandées sont 1,1 sur $\tan \phi$ et 1,4 sur c .

2.4.2 Caractéristiques de raideur et d'amortissement

Dû à son influence sur les actions sismiques de calcul, le module de cisaillement G , indiqué ci-dessous, est la caractéristique de raideur du sol la plus importante sous charges sismiques :

$$G = (\gamma/g) v_s^2$$

où :

γ est le poids volumique du sol ;

v_s est la vitesse de propagation des ondes de cisaillement ; et

g est l'accélération de la pesanteur.

Il faut en outre considérer l'amortissement du sol, dans les cas où les effets de l'interaction sol-structure, sont à prendre en compte.

2.5 Prescriptions pour le choix du site et des sols de fondation

2.5.1 Choix du site

Le site de construction et la nature du sol de fondation doivent être choisis de manière à minimiser le danger potentiel de rupture, d'instabilité des pentes, de liquéfaction, lié à la forte sensibilité à la densification, dans le cas d'un séisme.

La possibilité d'apparition de ces phénomènes doit être examinée.

2.5.1.1 Proximité des failles sismiques actives

Les bâtiments faisant partie des catégories d'importance [I, II, III] définies au paragraphe 3.7 de la partie 1-2, ne doivent pas être construits, en général, à proximité immédiate des failles tectoniques reconnues comme étant actives du point de vue sismique, dans les documents élaborés par les autorités nationales.

2.5.1.2 Stabilité des pentes

2.5.1.2.1 Prescriptions générales

Une vérification de la stabilité du sol doit être effectuée pour les bâtiments à construire sur ou à proximité de pentes naturelles ou artificielles, afin de s'assurer que la sécurité et/ou la fonctionnalité sont préservées sous l'effet du séisme de calcul.

Sous action sismique, l'état limite des pentes est défini comme l'état associé à des déplacements permanents acceptables de la masse du sol ; ces déplacements sont à considérer sur une profondeur significative vis-à-vis des conséquences structurales et fonctionnelles pour l'ouvrage.

2.5.1.2.2 Action sismique

Une majoration des actions sismiques de calcul doit être appliquée lors des vérifications de la stabilité du sol, pour des ouvrages essentiels situés sur ou à proximité de pentes ayant une forte inclinaison.

2.5.1.2.3 Méthodes de calcul

La réponse des pentes au séisme de calcul doit être calculée soit au moyen de méthodes d'analyse dynamique consacrées, comme les éléments finis ou les modèles de bloc rigide, soit par des méthodes pseudo-statiques simplifiées.

La vérification de la stabilité peut être effectuée par des méthodes pseudo-statiques simplifiées dans le cas où la topographie de surface et la stratigraphie du sol ne présentent pas d'irrégularités très prononcées.

Les méthodes pseudo-statiques de l'analyse de la stabilité prennent en compte de forces d'inertie horizontales et verticales appliquées à chaque partie de la masse du sol.

Les valeurs de calcul des forces sismiques d'inertie pour les calculs pseudo-statiques doivent être :

$$F_H = 0,5 \alpha W \text{ en direction horizontale}$$

et

$$F_V = \pm 0,5 F_H \text{ en direction verticale}$$

où :

α est la valeur de calcul du coefficient sismique du sol ; et

W est le poids de la masse en mouvement.

Des méthodes simplifiées, comme les méthodes pseudo-statiques, ne doivent pas être utilisées dans le cas de sols capables de développer des pressions interstitielles importantes, ou bien des dégradations significatives de raideur sous chargement cyclique.

2.5.1.3 Sols potentiellement liquéfiables

La diminution de la résistance et/ou de la raideur due à l'augmentation durant le mouvement sismique, de la pression interstitielle d'eau dans les matériaux saturés sans cohésion, susceptibles de produire des déformations permanentes significatives, ou même une quasi-annulation de la contrainte effective dans le sol, est désignée dans ce qui suit par «liquéfaction».

