

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par : BOUGUERRA AMAR

MAGROUD BRAHIM

**Thème : Conception et calcul de mur de soutènement
en zone sismique**

Sous la direction de : Dr. BOUTAHIR NEE BENCHEIKH

Juin 2018

Remerciements

En première lieu, je remercie allah soubhanouhou wa taala de m'avoir donné la volonté, pour terminer ce travaille dans les meilleures conditions.

Nous tenons à remercie très sincèrement avec ma profonde gratitude à mon encadreur **Mme bencheikh**. Qui m'a encadré tout au long de ce travail, et pour d'avoir dirigé ce travail, sa disponibilité et sa grande compréhension.

Nous remercions les membres du jury qui m'ont fait l'honneur
d'examiner mon travail

Nous tenons à remercie tous les enseignants de département ST qui ont
contribué à notre formation.

Un grand Merci à tous mes amis et mes collègues de GC Guelma.

Merci à tous personne ayant contribué de près ou loin à la concrétisation
de ce projet.

SOMMAIRE

Remerciement.

Dédicace.

Résumé	i
Abstract	ii
ملخص.....	iii
Listes des Figures	iv
Listes Des Tableaux	vii
Listes des Notations Principales.	viii
Introduction générale.....	ix

CHAPITRE I.

Généralité sur les murs de soutènement.

I.1. Définition.	1
I.2. Différents types d'ouvrages de soutènement.....	1
1.2.1. Les Murs poids.....	1
1.2.2. Les Murs en gabions.....	2
1.2.3. Les murs en éléments préfabriqués.....	2
1.2.4. Les murs en béton armé.....	3
1.2.4.1. Mur en « T renversé » classique.....	3
1.2.4.2. Mur à contreforts.....	3
I.3. Les écrans plans de soutènement.....	4
I.3.1. Les murs en parois moulées.....	4
I.3.2. Les murs en parois berlinoises.....	4
I.3.3. Les rideaux de palplanches.....	5
I.4. Les murs composés.....	6
I.4.1. Les murs cloués en béton.....	6
I.4.2. Les murs en terre armée.....	6
I.4.3. Les pneus sol.....	8
I.4.4. Les géosynthétiques.....	8

I.4.4.1. Les géotextiles.	9
1.4.4.2. Les géogrilles.	9
1.4.4.3. Les géomembranes.	10
I.5. Modes de rupture des ouvrages des soutènements.	11

CHAPITRE II.

Généralités sur les effets des séismes.

II.1. Introduction.	12
II.2. Les catégories de séismes.	12
II.3. Origine des séismes.	13
II.4. Paramètres caractéristiques	14
II.5. Ondes sismiques	15
II.5.1. Les différents types des ondes sismiques.	16
II.5.1.1. Les ondes de volumes.	16
II.5.1.2. Les ondes de surface.	17
II.6. Séismes « historiques » du génie parasismique géotechnique.	18
II.6.1. Les séismes de San Francisco (États-Unis) de 1906 et de Kanto (Japon) de 1923.	18
II.6.2. Le séisme de Niigata (Japon) de 1964.	19
II.6.3. Le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) de 1985.	20
II.7. L'Algérie et le risque sismique.	20
II.7.1. L'activité sismique.	21
II.7.2. Règlementation parasismique Algérienne RPA 99/Version 2003.	21
II.7.2.1. Principes fondamentaux.	21
II.7.2.2. Coefficients sismiques de calcul.	21

CHAPITRE III.

Calcul statique et dynamique des pressions des terres.

III.1. Introduction.	24
III.2 Mobilisation des équilibres de poussée et de butée.	24
III.2.1 Etat initial	24

III.2.2 Equilibre de poussée.	26
III.2.3 Equilibre de butée.	26
III.3. Théories de calcul statique des pressions des terres.	27
III.3.1. Théorie de Coulomb.....	27
III.3.1.1 Etat actif - sols pulvérulents.	28
III.3.1.2. Etat actif - sols cohérents.	29
III.3. 2. Théorie de Rankine.	30
III.3.2.1. Etat actif - sols pulvérulents.	31
III.3.2.2. Etat actif - sols cohérents (cas général)	32
III.3.3. Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique).	32
III.4. Stabilité des murs de soutènements.	33
III.4.1. Vérification de la stabilité.....	34
III.4.1.1. Stabilité au renversement.....	34
III.4.1.2.Stabilité au glissement sur la base.	34
III.4.1.3. Prédimensionnement des murs de soutènement.	34
III.5. Conclusion.....	35
III.6. Pression active dynamique.....	35
III.6.1. L'approche pseudo-statique.....	36
III.6.1.1Mononobe-Okabe (1926,1929).....	36
III.6.1.2Choudhury (2002).....	37
III.6.1.3Aldo Evangelista (2010).....	38
III.6.2 L'approche pseudo-dynamique.....	41
III.6.1.2 Steedman & Zeng (1990).....	41
III.6.2.2 Choudhury&Nimbalkar (2006).	42
III.6.2.3 Nimbalkar et Choudhury (2008).....	43
III.6.3. Analyse numériques.....	45
III.6.3.1 Al-Homoud et Whitman (1999).....	45
III.6.3.2 Green et Ebeling (2003).....	46
III.6.3.3 Psarropoulos, Klonaris, et Gazetas (2005).	46

CHAPITRE IV.

Etudes paramétriques

IV.1. Exemple 1.	48
IV.1.1. Étude statique de la stabilité du mur.....	48
IV.1.2. Étude dynamique de la stabilité du mur.	53
IV.1.2.1. Méthode de Mononobe-okbe.....	53
IV.2. Exemple 2.	61
IV.2.1. Étude statique de la stabilité du mur.....	62
IV.2.2. Étude dynamique de la stabilité du mur.	66
IV.2.2.1. Méthode de Mononobe-okbe.....	66
IV.3. Conclusion.	70

CHAPITRE V

Stabilité d'un mur de soutènement cantilever par Géo 5

V.1. Exemple 1.....	72
V.2. Exemple 2.....	77
V.3. Conclusion.....	82
Conclusions générale.....	84

Résumé

Les Murs de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide, ce sont des ouvrages importants au vu de leur coût et de leur fonction. Leur protection est très recommandée car les dégâts qu'ils peuvent occasionner sont énormes en cas de renversement ou de glissement. En zone sismique les risques sont augmentés.

La préservation de ces ouvrages commence par une bonne conception et donc un bon calcul sur tout lors d'estimation des pressions passives et actives. Dans cette étude on a exposé les différentes méthodes analytiques pour le calcul les pressions des terres sur un mur de soutènement pour différentes conditions de chargement à savoir statique et dynamique. On a étudié aussi analytiquement la stabilité de deux murs de soutènements vis-à-vis le glissement, le renversement et le poinçonnement d'une part, d'autre part on a étudié la stabilité au moyen du code de calcul GEO 5.

Mots clés : Calcul pseudo-statique, Geo 5, Glissement, stabilité, Renversement, Soutènement, Séisme,

*A*_{bstract}

Retaining walls are constructions intended to prevent the collapse or the sliding of a steep slope, they are important works in view of their cost and their function. Their protection is very recommended because the damage they can cause is huge in case of rollover or slip. In seismic zone the risks are increased.

The preservation of these works begins with a good design and therefore a good calculation on everything when estimating passive and active pressures. In this study the various methods for calculating the earth pressures on a retaining wall for different analytical load conditions namely static and dynamic have been exposed.

The stability of two retaining walls with respect to sliding, overturning and punching has been studied analytically on the one hand, and stability has been studied using the GEO 5 calculation code.

Key words: *e*arthquake, *p*seudo-static computation, *G*eo 5, *S*lip, *S*upport, *S*tability, *r*eversenet,

ملخص

جدران الاستناد هي منشآت مخصصة لمنع انهيار أو انزلاق منحدر حاد, وهي منشآت هامة من ناحية التكلفة و من ناحية الوظيفة, ينصح بشدة حمايتها لان الضرر الذي يمكن ان يسببه هو ضخم في حالة الانزلاق و الانقلاب, هذه الأخطار تكون جد ضخمة في المناطق الزلزالية.

المحافظة على هذه المنشآت يكون بالتصميم الجيد وبالتالي الحساب الجيد خاصة عند تقدير الضغوط السلبية و الايجابية في هذه الدراسة قمنا بعرض مختلف الطرق التحليلية لحساب الضغط الأرضي على جدار استناد من اجل كل الشروط الستاتيكية (الثابتة) او الديناميكية. وقمنا كذلك بدراسة تحليلية لاستقرار جدار استناد فيما يتعلق بالانزلاق, الانقلاب و اللكم من ناحية, ومن ناحية أخرى قمنا بدراسة الاستقرار باستخدام رمز حساب Geo 5

كلمات- مفتاح
دوران استناد, الاستقرار, زلة, زلزال, Geo 5, حساب زائف ثابت

Listes des *Figures*

Figure I.1. Mur poids.....	2
Figure I.2. Dimensionnement d'un mur poids.	2
Figure I.3. Mur en gabion.	2
Figure I.4. Mur en éléments préfabriqués en béton empilés.....	3
Figure I.5. Mur en « T renversé » classique.....	3
Figure I.6. Mur à contreforts	4
Figure I.7. mur en parois moulées.....	4
Figure I.8. Renforcement par butons.....	5
Figure I.9. Renforcement par tirants.....	5
Figure I.10. Les rideaux de palplanches.	6
Figure I.11. Exemple de mur cloué.....	7
Figure I.12. Murs en terre armée.....	8
Figure I.13. Domaines d'utilisation de la terre armée.	8
Figure I.14. Eléments d'un mur en Terre Armée.	8
Figure I.15. Mur en pneu sol.....	9
Figure I.16. Exemple de géotextile.	10
Figure I.17. Exemple de géogrille.....	10
Figure I.18. Rouleaux de géomembrane.	11
Figure I.19. Exemples de géomembranes	11
Figure I.20. Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	12
Figure II.1. Mouvements entre les plaques.	13
Figure II.2. Principe de mouvements des plaques.	14
Figure II.3. Trajectoire des ondes sismiques.	15
Figure II.4. Principe de propagation des ondes.	16
Figure II.5. Schéma de propagation des ondes longitudinales et transversales. 16	
Figure II.6. Schéma de propagation des ondes de Love.	17
Figure II.7. Schéma de propagation des ondes de Rayleigh.....	17

Figure II.8. (a) Séisme de Lausanne (Suisse) de 1584 et (b) Séisme de Niigata (Japon) de 1964.	18
Figure II.9. Le séisme de Kanto (Japon) de 1923. Grands tassements et rotations au niveau de la fondation de piles de ponts.	19
Figure II.10. Les ruptures par perte de capacité portante des fondations du complexe de bâtiments de Kawagichi-Cho, après le séisme de Niigata (Japon, 1964).....	19
Figure II.11. Endommagements des structures au niveau de la fondation après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985).....	20
Figure. II.12. Carte sismotectonique de l'Algérie du nord.....	21
Figure. III.1. (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.	24
Figure. III.2. Etat initial du sol au repos (terre horizontale, $\beta = 0$).	26
Figure. III.3. Etat limite de poussée du sol (terre horizontale $\beta = 0$, et sans frottement sol-écran $\delta = 0$.)	26
Figure. III.4. Etat limite de butée du sol (terre horizontale $\beta = 0$, et sans frottement sol-écran $\delta = 0$).	27
Figure. III.5. Variation du coefficient de pression des terres K en fonction de déformation.....	27
Figure. III.6. Théorie de Coulomb à l'état actif.....	28
Figure. III.7. Diagramme d'équilibre des forces.	29
Figure. III.8. Théorie de Coulomb à l'état actif d'un sol cohérent.....	30
Figure. III.9. Equilibres de Boussinesq et Rankine.	33
Figure. III.10. Dimensions usuelles d'un mur poids.	35
Figure. III.11. Approche de Mononobe-Okabe.	36
Figure. III.12. Poussée sur les murs cantilevers : (a) remblai incliné : conditions statiques et (b) remblai horizontal : conditions statique et sismique.	39
Figure. III.13. Etat de contrainte dans un semi espace horizontal dans le cas actif et dans la présence des actions pseudo-statiques avec $kh \neq 0$ et $k_v = 0$	40
Figure. III.14. Le modèle considéré par Steedman&Zeng (1990).	42
Figure. III.15. Le modèle considéré par Choudhury&Nimbalkar.	43
Figure. III.16. Modèle du mur pour le calcul de la pression passive pseudo-dynamique des terres.	45

Figure. III.17. Les expressions active et passive de Mononobe-Okabe (remblai souple), expression de Wood (remblai rigide), et FLAC (Continu).	47
Figure. IV.1. Diagramme des contraintes.	51
Figure. IV.2. Diagramme des contraintes.	57
Figure. IV.3. Diagramme des contraintes.	64
Figure. IV.4. Diagramme des contraintes.	68
Figure. V.I. La boite de dialogue "project"	72
Figure. V.2. La boite de dialogue "Méthodes d'analyse"	73
Figure. V.3. La boite de dialogue "Geometry"	73
Figure. V.4. La boite de dialogue "profil"	74
Figure. V.5. La boite de dialogue "sols"	74
Figure. V.6. La boite de dialogue "Assign"	75
Figure. V.7. La boite de dialogue "Terrain"	76
Figure. V.8. La boite de dialogue "Project"	78
Figure. V.9. La boite de dialogue "Methods d'analysis"	78
Figure. V.10. La boite de dialogue "Géométry"	78
Figure. V.11. La boite de dialogue "Profil"	79
Figure. V.12. La boite de dialogue "Soil"	79
Figure. V.13. La boite de dialogue "Assing"	80
Figure. V.14. La boite de dialogue "Surcharge"	80
Figure. V.15. La boite de dialogue "Terrain"	81
Figure. V.16. La boite de dialogue "Water"	82

Listes Des Tableaux

Tableau II.1. Classement des séismes selon leur mode de génération	13
Tableau II.2. Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003).....	22
Tableau II.3. Valeurs du paramètre caractéristique de la classe de sol.	23
Tableau II.4. Valeurs du paramètre r	23
Tableau III.1. Les valeurs représentatives de ka , d'après Caquot & Kerisel (1948).	33
Tableau III.2. Valeurs des coefficients horizontaux des terres kah en fonction de φ et kh pour $\varepsilon = 0$	40
Tableau III.3. Comparaison entre les coefficients sismiques de poussée pour θ $= 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et différentes valeurs de kh	40
Tableau. IV.1. Récapitulation des résultats.	52
Tableau. IV.2. Récapitulation des résultats.	58
Tableau. IV.3. Récapitulation des résultats.	64
Tableau. IV.4. Récapitulation des résultats.	69

Listes des Notations Principales.

w_s	Le poids du coin triangulaire en glissement.
δ_h, δ_v	Les composantes horizontale et verticale de l'accélération sismique de calcul.
F_{ay}^E	La force de poussée sismique due au poids des terres.
F_{py}^E	La force de butée sismique due au poids des terres.
k_{ay}^E	Le coefficient des pressions des terres actives sismique dues au poids des terres.
k_{aq}^E	Le coefficient des pressions des terres actives sismique dues à la surcharge.
k_{ac}^E	Le coefficient des pressions des terres actives sismique dues à la cohésion.
k_{py}^E	Le coefficient des pressions des terres passives sismique dues au poids des terres.
k_{pq}^E	Le coefficient des pressions des terres passives sismique dues à la surcharge.
k_{pc}^E	Le coefficient des pressions des terres passives sismique dues à la cohésion.
τ	L'effort de cisaillement.
C	Cohésion du sol.
k_{ay}	Le coefficient des pressions des terres actives dues au poids propre des terres.
k_{aq}	Le coefficient des pressions des terres actives dues à la surcharge.
k_{ac}	Le coefficient des pressions des terres actives dues à la cohésion.
a_{AE}	La surface de rupture critique sismique.
k_{py}	Le coefficient des pressions des terres passives dues au poids propre des terres.
k_{pq}	Le coefficient des pressions des terres passives dues à la surcharge.
k_{pc}	Le coefficient des pressions des terres passives sismique dues à la cohésion.
k_a	Le coefficient de poussé des terres active.
k_p	Le coefficient de butée des terres passive.
F_s	Coefficient de sécurité globale.
σ	L'effort normal.
γ_w	Poids volumique de l'eau.
γ_{sat}	Poids volumique saturé.
γ_d	Poids volumique du sol.
β	Inclinaison du massif.
λ	Inclinaison du mur .
γ	Poids volumique.
V_s	La vitesse des ondes de cisaillement.
μ	Inclinaison du vecteur poids volumique équivalent.
ϑ	Coefficient de poisson.
E	module de Young.
α	Obliquité de la surcharge q .
φ	L'angle de frottement effectif du sol.
ζ	coefficient d'amortissement.
δ	L'angle de frottement sol-mur.
t	Le temps d'excitation.
η	Facteur de perte.

Introduction générale

Les murs de soutènement sont des ouvrages très importants au vue de leur fonction et leur coût par rapport aux autres ouvrages de stabilisation. Le dimensionnement d'un mur de soutènement consiste à déterminer d'une part les éléments géométriques et structuraux afin qu'il soit stable sous l'action des sollicitations statique et dynamiques qui lui sont appliquées et notamment la poussée et la butée des terres qu'il retient, et d'autre part qu'elle soit stable vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement.

La compréhension du comportement des structures de soutènement au cours d'un séisme est l'un des problèmes les plus anciens de la géotechnique. Les séismes ont causé des déformations permanentes des ouvrages de soutènement dans de nombreux séismes historiques. Dans certains cas, ces déformations ont été négligeables ; dans d'autres elles ont causé des dommages importants. Dans certains cas, les structures de soutènement se sont effondrées au cours de tremblements de terre, avec des conséquences désastreuses physique et économique. Ces effets destructifs des séismes font le problème le plus important et le rendent l'un des sujets les plus préoccupants du génie parasismique.