Une évaluation de la sensibilité à la liquéfaction doit être effectuée lorsque le sol de fondation comprend des couches étendues ou des lentilles épaisses de sable lâche, avec ou sans fines silteuses ou argileuses, au-dessous du niveau de la nappe phréatique, et lorsque ce niveau est proche de la surface du sol. Cette évaluation doit être effectuée pour les conditions de site en champ libre (niveau de la surface du sol, niveau de la nappe phréatique), prédominantes durant la vie de la structure.

Les reconnaissances exigées dans ce but doivent comporter au minimum des essais de pénétration standard (SPT) ou de pénétration statique (CPT) ainsi que la détermination des courbes granulométriques en laboratoire.

Pour les bâtiments sur fondations superficielles, l'évaluation de la sensibilité à la liquéfaction peut être omise, lorsque les sols sableux saturés se trouvent à des profondeurs supérieures à [15] m de la surface du sol.

Il est également admis de négliger le risque de liquéfaction lorsque $a < [0,15]$ et lorsque, en même temps, une ou plusieurs des conditions suivantes sont réalisées :

- les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20 %, avec un indice de plasticité > 10 ;
- les sables contiennent des silts en proportion supérieure à 10 % et, en même temps, $N_1(60) > 20$;
- les sables sont propres, avec $N_1(60) > 25$. ($N_1(60)$ Indice de pénétration).

Lorsque aucune des conditions ci-dessus n'est remplie, on doit évaluer le risque de liquéfaction par des méthodes reconnues d'ingénierie géotechnique, basées sur des corrélations expérimentales entre les mesures in situ et les contraintes critiques de cisaillement cyclique censées avoir causé la liquéfaction à l'occasion de séisme.

Des abaques empiriques de liquéfaction, illustrant une approche par corrélation expérimentale appliquée aux différentes mesures in situ. Dans cette approche, la contrainte de cisaillement sismique τ_e peut être évaluée à l'aide de l'expression simplifiée :

$$\tau_e = 0,65 \alpha S \sigma_{vo}$$

où :

α est la valeur de calcul du coefficient sismique du sol ;

S est le paramètre de caractérisation du profil de sol (défini selon la classe du sol de fondation) ;

σ_{vo} est la contrainte totale.

Cette expression ne doit pas être appliquée dans le cas d'épaisseurs supérieures à 20 m.

Si on utilise l'approche par corrélation expérimentale, un sol doit être considéré potentiellement liquéfiable chaque fois que la contrainte de cisaillement induite par le séisme dépasse 80% de la contrainte critique, censée avoir causé la liquéfaction à l'occasion de séismes antérieurs ; le niveau de la contrainte de cisaillement de 80% implique un coefficient de sécurité de 1.25.

2.6 Systèmes de fondation

2.6.1 Prescriptions générales

Les fondations d'une structure située dans une région sismique, doivent respecter les prescriptions suivantes :

- a) les forces dues à la superstructure sont transmises au sol, sans déformations permanentes
- b) les déformations du sol induites par le séisme sont compatibles avec les exigences fondamentales relatives à la structure ;
- c) la fondation est conçue, dimensionnée et mise en œuvre de manière à limiter les risques liés à l'incertitude de la réponse sismique.

2.6.2 Règles de conception et de dimensionnement

En général un seul type de fondation doit être utilisé pour la même structure, sauf si cette dernière consiste d'entités dynamiquement indépendantes. On doit éviter en particulier l'utilisation de pieux et de fondations superficielles dans le même bâtiment, sauf si une étude spécifique démontre le caractère adéquat d'une telle solution.

Lors du choix du type de fondation, les aspects suivants doivent être considérés :

a) la raideur de la fondation doit permettre la transmission au sol, de manière aussi uniforme que possible, des actions localisées provenant de la superstructure ;

b) les effets des déplacements horizontaux différentiels entre les éléments verticaux doivent être pris en compte dans le choix de la raideur de la fondation dans son plan horizontal ;

c) si on suppose une décroissance de l'amplitude du mouvement sismique, en fonction de la profondeur, celle-ci doit être justifiée par une étude appropriée, et en aucun cas le pic d'accélération ne peut être inférieur à [65] % de la valeur de calcul à la surface du sol.