Les procédés et les méthodes d'estimation des pressions statiques des terres sont nécessaires pour la conception vis -à-vis des chargements sismiques. Ces méthodes peuvent être divisées en trois grands groupes, celles qui utilisent des méthodes simplifiées basées sur des analyses pseudo-statiques (Mononobe-Okabe 1926), celles qui sont basées sur l'analyse pseudo-dynamique (Steedman et Zeng) et celles qui basée sur la méthode du bloc glissant (Richards et Elms 1979). Réellement ces procédés forment également la base des méthodes simplifiées pour déterminer les pressions dynamiques des terres liées aux séismes. Okabe (1926), Mononobe et Matsuo (1929) avaient fait l'extension de la théorie de Coulomb concernant les pressions actives et passives statiques des terres par l'inclusion des effets des pressions dynamiques sur des murs de soutènement. La théorie de Mononobe-Okabe incorpore l'effet des séismes par l'utilisation d'une accélération horizontale constante agissant sur le coin solide à l'état actif de Coulomb (ou à l'état passif) dans le remblai.

Avec le développent des outils informatiques, la simulation numérique qui avait apparu depuis 1970, possède maintenant une grande importance dans tous les domaines sans exception. L'analyse de ce genre de problème compliqué, nécessite le choix d'un outil numérique puissant tel que GEO5.

Introduction générale

Le but de cette étude est d'étudier le comportement d'un mur de soutènement en zone sismique.

Pour atteindre notre objectif on a entamé une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement et sur les méthodes de calcul de la pression des terres sous différentes conditions statique et dynamique.

Plan du mémoire

Le présent mémoire est composé de cinq chapitres ; y compris une introduction générale, un résumé et une conclusion.

- Une introduction générale concernant le travail effectué est présentée.
- Le premier chapitre est consacré pour donner une généralité sur les murs de soutènement et leur mode de rupture.
- Le deuxième chapitre présente des notions sur l'action dynamique, le séisme, l'Algérie et le risque sismique, les exigences de la réglementation parasismique Algérienne .
- Le troisième chapitre est consacré pour citer les méthodes de calcul des murs de soutènements, avec une formulation détaillée pour chaque cas ; statique ou dynamique.
- Le quatrième chapitre comporte des études paramétriques détaillées pour le cas statique et dynamique.
- Dans le cinquième chapitre on a procédé à une simulation numérique à travers le logiciel de calcul GEO5.

Enfin les conclusions principales tirées de cette étude ont été présentées à la fin de ce mémoire.

Chapitre I

Généralité sur les murs de soutènement.

I.1. Définition.

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés [12] :

- Soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches.
- Soit, en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

I.2. Différents types d'ouvrages de soutènement.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu Peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage soutènement (Les murs poids).
- La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (Les écrans plans).
- La poussée est reprise par des ancrages (Les murs composés).

1.2.1. Les Murs poids.

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels, C'est le genre de murs qui convient le mieux pour résister par son propre poids sur des hauteurs de 2 à 3 m de remblais [13].



Figure I.1. Mur poids.

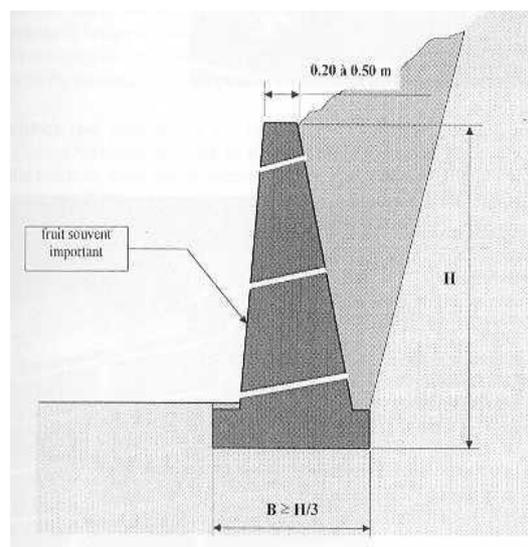


Figure I.2. Dimensionnement d'un mur poids.

I.2.2. Les Murs en gabions.

Mur formé de gabions c'est -à-dire de cubes grillagés remplis de blocs de carrière ou de blocs d'alluvions. Ils réalisent un massif de butée auto drainant, en pied de glissement (de même que les massifs de butée en enrochements).

A l'origine, le gabion est un cylindre en tressage de branches que l'on remplissait de terre et utilisait dans les fortifications [12].



Figure I.3. Mur en gabion.

1.2.3. Les murs en éléments préfabriqués.

Ce sont des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'élément superposés. Ce dispositif offre un aspect architectural très intéressant, la face visible n'est pas forcément plane et uniforme certains éléments étant avancés ou reculés les uns par rapport aux autres [10].

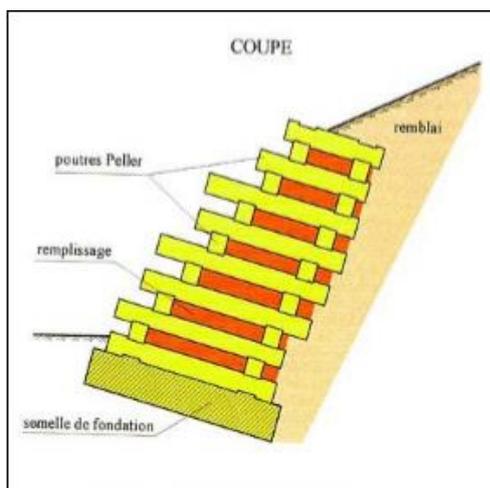


Figure I.4. Mur en éléments préfabriqués en béton empilés.

I.2.4. Les murs en béton armé.

I.2.4.1. Mur en « T renversé » classique.

Le mur en « T renversé » est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. En effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faible pour une même largeur de semelle [10].

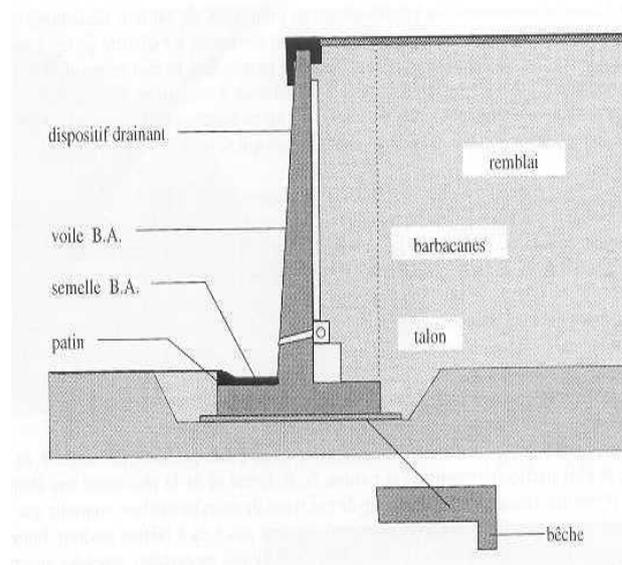


Figure I.5. Mur en « T renversé » classique.

I.2.4.2. Mur à contreforts.

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile [11].

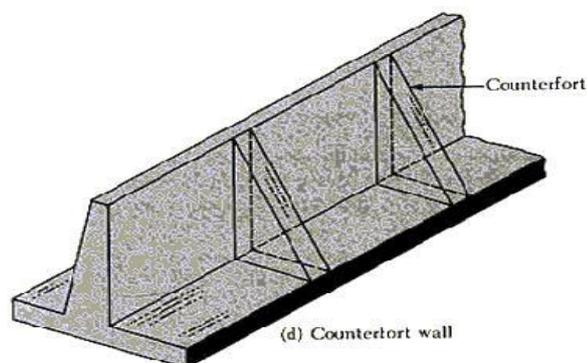


Figure I.6. Mur à contreforts

I.3. Les écrans plans de soutènement.

I.3.1. Les murs en parois moulées.

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut être aussi utilisée [12].



Figure I.7. mur en parois moulées.

I.3.2. Les murs en parois berlinoises.

Dans son originalité, qui s'est développée lors de la construction du métro de Berlin, au début du 20^{ème} siècle, il s'agit de profils en acier battus dans le sol et la surface entre axes est couverte par des madriers en bois généralement horizontaux.

Les murs à la berlinoise se caractérisent par une grande facilité d'adaptation aux différentes situations géologiques rencontrées (canalisation, ou conduite d'eau,...etc.) parce que les distances entre les étais (profilées) peuvent être adoptés aux obstacles rencontrés pendant l'excavation et la méthode de remplissage (revêtement) de l'espace entre les étais peut être varié. C'est pour cela, les murs à la berlinoise sont utilisés de nos jours de plus en plus. Les parois sont généralement fixées contre le sol avec des cales ou d'autres moyens identiques [13].

L'utilisation des parois berlinoises est nécessaire lors des constructions dans des emplacements restreints. En effet, elles démontrent toute leur efficacité lorsque des fouilles sont irréalisables en raison de talus à proximité immédiate d'ouvrages existants ou de terrains privés. Elles sont le plus souvent utilisées en milieu urbain où la surface du chantier coïncide souvent à la surface de l'ouvrage à réaliser.

La paroi berlinoise est généralement un ouvrage provisoire, mais peut devenir définitif selon l'utilité. Les avantages principaux sont la rapidité d'exécution et son retour sur investissement [12].



Figure I.8. Renforcement par butons.



Figure I.9. Renforcement par tirants.

I.3.3. Les rideaux de palplanches.

Une palplanche (composé de pal et planche) est une pièce en bois, acier, béton, etc., de section spéciale, permettant de l'emboîter à une autre et généralement utilisée à la constitution de parois étanches en terrains meubles, aquifères ou immergés.

Dans le langage courant, la palplanche est souvent définie comme un « profilé métallique » mais la palplanche ne désigne pas seulement le profilé acier mais bien un profilé de section spécifique fait dans divers matériaux tels que le béton, le bois, ou le PVC.

De plus, il ne faut pas confondre « palplanche » et « rideau de palplanche » qui désigne l'ensemble structurel formé par les palplanches assemblées entre elles.

Cette partie vise à faire la distinction entre les différents types de palplanches afin qu'aucune possibilité ne soit écartée de notre synthèse [14].

Les palplanches permettent de constituer un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable.



Figure I.10. Les rideaux de palplanches.

I.4. Les murs composés.

I.4.1. Les murs cloués en béton.

La technologie de construction des murs cloués consiste à renforcer un sol en déblai, au fur et à mesure de son excavation, par la mise en place de barres passives, peu inclinées sur l'horizontale, travaillant essentiellement à la traction. Ces barres peuvent également travailler partiellement à la flexion et au cisaillement. C'est par le biais du frottement qui s'exerce entre le sol et les barres que ces dernières peuvent se mettre en traction et tenir la structure.

On construit ainsi progressivement et de haut en bas un massif de sol renforcé. Pour éviter que la terre ne s'écroule entre les barres, on doit placer un parement généralement constitué d'un treillis soudé et d'un béton projeté. Ce parement peut être vertical, incliné à des angles très variables ou constitué de redans. Le béton n'a ici aucun rôle de soutien de la structure. Il permet de protéger la terre de l'érosion et empêche des morceaux de terres de tomber. De nos jours c'est une technique extrêmement répandue car le comportement des ouvrages est satisfaisant et le coût de la mise en œuvre est inférieur à celui des murs en L pour la même hauteur de mur [14].



Figure I.11. Exemple de mur cloué.

I.4.2. Les murs en terre armée.

La terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement (Figure I.12). Le principe consiste à associer à un sol pulvérulent et un renforcement (armatures) résistant à la traction. L'ouvrage est terminé sur sa face vue par un parement destiné à retenir les grains de sol entre les lits d'armatures [12]. Les principaux avantages de la terre armée résident dans

son économie, son intégration aux ouvrages en terre et surtout dans sa grande déformabilité qui lui permet de s'adapter sans risques à des mouvements de terre importants.



Figure I.12. Murs en terre armée.



a : ouvrages ferroviaires



b : ouvrages routiers

Figure I.13. Domaines d'utilisation de la terre armée.

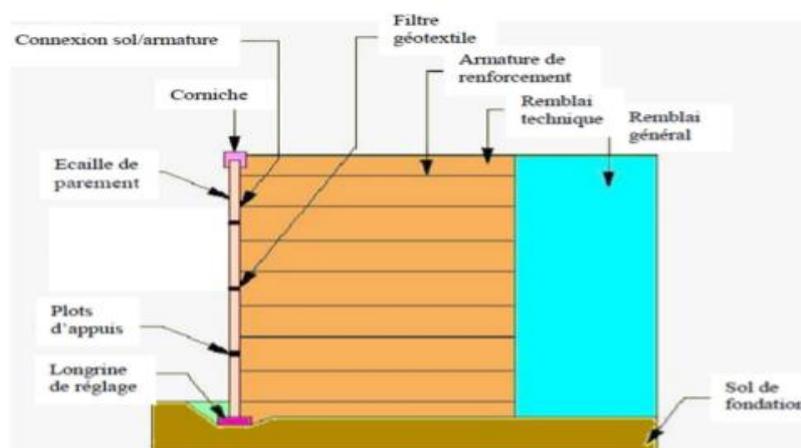


Figure I.14. Eléments d'un mur en Terre Armée.

I.4.3. Les pneus sol.

Un mur de soutènement en Pneu sol est constitué :

- De pneus : (pneumatiques ou éléments de pneumatique qu'és disposés linéairement ou en nappes selon des lits horizontaux).
- De remblai remplissant les vides laissés et séparant les lits de pneus, ne présentant pas des caractéristiques géotechniques contraignantes,
- De parements préfabriqués en béton protégeant les Pneus vus, empêchant le remblai de s'ébouler entre les lits de pneus et pouvant jouer un rôle architectural : s'il n'y a pas de parements en béton comme dans le cas des raidissements de pente (pente d 1 /2 ou 1 /3), les pneus vus ne jouent aucun rôle mécanique [12].



Figure I.15. Mur en pneu sol

I.4.4. Les géosynthétiques.

Sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc. Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité). L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L'avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable [12].

Ils se distinguent en trois familles principales : les géotextiles, les géomembranes et les géogrilles.

I.4.4.1. Les géotextiles.

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les géotextiles tissés sont produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments [12].



Figure I.16. Exemple de géotextile.

1.4.4.2. Les géogrilles.

Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol [14].



Figure I.17. Exemple de géogrille.

1.4.4.3. Les géomembranes.

Les **géomembranes** sont des produits adaptés au génie civil, minces, souples, continus, étanches aux liquides mêmes sous des sollicitations de service.

Dans l'état actuel des techniques, ni les produits de faible épaisseur fonctionnelle (inférieure à 1mm), ni les produits dont l'étanchéité est assurée uniquement par un matériau argileux, ne sont considérés comme des **géomembranes** [12].

Elles sont généralement fabriquées en **polyéthylène**, haute et basse densités (HDPE, VFPE), en **bitume élastomère**, en **polypropylène** (PP) ou en **chlorure de polyvinyle** (PVC).



Figure I.18. Rouleaux de géomembrane.

Elles sont généralement stockées sous forme de rouleaux de longueurs et largeurs différentes, pouvant aller de 1m par 10m pour les géomembranes bitumineuses à 7,5m par 200m pour les **géomembranes** en polyéthylène par exemple.

Elles sont utilisées en génie civil, bâtiment, agriculture, environnement et industries, en génie civil elles font partie de la famille des géosynthétiques.

Elles sont souvent thermo-soudables pour réaliser les joints dans des conditions de qualité et de fiabilité optimales.



Figure I.19. Exemples de géomembranes

I.5. Modes de rupture des ouvrages des soutènements.

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir «la rupture » et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer.

Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons, Kramer [13].

Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un tremblement de terre, cependant, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et de provoquer une déformation permanente de la paroi, Kramer [10].

En principe cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base (Figure 1.2a).
- Le renversement de l'ouvrage (Figure 1.2b).
- Le poinçonnement du sol de fondation (Figure 1.2c).
- Le grand glissement englobant l'ouvrage (Figure 1.2d).
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Figure 1.2e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne [10].

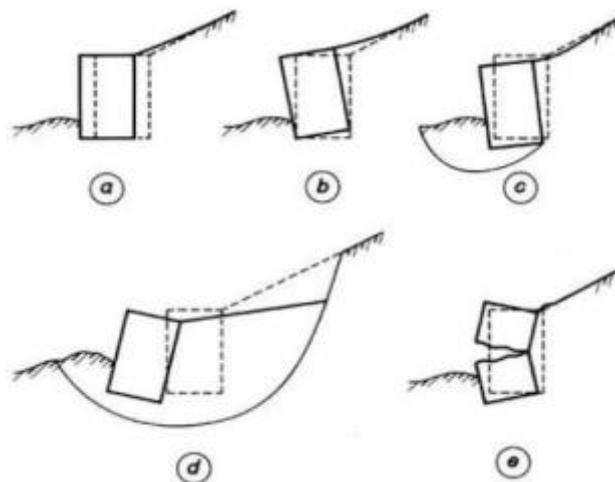


Figure I.20. Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Chapitre II

Généralités sur les effets des séismes.

II.1. Introduction.

L'action sismique peut également être définie par une définition fréquentielle de cette action. Un mouvement de terre est le phénomène géodynamique le plus répandue, il se traduit en surface par des vibrations du sol plus ou moins violentes et destructrices. Il provient de la fracturation des roches en profondeur provoquant des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active) [2].