2.6.4 Critères de vérification et de dimensionnement

2.6.4.1 Fondations appuyées directement sur le sol (superficielles ou encastrées)

Les vérifications et critères de dimensionnement suivants doivent être appliqués pour les fondations superficielles ou encastrées, portant directement sur le sol.

2.6.4.1.1 Semelles (calcul à l'état limite ultime)

Conformément aux critères de calcul à l'état limite ultime, la stabilité des semelles doit être vérifiée afin d'éviter la rupture par glissement et la rupture par perte de capacité portante.

Rupture par glissement. Dans le cas de fondations ayant leur base au-dessus du niveau de la nappe phréatique, ce type de rupture doit être évité par mobilisation du frottement et, dans des conditions particulières, par mobilisation de la butée latérale des terres.

À défaut d'études plus spécifiques, la valeur de calcul de la force de frottement peut être définie comme suit :

$$F_{fr,d} = N_{sd} \operatorname{tg} \delta \dots (5.1)$$

Avec :

δ Valeur de calcul de l'angle de frottement entre le sol et la semelle, pouvant être évaluée conformément au paragraphe 6.5.3 de l'Eurocode 7.

N_{sd} : valeur de calcul de l'effort normal sur la base horizontale.

Pour la sécurité vis-à-vis de la rupture par glissement sur une base horizontale, l'inégalité suivante doit être satisfaite:

$$V_{sd} \leq F_{fr,d} + E_{pd}$$

V_{sd} L'effort tranchant horizontal de calcul

$F_{fr,d}$ la force de frottement entre la base horizontale d'une semelle de fondation et le sol,

E_{pd} : capacité de résistance en butée sur la face latérale de la semelle.

Rupture par perte de capacité portante. La capacité portante de la fondation doit être vérifiée sous la combinaison des effets des actions de calcul N_{sd} , V_{sd} et M_{sd} .

M_{sd} Valeur vde calcul d'un moment sollicitant.

2.7 Ouvrages de soutènement des terres

2.7.1 Prescriptions générales

Les ouvrages de soutènement des terres doivent être conçus et dimensionnés de manière à remplir leur fonction durant et après le séisme de calcul, sans subir de dommages structuraux significatifs.

2.7.2 Méthodes de calcul

2.7.2.1 Méthodes simplifiées : calcul pseudo-statique

2.7.2.1.1 Modèles de base

Le modèle de base pour le calcul pseudo-statique doit comprendre l'ouvrage de soutènement et sa fondation, un coin de sol derrière la structure, supposé être dans un état d'équilibre limite actif (si la structure est suffisamment flexible), et éventuellement une masse de sol, à la base du mur, supposée être dans un état d'équilibre passif.

2.7.2.1.2 Action sismique

Pour le calcul pseudo-statique, l'action sismique doit être représentée par un ensemble de forces statiques horizontales et verticales égal au produit des forces de gravité par un coefficient sismique.

L'action sismique verticale doit être considérée comme agissante vers le haut ou vers le bas, de manière à produire l'effet le plus défavorable.

L'intensité de telles forces sismiques équivalentes dépend, pour une région sismique donnée, de l'amplitude du déplacement permanent acceptable que la structure peut effectivement supporter.

À défaut d'études spécifiques, les coefficients sismiques horizontal (K_h) et vertical (K_v) affectant toutes les masses doivent être pris égaux à :

$$K_h = \alpha / r \quad K_v = 0,5 K_h$$

où :

α est le coefficient sismique du sol ; et

r Facteur affectant le coefficient sismique horizontal

2.8 Calcul simplifié pour les ouvrages de soutènement

D'un point de vue conceptuel, le facteur r est défini comme étant le rapport entre la valeur de l'accélération produisant le déplacement permanent maximal compatible avec les sujétions existantes, et la valeur correspondant à l'état d'équilibre limite (début des déplacements). Il en résulte que r est plus grand pour les murs qui peuvent supporter des déplacements plus importants.