Les tremblements de terre sont couramment provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). L'endroit où se produit le séisme est appelé foyer ou hypocentre, le point de la surface du sol directement au-dessus est appelé épïcentre. Dans l'état actuel, il n'est pas possible de prédire l'instant et le lieu où un séisme va se produire, Mais il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique et d'y construire en conséquence [2].

Certains sols sableux ou limoneux saturés peuvent présenter une bonne capacité portante pour les charges statiques, mais lorsqu'ils sont soumis à un séisme, ils peuvent se liquéfier.

II.2. Les catégories de séismes.

Les séismes peuvent se classés selon leur mode de génération comme suit [10].

Mécanisme à l'hypocentre	Séismes naturels	Séismes artificiels ou anthropiques
Jeu d'une faille	Séismes tectoniques : Rupture soudaine des roches.	Mise en eau d'un grand barrage. Exploitation de gaz...
Explosion	Séismes volcaniques : Fracturation des roches dues à l'intrusion de magma. Dégazage, oscillation propre du réservoir magmatique.	Tire d'explosion sismique. Tire de mines et carrières. Essais nucléaires souterrains.
Implosion	Séismes d'effondrement : Effondrement de cavités dans le gypse ou le calcaire. Effondrement lié à un grand glissement de terrain.	Phénomène dynamiques d'origine minière (effondrements...).

Tableau II.1. Classement des séismes selon leur mode de génération

II.3. Origine des séismes.

La surface de la terre est recouverte de plaques qui s'encastrent les unes dans les autres (plaques tectoniques). Ces plaques sont constamment en mouvement. Ce mouvement est dû à la chaleur stockée à l'intérieur de la terre qui remonte à la surface en créant des courants de convection. Sous l'effet de ces courants, les roches magmatiques remontent et entraînent les plaques se situant au-dessus. Certaines plaques s'écartent, d'autres se rapprochent et glissent l'une sous l'autre ou entrent en collision [8].

Les séismes se produisent à l'endroit où les plaques subissent des mouvements de convergence (plaques se rapprochant) en bordure de ces plaques au niveau des failles. Les séismes sont donc le résultat de la libération d'accumulation d'énergie due à la collision des plaques. Ces séismes possèdent un foyer sismique (ou hypocentre) et un épïcêtre. Le foyer sismique se situe en profondeur à l'endroit où l'énergie accumulée a été libérée. L'épïcêtre est tout simplement le point en surface à la verticale exacte du foyer sismique.

Les séismes provoquent des ondes qui se propagent dans la roche et remontent jusqu'en surface. Ces ondes font onduler le sol et provoquent un tremblement de terre [8].

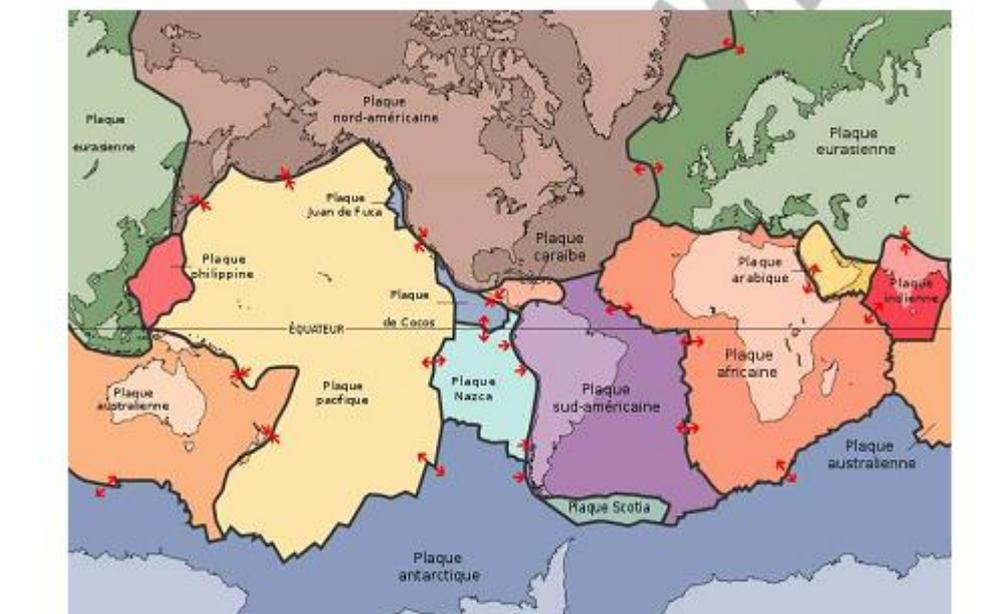


Figure II.1. Mouvements entre les plaques.

Il existe plusieurs types de mouvements entre les plaques (Figure II.1.) [8] :

➤ Les zones de divergence : remontée de magma qui durcit et forme alors la croûte océanique. La croûte nouvellement formée s'éloigne de part et d'autre de la dorsale : c'est la divergence.

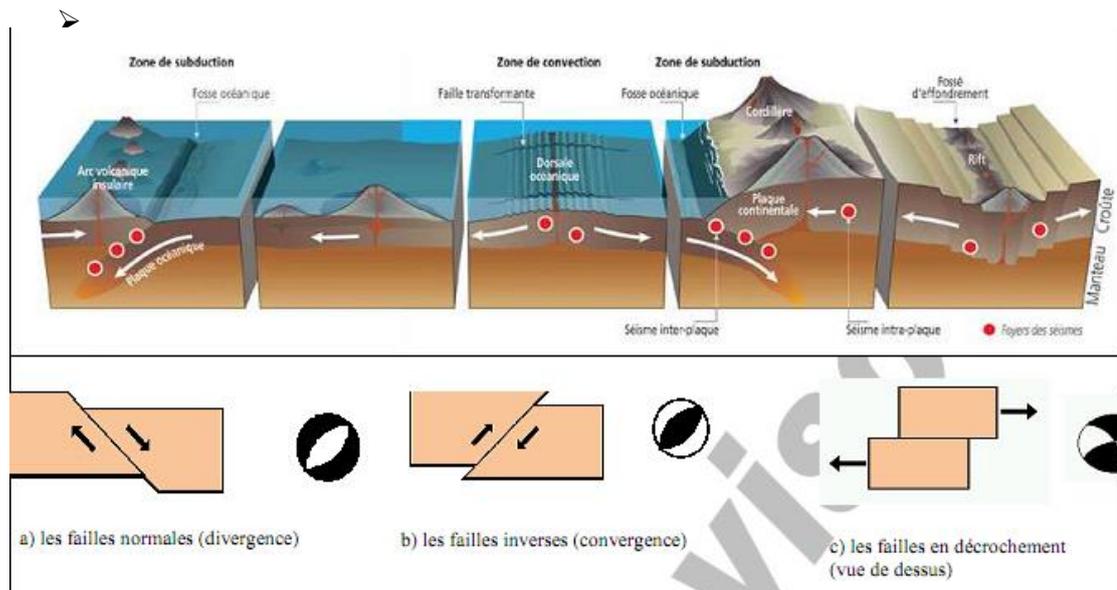


Figure II.2. Principe de mouvements des plaques.

- Les zones de convergence : c'est la cause majeure des séismes.
- Zone de subduction : convergence entre une plaque océanique et une plaque continentale, ou océanique qui conduit à l'enfoncement de la plaque la plus dense sous l'autre.
- Zone de collision : convergence entre deux plaques continentales qui se traduit par le plissage de
 - La plaque la plus faible.
- Les zones de coulissage : lors des mouvements de divergence et de convergence, les mouvements sont sensiblement perpendiculaires à la frontière des plaques. Lorsque le phénomène devient parallèle à cette frontière, il s'agit de coulissage. Cela se traduit par une forte sismicité.

II.4. Paramètres caractéristiques

Si de nombreux paramètres existent pour caractériser un séisme, les plus récurrents dans la littérature sont les suivants [9].

Le foyer : ou l'hypocentre est l'emplacement de la rupture des roches en profondeur. C'est la région de la faille d'où partent les ondes sismiques.

L'épicentre : est le point de la surface terrestre situé à la verticale d'hypocentre. Le centre de la zone de plus forte intensité est appelé l'épicentre macrosismique. Il peut être différent de l'épicentre réel, dit micro-sismique, à cause de présence d'alluvions ou des reliefs pouvant amplifier les ondes sismiques (figure II.3).

Les enregistrements effectués montrent qu'il n'y a pas de direction horizontale favorisée devant une autre; par exemple les accélérogrammes du séisme de San Francisco du 22 mars 1957 enregistrés à Golden Gate Park suivant la direction Est Ouest et Nord-Sud, indiquent que les accélérations maximales sont comparables.

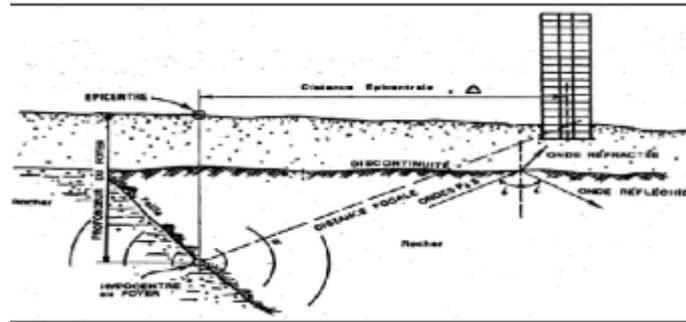


Figure.II.3. Trajectoire des ondes sismiques.

La magnitude M : Elle évalue l'énergie libérée au foyer du séisme. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter. A titre d'exemple, le séisme le plus puissant mesuré à ce jour a eu lieu au Chili, le 22 mai 1960, sa magnitude étant de 9,5 sur cette échelle.

L'intensité I : Elle permet de classer qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle s'échelonne de 1 à 12 selon l'échelle de Mercalli, 12 correspondant à des dégâts catastrophiques.

L'accélération maximale du sol ou PGA : C'est un paramètre important pour le calcul de structure. Les paramètres précédents ayant essentiellement un intérêt d'appréciation et de classification, ils ne sont pas directement utilisables pour ce domaine. Cette valeur relève de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en $m.s^{-2}$ ou en g , valeur de l'accélération de la pesanteur.

Le déplacement maximal du sol : Il donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base (allant de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique).

La durée du tremblement de terre : Celle-ci est liée à sa magnitude et va de quelques secondes à une minute en zone fortement sismique.

Les sismogrammes, ou accélérogrammes : Ce sont des représentations des accélérations en un lieu du séisme, en fonction du temps. Ils caractérisent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel. Ils proviennent d'enregistrements dans la zone sismique considérée, dans ce cas on les appelle naturels. Ils peuvent aussi être créés artificiellement. Un sismogramme est la caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre, qui présente l'avantage de pouvoir être directement utilisé dans un calcul dynamique.

II.5. Ondes sismiques

A partir du foyer, la secousse sismique se propage dans le sol sous forme d'ondes de divers types [10].

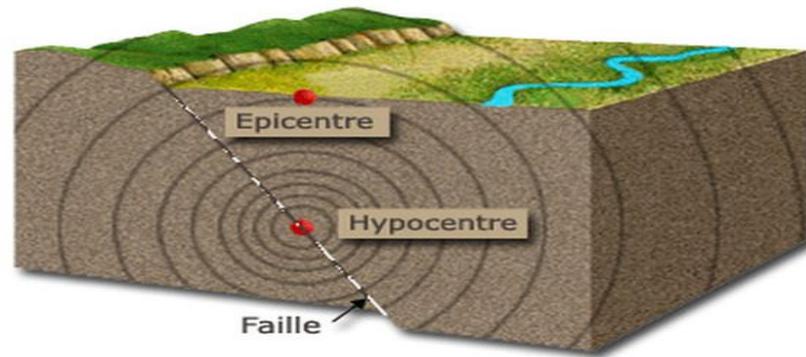


Figure II.4. Principe de propagation des ondes.

II.5.1. Les différents types des ondes sismiques.

Lorsqu'il y a un séisme, des ondes sismiques sont envoyées dans toutes les directions. Il y a deux types d'ondes sismiques : les ondes de volume (ondes P et S) et les ondes de surface (ondes de Love et de Rayleigh) [10].

II.5.1.1. Les ondes de volumes.

Il existe deux types d'ondes dites de volume [9] :

- **Les ondes longitudinales ou primaires (P)** : ces ondes se propagent suivant des cycles de compression-décompression du sol. Elles se propagent plus rapidement que les autres types d'ondes et sont généralement peu destructrices.
- **Les ondes transversales ou secondaires (S)** : ces ondes s'accompagnent, sans changement de volume, d'un cisaillement dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation.

Les ondes S sont plus lentes que les ondes P dans un rapport variant de 1,5 à 2 suivant le coefficient de Poisson.

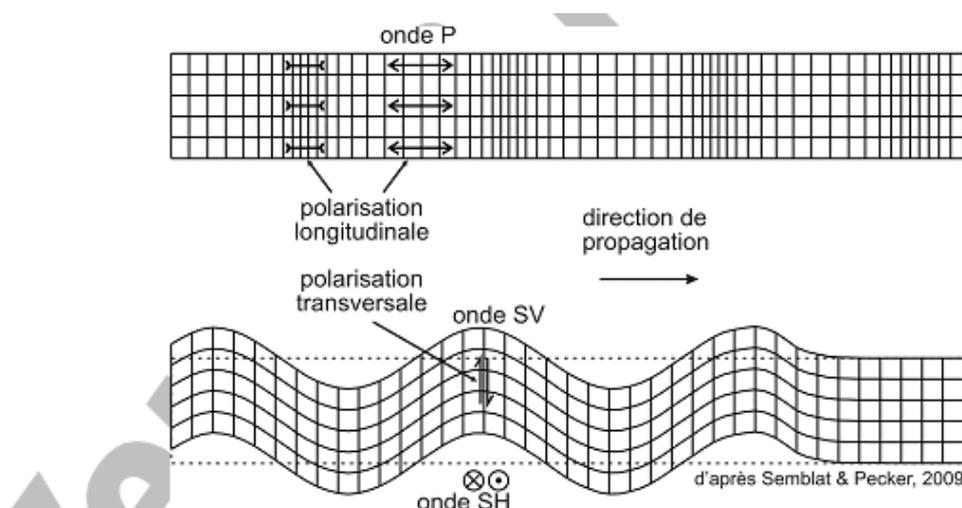


Figure II.5. Schéma de propagation des ondes longitudinales et transversales.

II.5.1.2. Les ondes de surface.

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface qui sont de deux types [9] :

➤ **Les Ondes de Love (L)** : Ce sont des ondes de cisaillement qui se produisent quand le massif comporte dans sa partie superficielle une superposition de couches horizontales de caractéristiques différentes.

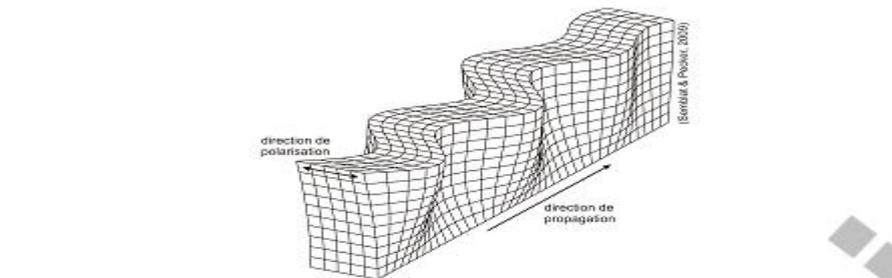


Figure II.6. Schéma de propagation des ondes de Love.

➤ **Les ondes de Rayleigh (R)** : Elles se propagent le long de la surface libre limitant un massif semi-infini. Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation.

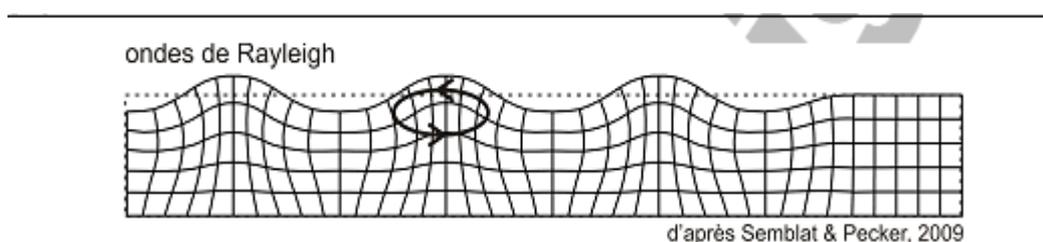


Figure II.7. Schéma de propagation des ondes de Rayleigh.

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes P. Les ondes S et P se propagent généralement quasi-verticalement.

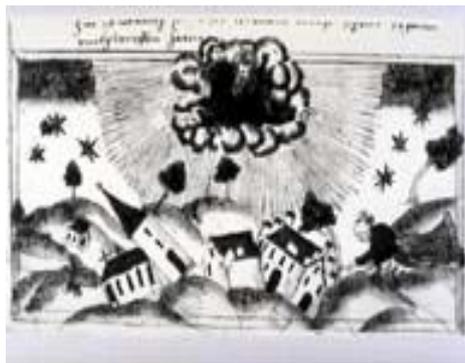
Les ondes de surface sont guidées par la surface de la terre. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais ont une amplitude plus grande et libèrent donc une plus grande énergie.

Les ondes de Love ont un mouvement similaire aux ondes S, mais ce mouvement du sol provoqué est plus grand et a une plus grande amplitude car c'est une onde de surface. Ces ondes provoquent un ébranlement horizontal qui endommage surtout les fondations du bâtiment et c'est contre celles-ci que les fondations parasismiques doivent se prémunir. Ce sont ces ondes qui provoquent des fissures dans les routes ou trottoirs.