Pour des structures de soutènement de hauteur supérieure à [10] m on peut effectuer une analyse monodimensionnelle de propagation verticale des ondes en champ libre, pour obtenir une estimation plus affinée de α , en prenant la valeur moyenne du pic d'accélération horizontale du sol, le long de la hauteur de la structure.

La force de calcul totale E_d agissant sur l'ouvrage de soutènement du côté du terrain résulte vaut :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Avec :

H : hauteur du mur ;

E_{ws} : poussée statique de l'eau ;

E_{wd} : pression hydrodynamique (définie ci-dessous) ;

γ^* : poids volumique du sol (défini ci-dessous) ;

K : coefficient de poussée des terres (statique + dynamique).

Le coefficient de poussée des terres peut être calculé à partir de la formule Mononobe et Okabe.

Pour les états actifs (poussée)

$$\beta \leq \phi - \theta : \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Pour les états passifs (pas de force de frottement entre le sol et le mur)

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \theta - \phi)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Les notations suivantes sont utilisées dans les relations précédentes :

ϕ angle de frottement du sol ;

ψ, β angles d'inclinaison de la face arrière du mur et de la surface du remblai par rapport à l'horizontale.

δ angle de frottement entre le sol et le mur ;

θ angle défini ci-dessous.

Nappe phréatique au-dessous du mur de soutènement — Coefficient de poussée des terres

On donne aux caractéristiques les valeurs suivantes :

$\gamma^* = \gamma$ poids volumique du sol.

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

En variante, on peut utiliser les tables et les abaques applicables dans les conditions statiques (charges gravitaires), avec les modifications suivantes :

— en notant :

$$\operatorname{tg}\theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{et} \quad \operatorname{tg}\theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

— l'ensemble du système sol-mur subit une rotation correspondant à l'angle supplémentaire θ_A ou θ_B .

L'accélération de la gravité est modifiée comme suit :

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos \theta_A} \quad \text{ou} \quad g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos \theta_B}$$

Sol imperméable dans des conditions dynamiques, situé sous nappe — Coefficient de poussée des terres

On donne aux caractéristiques les valeurs suivantes :

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\text{tg} \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{\text{wd}} = 0$$

où :

γ est le poids volumique (total) du sol saturé ; et

γ_w le poids volumique de l'eau.

Sol (très) perméable dans des conditions dynamiques situé sous nappe — Coefficient de poussée des terres

On donne aux caractéristiques les valeurs suivantes :

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\text{tg} \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{\text{wd}} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

où :

H' est le niveau de la nappe phréatique par rapport à la base du mur.

3. REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003

3.1. FONDATIONS

3.1.1. Solidarisation des points d'appui

a). Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b.) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec: N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ l).

c). La solidarisation par longrines ou dispositif équivalent est toujours exigée sauf dans le cas de semelles ancrées (coulées en pleine fouille) dans un sol rocheux sain, non fracturé (sites de catégorie S1) et dans le cas d'un site de catégorie S2 en zone I.

d.) Dans le cas de structures légères (type hangar), les longrines peuvent être remplacées par le dallage travaillant en tirant ou en buton dans le sens transversal.

e.) Dans le cas de structures lourdes (bâtiments élevés) constituées de plusieurs blocs, séparés par des joints, il est recommandé de supprimer les joints au niveau des fondations si le système de fondation et la qualité du sol de fondation demeurent identiques sous les différents blocs.

Cette disposition permettra d'avoir un ensemble monolithe constitué soit par un réseau de longrines reliant les semelles des points d'appui, soit par un radier continu, soit en cas de sous-sol par un caisson rigide composé du radier, des voiles périphériques et intermédiaires et des planchers du sous-sol.

Tous ces systèmes peuvent être portés par des pieux pour assurer le transfert des charges sur une couche résistante, située en profondeur.

f) Les poutres du plancher inférieur d'une construction ne peuvent être considérées comme jouant le rôle de longrines que si elles sont situées à une distance de la sous-face des semelles ou massifs sur pieux inférieure à 1.20m. Le cas échéant, un dallage peut remplacer les longrines lorsqu'il respecte la règle ci-dessus

3.1.2. Voile périphérique

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur ≥ 15 cm ;
- les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

3.1.3. Dispositions constructives

Les systèmes de fondations doivent être réalisés selon les méthodes et les dispositions techniques contenues dans les DTR en vigueur.

Les dispositions constructives à adopter en présence de potentiels d'instabilités (liquéfaction, terrains instables) seront celles recommandées à l'issue d'une étude spécifique requise en pareille situation.

3.1.4. Vérification de la capacité portante

Les systèmes de fondation doivent être justifiés selon les méthodes contenues dans les DTR de conception et de calcul en vigueur, moyennant les modifications ci-après :

3.1.4.1. Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- $G + Q + E$
- $0,8 G \pm E$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol qu d'un coefficient de sécurité de 2.0.

3.1.4.2. Fondations profondes

Les fondations profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- $G + Q +$
- $0,8 G \pm E$

Compte tenu de l'application de coefficients de sécurité partiels γ sur la charge limite Q_1 qui dépendent du mode de fonctionnement du pieu et de la méthode de détermination de Q_1 ($Q_1 = Q_{pl} + Q_{sl}$, Q_{pl} : charge limite en pointe, Q_{sl} : charge limite au frottement)

Valeurs des coefficients de sécurité partiels γ

coefficients γ	Essai de chargement Statique	Essai en place	Essai de laboratoire
Type de pieu			
Compression	1,10	1,25	2,50
Traction	1,50	1,50	2,0

3.2. LIQUEFACTION DES SOLS

1. Dans certains sols sableux saturés, l'augmentation de la pression interstitielle sous l'effet de plusieurs cycles de déformations alternées d'origine sismique peut conduire à une perte de résistance au cisaillement momentanée, accompagnée de déformations dont l'amplitude peut être illimitée (compacité initiale lâche) ou limitée (compacité initiale dense).

2. Les sols susceptibles de se liquéfier sont en général des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, saturés d'eau et présentant une granulométrie relativement uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_u inférieur à 15 ($C_u = D_{60}/D_{10} < 15$) et un diamètre à 50% (D_{50}) compris entre 0.05 mm et 1.5 mm. Dans ces expressions D_{60} , D_{10} et D_{50} représentent les diamètres des tamis correspondant aux passants de 60%, 10% et 50% respectivement des échantillons de sols considérés.

3. Lorsque ces conditions minimales sont réunies sur un site, il y a lieu de procéder à des investigations complémentaires pour l'évaluation de la résistance à la liquéfaction. Ces investigations seront essentiellement basées sur des essais SPT et/ou des essais au pénétromètre statique. Les résultats des essais SPT et leur interprétation sont très sensibles à toutes modifications de la procédure standard d'exécution de l'essai; Aussi il faudra veiller à suivre scrupuleusement le mode opératoire de l'essai. La résistance à la liquéfaction peut être aussi déterminée en laboratoire à partir d'un essai triaxial dynamique (cyclique) sur des échantillons non remaniés (difficiles à obtenir dans les sols sableux) et en veillant à respecter le chemin de contrainte entre l'état initial et l'état final du projet.

4. L'évaluation du potentiel de liquéfaction devra être envisagée dans le cas des ouvrages du groupe 1A en zones sismiques II et III et du groupe 1B en zone sismique III et ceci, moyennant les données sismiques complémentaires suivantes :

- Accélérations maximales au sol prises égales à la valeur du coefficient de zone A (%g)

- Magnitude d'ondes de surface M_s égale à 6.5 et 7.0, respectivement en zones sismiques II et III.