Les ondes de Rayleigh provoquent un mouvement à la fois horizontal et vertical, mais sont bien moins dangereuses pour les bâtiments, car son mouvement est relativement régulier et son énergie libérée plus faible.

II.6. Séismes « historiques » du génie parasismique géotechnique.

Tant du point de vue de pertes de vies humaines que de l'impact sur les ressources, quelques séismes se trouvent parmi les désastres naturels les plus calamiteux de l'histoire de l'humanité. L'effet dommageable des séismes sur tous les types de structures de génie civil a été très tôt reconnu, même en relation avec le comportement des fondations des structures. Sur la Figure II.8 (a), une gravure ancienne représente les conséquences dévastatrices du séisme de Lausanne (Suisse) de 1584. Il est frappant que le peintre de l'époque représente les bâtiments de Lausanne intacts, mais mettant en évidence une énorme rotation au niveau de la fondation. De plus, le sol apparaît comme ayant subi une rupture à grande échelle. Des images semblables ont été répertoriées 280 ans plus tard, après le séisme de Niigata (Japon) de 1964, comme cela est présenté sur la Figure II.8 (b). Même si ces ruptures étaient dues à la liquéfaction du sol, elles mettent en évidence les caractéristiques principales d'une rupture sismique en fondation : grands tassements et rotations permanents et intégrité structurale relativement élevée [8].



(a)



(b)

Figure II.8. (a) Séisme de Lausanne (Suisse) de 1584 et (b) Séisme de Niigata (Japon) de 1964.

II.6.1. Les séismes de San Francisco (États-Unis) de 1906 et de Kanto (Japon) de 1923.

Les séismes qui ont donné la première motivation pour une étude systématique du comportement des structures de génie civil sous sollicitations sismiques, ont été les séismes de San Francisco (États-Unis) de 1906 et de Kanto (Japon) de 1923. Du point de vue géotechnique, après le séisme de Kanto, un grand nombre de ruptures de ponts a été observé. Ces ruptures étaient dues aux grands déplacements verticaux et aux rotations permanentes au niveau de la fondation des piles des ponts, conduisant à une rupture générale du système structural entier, comme présenté sur la Figure II.9. Après les séismes de San Francisco et de Kanto, les premières normes pour la conception parasismique (géotechnique et structurale) des ouvrages ont été introduites [10].



Figure II.9. Le séisme de Kanto (Japon) de 1923. Grands tassements et rotations au niveau de la fondation de piles de ponts.

II.6.2. Le séisme de Niigata (Japon) de 1964.

Presque 40 ans après le séisme de Kanto, un autre séisme au Japon a été un facteur déclenchant de l'étude systématique du phénomène de liquéfaction des sols et de ses conséquences sur la réponse des fondations des structures. Pendant le séisme du 16 Juin 1964, de nombreux bâtiments de la ville de Niigata (Japon) ont subi des ruptures à grande échelle dues à la perte de capacité portante de leurs sols de fondation. Plusieurs structures ont présenté des tassements de l'ordre de 1m accompagnés par de grandes rotations permanentes. La rotation permanente d'un bâtiment à Kawagichi-Cho a même été 80 degrés. Plusieurs structures voisines ont subi une rotation un peu moins grande. Le pont de Showa a subi une rupture totale due aux déplacements horizontaux de ses fondations [10].

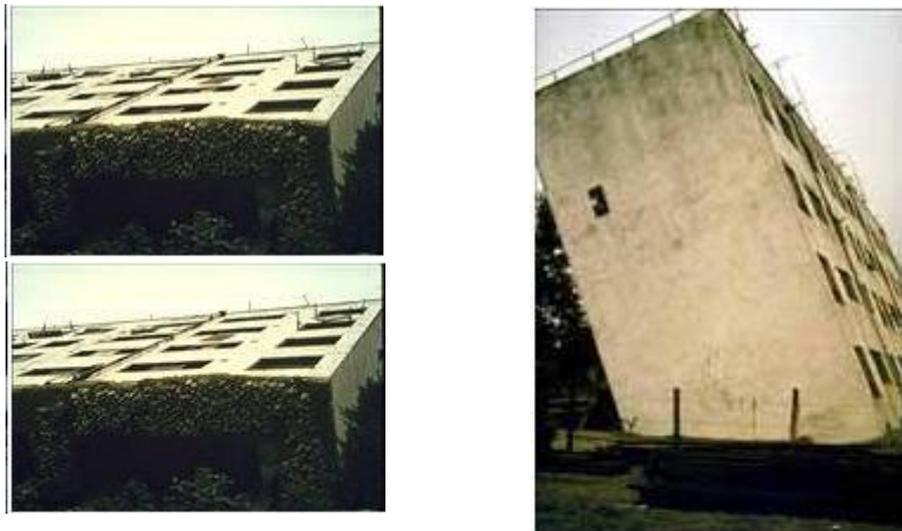


Figure II.10. Les ruptures par perte de capacité portante des fondations du complexe de bâtiments de Kawagichi-Cho, après le séisme de Niigata (Japon, 1964).

Plusieurs événements sismiques, postérieurs au séisme de Niigata, ont enrichi nos connaissances sur la liquéfaction et sur ses conséquences négatives pour la capacité portante des fondations. Parmi eux, on cite les séismes de : San Fernando (Etats-Unis, 1971), Miyagiken-Oki (Japon, 1978), LomaPrieta (Etats-Unis, 1989), Luzon (Philippines, 1990) [10].

II.6.3. Le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) de 1985.

Alors que le phénomène de la liquéfaction a été soigneusement étudié après 1964 (à un tel degré qu'il y a eu une tendance à associer tout cas de grands tassements et rotations avec la présence potentielle de liquéfaction), le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985) a révélé plusieurs cas de rupture de fondations dues à des raisons autres que la liquéfaction. Dans la Ville de Mexico, après l'événement de 1985, 13% des dommages subis par les structures ont été attribués à un comportement insatisfaisant du système de fondation. Dans plusieurs cas, de grands tassements de l'ordre de 1m et de grandes rotations ont fait penser à une rupture générale du sol en cisaillement. De plus, 13.5% de tous les bâtiments de 9 à 12 étages (principalement fondés sur des pieux flottants) ont été endommagés sévèrement. Une autre constatation importante portait sur le fait que 40% de toutes les structures endommagées ont mis en évidence des ruptures d'un ou plusieurs de leurs étages supérieurs. Une telle distribution des ruptures a été attribuée au mouvement oscillant et à l'impact subséquent des superstructures adjacentes. Après le séisme de Guerrero-Michoacán, l'intérêt s'est porté sur l'étude de la capacité portante sismique des fondations superficielles et profondes [8].



Figure II.11. Endommagements des structures au niveau de la fondation après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985).

II.7. L'Algérie et le risque sismique.

L'Algérie est partagée en deux unités tectoniques importantes séparées par la faille sud atlasique. Le nord porte l'empreinte de la tectonique alpine tandis que le sud formé par la plateforme saharienne est relativement stable [9].

Ce pays est situé sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques ; la plaque Eurasienne et la plaque Africaine. Le séisme de Zemmouri-Boumerdes survenu le 21 mai 2003 est lié à un contexte tectonique compressif produit par la remontée Nord-Ouest de la plaque Africaine contre la plaque Eurasienne. D'après le modèle global (Argus et al. 1991, AFPS, 2003), la vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est estimée entre 5 et 6 mm/an dans la région d'Alger [9].

II.7.1. L'activité sismique.

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, l'Algérie est une région à forte sismicité. L'activité sismique se concentre essentiellement dans la région nord du pays. Elle est connue depuis le 02 Janvier 1365 date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger. Au cours de son histoire, L'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs (Figure II.12). Parmi les plus notables, on peut citer : 1715, séisme d'Alger, 20000 morts ; 1954 séisme d'Orléans ville (EL Asnam), magnitude 6,7, 1 200 morts; 1980 séisme d'El Asnam, magnitude 7,1, 2600 morts; 2003, séisme de Boumerdes, magnitude 6,8, 2300 morts [9].

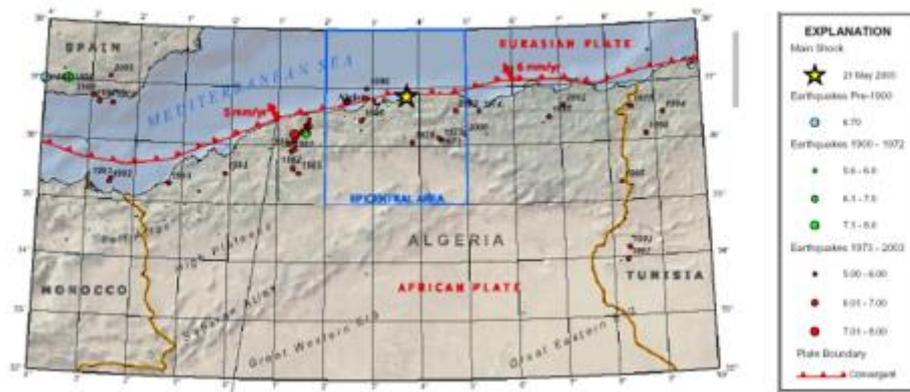


Figure. II.12. Carte sismotectonique de l'Algérie du nord.