5. Les sols sont réputés liquéfiables lorsque le rapport de la résistance à la liquéfaction sur la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme est inférieur à 1,25. La contrainte effective verticale $\sigma'v$ à prendre dans les calculs est celle régnant dans le sol après la réalisation du projet.

6. Pour éliminer ou réduire les risques de liquéfaction, il y a lieu de mettre en oeuvre une ou plusieurs des mesures suivantes :

- un rabattement permanent du niveau de la nappe phréatique
- une densification des couches liquéfiables (préchargement, compactage dynamique,...).
- une amélioration de la perméabilité des couches liquéfiables par la réalisation de drains en matériaux grossiers.
- une substitution aux couches liquéfiables de matériaux appropriés convenablement compactés.

Le mode de fondation devra être alors adapté aux nouvelles conditions créées par les mesures retenues dont l'efficacité doit faire l'objet d'un contrôle préalable par des essais et des mesures appropriés.

3.3. STABILITE DES PENTES

1. Les talus et les versants naturels ou artificiels dans leur configuration en fin de projet doivent rester stables sous l'action sismique, compte tenu des charges apportées par les constructions éventuelles.

2. En absence de sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée en première analyse avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol et aux charges supportées de deux coefficients sismiques $k_h = 0.5 A$ (%g) et $k_v = \pm 0,3 k_h$ représentant les forces horizontales contenues dans les plans verticaux de plus grande pente et dirigées vers l'aval et les forces verticales descendantes ou ascendantes selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement ou menacé par lui.

3. L'équilibre du massif délimité en profondeur par la surface de rupture doit être vérifié compte tenu d'un coefficient de sécurité partiel égal à 1 sur les résistances des sols concernés.

3.4. MURS DE SOUTÈNEMENT

1. Les murs de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure ou égale à 6 mètres peuvent être justifiés sous sollicitations sismiques avec un calcul statique équivalent.

2. La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques $k_h = A$ (%g) et $k_v = \pm 0,3 k_h$ au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (k_h, k_v) et $(k_h, -k_v)$.

Le coefficient A est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage situé en amont ou en aval du mur. (En absence d'ouvrage, il y a lieu de choisir la valeur de A correspondant à celles du groupe 2 en fonction de la zone sismique).

3. La **poussée active dynamique globale** qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

• $P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \gamma H^2$, appliquée horizontalement à H/2 au-dessus de la base de la semelle du mur.

• K_{ad} = coefficient de poussée dynamique donné par:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

- γ : poids volumique du sol de remblai
- ϕ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}
- β : angle de la surface du remblai sur l'horizontale
- $\theta = \arctg (k_h / (1 \pm k_v))$.

4. Lorsque l'équilibre du mur nécessite la prise en compte de la butée (P_{pd}) des terres situées à l'aval du mur sur une hauteur D, correspondant à la profondeur d'ancrage de la semelle du mur, la valeur (P_{pd}) sera prise égale à $1/2 \gamma D^2$, appliquée horizontalement à D/3 au-dessus de la base de la semelle du mur ; où γ est le poids volumique du sol en butée.

5. Dans le cas des murs en infrastructure de bâtiments. Quant à la butée, sa valeur sera limitée à celle de la poussée des terres au repos, soit $1/2 K_0 \gamma D^2$ avec $K_0 = 1 - \sin \phi$ (ϕ angle de frottement interne du sol encaissant).

6. Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme q , la poussée dynamique est égale à : $P_{pd}(q) = K_{ad} (1 \pm k_v) qH / \cos \beta$, appliquée horizontalement à $H/2$ au-dessus de la base de la semelle du mur.

7. Vérification de la stabilité du mur

- La vérification de la stabilité globale du mur est identique à celle de la stabilité des pentes
- La stabilité au glissement sous la fondation du mur est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement d'un coefficient de sécurité de 1,2. La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface semelle/sol.

- La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,3. La résistance au renversement résulte du poids du mur, de sa fondation et du remblai sus-jacent.

- La vérification de la stabilité au poinçonnement de la semelle du mur est identique à celle d'une semelle de fondation (paragraphe 10.1.4.1.).

8. Vérification des résistances

- Les vérifications des résistances des diverses parties du mur sont effectuées compte tenu des coefficients de sécurité partiels utilisés en béton armé.

EXEMPLE DE CALCUL

La figure 1 représente un mur de soutènement d'une hauteur de 6 m. déterminez la poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur ainsi que son moment par rapport au point B, sachant que :

Le coefficient de l'accélération sismique $A = 0.2$

L'angle du frottement interne du sol derrière le mur et le poids volumique sont respectivement 35° et 1.9 t/m^3 .

Déterminez la poussée active dynamique due à la surcharge verticale uniforme ($q = 15 \text{ kN/m}^2$) supportée par le remblai ainsi que son moment par rapport au point B.

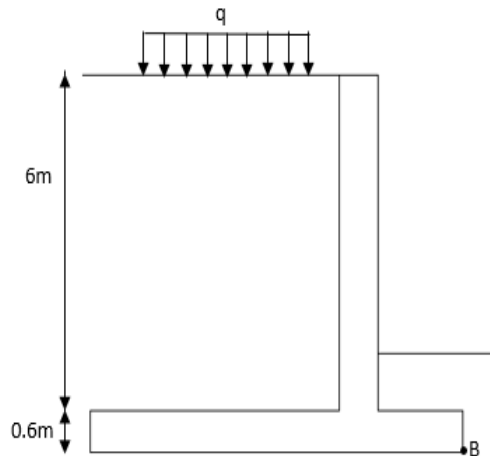


Figure 1

SOLUTION

- Détermination de la poussée active dynamique globale des terres :

$$P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \gamma H^2$$

Avec

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2} \quad (\text{suivant RPA})$$

Les coefficients sismiques :

$$k_h = A = 0,2$$

$$k_v = \pm 0,3 \quad k_h = \pm 0,06$$

- Détermination de l'angle θ

$$\theta = \arctang \left[\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right]$$

$$\rightarrow \begin{cases} \theta^+ = 10,68^\circ \\ \theta^- = 12,01^\circ \end{cases}$$

$$\text{Pour } \theta^+ \rightarrow K_{ad} = 0.387$$

$$\text{Pour } \theta^- \rightarrow K_{ad} = 0.418$$

On prend la valeur maximale, donc

$$K_{ad} = 0.418$$

$$\rightarrow P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 \pm k_v) \gamma H^2$$

$$\rightarrow \begin{cases} P_{ad} = 151.53 \text{ kN/m} \\ P_{ad} = 134.37 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- Détermination du moment de la poussée active dynamique des terres

$$M = P_{ad} \times \text{bras}$$

On prend la valeur maximale de la poussée, donc :

$$P_{ad} = 151.53 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M &= 151.53 \times \left(\frac{6}{2} + 0,6\right) \\ &= 545.508 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Détermination de la poussée active dynamique globale due à la surcharge verticale uniforme

$$P_{pd}(q) = K_{ad} (1 \pm k_v) qH / \cos \beta$$

On prend toujours la valeur maximale, donc $K_{ad} = 0.418$

$$\rightarrow \begin{cases} P_{ad}(q) = 39.87 \text{ kN/m} \\ P_{ad}(q) = 35.36 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- Détermination du moment de la poussée active dynamique due à la surcharge verticale uniforme

$$M = P_{ad}(q) \times \text{bras}$$

On prend la valeur maximale de la poussée, donc :

$$P_{ad}(q) = 39.87 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow M &= 39.87 \times \left(\frac{6}{2} + 0,6\right) \\ &= 143.53 \text{ kN.m} \end{aligned}$$