II.7.2. Règlementation parasismique Algérienne RPA 99/Version 2003.

II.7.2.1. Principes fondamentaux.

La réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA 99 version 2003) repose sur plusieurs éléments [10] :

- Découpage du territoire en plusieurs zones d'activité sismique à l'intérieur desquelles est définie une accélération sismique ;
- Prise en compte de la géologie des formations qui subissent l'accélération sismique ;
- Caractérisation du degré de risque acceptable par type d'ouvrages ;
- Calculs basés sur l'approche pseudo-statique qui constitue un modèle acceptable pour les besoins de la statique.

II.7.2.2. Coefficients sismiques de calcul.

Le RPA99 (version 2003) définit les coefficients pseudo-statiques horizontaux k_h et vertical k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des murs de soutènement [2] :

$$k_h = A(\%)$$

$$k_v = \pm k_h$$

Ces coefficients sont appliqués 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, appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrages considérés. Ce coefficient est défini dans le tableau II.2 ci-après[1].

Zone Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau II.2. Valeurs du coefficient d'accélération de zone selon le RPA (version 2003).

- Lors de l'analyse pseudo-statique, l'action sismique doit être représentée par un ensemble de forces statique horizontales et verticales égales au produit des forces gravitaires par un coefficient sismique.
- L'action sismique verticale doit être considérée comme agissant vers le haut ou vers le bas, de manière à produire l'effet le plus défavorable.
- Les coefficients sismiques horizontal k_h et vertical k_v affectant toutes les masses doivent être pris égaux à :

$$k_h = \alpha \frac{S}{r}$$

$$k_v = \pm 0.3 * K_h$$

- α est le rapport de la valeur de calcul de l'accélération du sol pour le sol de classe A, a_g , à de l'accélération de la pesanteur, g .
- a_g est la valeur de calcul de l'accélération du sol pour le sol de classe A.
- S est le paramètre caractéristique de la classe de sol défini dans l'EN 1998-1 :2004,3.2.2.2.

Les valeurs du paramètre de sol, S, sont données par le tableau suivant [2] :

Classes de sol	S	
	Pour les zones de sismicité 1 à 4	Pour la zone de sismicité 5
A	1	1
B	1.35	1.2
C	1.5	1.15
D	1.6	1.35
E	1.8	1.4

Tableau II.3. Valeurs du paramètre caractéristique de la classe de sol.

Le facteur r prend les valeurs indiquées dans le tableau ci-dessous suivant le type d'ouvrage de soutènement.

Type d'ouvrage de soutènement	r
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $dr=300 \alpha.S(\text{mm})$	2
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $dr=200 \alpha.S(\text{mm})$	1.5
Murs fléchis en béton armé, murs ancrés ou contreventés, murs en béton renforcé fondés sur pieux verticaux, murs d'infrastructure encastrés et culées de ponts	1

Tableau II.4. Valeurs du paramètre r .

- L'Eurocode 8 et le RPA99 Version 2003 classe les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories. La différence entre les deux réside dans le calcul de l'action sismique, l'Eurocode 8 considère ce paramètre par le coefficient d'importance γ_1 ($a_g = \gamma_1 R$), ce pendant le RPA considéré ce paramètre en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones (A) dresse dans le tableau II.4 de l'RPA donc $a_g=A$.
- L'Eurocode 8 classe les ouvrages d'arts suivant des catégories d'importance : pour les ponts qui appartiennent au domaine public et qui portent, franchissent ou longent au moins une voie terrestre se classe en catégorie d'importance III en comparaison avec le RPA 99 Version 2003 la catégorie d'importance en parallèle est le groupe IB [2].

Chapitre III

Calcul statique et dynamique des pressions des terres.

III.1. Introduction.

Tous les ouvrages de soutènement qui doivent résister à la pression latérale des terres nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles ils sont soumis ou qu'ils mobilisent [3].

Ces ouvrages de soutènement concernent les murs (mur-poids, murs cantilevers, murs cellulaires..) et les écrans (parois moulées, parois berlinoises et dérivées, rideaux de palplanches...). Suivant le problème traité, on fera un calcul à la rupture (sol dans un comportement rigide-plastique) ou un calcul en déplacement (sol dans un comportement élasto-plastique, ou autre...).

Les pressions statiques des terres sur les structures de soutènement sont fortement influencées par le déplacement relatif entre le mur et le sol. Suivant ce déplacement, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif) [3]:

- Les pressions des terres actives (poussée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace loin du sol derrière lui, induisant des déformations latérales en extension dans le sol (Fig. III.1b).
- Les pressions des terres passives (butée) se développent lorsque le mur de soutènement se déplace vers le sol, produisant ainsi des déformations latérales de compression dans le sol (Fig. III.1a).

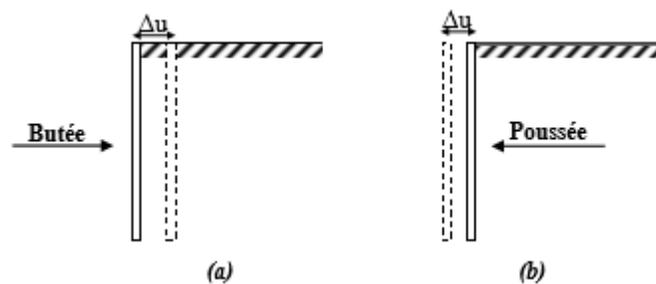


Figure. III.1. (a) Etat de butée et (b) Etat de poussée.

III.2 Mobilisation des équilibres de poussée et de butée.

III.2.1 Etat initial

Avant de subir des déplacements le sol se trouve dans un état initial qui dépend de son histoire géologique. On nomme cet état : **poussée des terres au repos** (sans déplacement). Pour

le définir, on relie la contrainte effective horizontale à la contrainte effective verticale par le coefficient des terres au repos k_0 [4].

$$\sigma'_{h0} = k_0 \sigma'_{v0} \quad \text{[III.1]}$$

Où σ'_{h0} est la contrainte effective horizontale, σ'_{v0} est la contrainte effective verticale et k_0 le coefficient des terres au repos.

La valeur de k_0 , est délicate à mesurer, peut être obtenue à l'appareil triaxial au laboratoire et au pressiomètre sur le chantier. La détermination de cette valeur est très importante pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages. On peut estimer k_0 par des formules théoriques. Si le sol a un comportement élastique linéaire [3].

$$k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad \text{[III.2]}$$

ν : Coefficient de Poisson.

Pour les sols pulvérulents et les sols fins normalement consolidés on peut utiliser la formule simplifiée de Jacky [4] :

$$k_0 = 1 - \sin \varphi' \quad \text{[III.3]}$$

Où φ' est l'angle de frottement effectif du sol. S'il existe un talus de pente β , la valeur de k_0 , avec la même définition sera [3]:

$$k_{0\beta} = k_0(1 + \sin \beta) \quad \text{[III.4]}$$

Par rapport aux sols normalement consolidés la valeur de k_0 augmente pour les sols surconsolidés, d'autant plus que le coefficient de surconsolidation R_{oc} est important.

On pourra utiliser la relation suivante (pour un sol moyennement surconsolidé) :

$$k_0 = (1 - \sin \varphi') R_{oc}^{1/2} \quad \text{[III.5]}$$

Où R_{oc} est le rapport de surconsolidation égale à : $(\sigma'_p / \sigma'_{v0})$ avec σ'_p est la contrainte de reconsolidation [8].

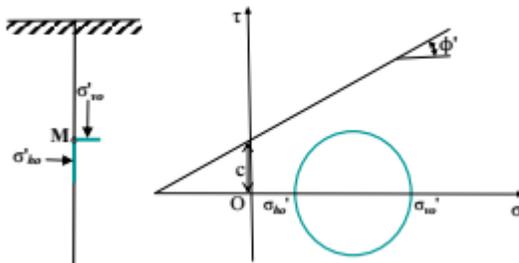


Figure. III.2. Etat initial du sol au repos (terre horizontale, $\beta = 0$).

III.2.2 Equilibre de poussée.

Le sol pousse sur l'écran et le met en poussée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale σ'_{h0} diminue, le sol se décomprime, pour atteindre une valeur limite σ'_a (équilibre actif ou inférieur) inférieure à σ'_{h0} .

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0} étant constante, la contrainte horizontale σ'_{h0} diminue jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_a$ le sol est à l'état de poussée ; la contrainte de poussée est reliée à la contrainte verticale σ'_{v0} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de poussée K_a [3]:

$$\sigma'_a = k_a \sigma'_{v0} \quad \text{[III.6]}$$

Où σ'_a est la contrainte de poussée, σ'_{v0} est la contrainte effective verticale et k_a est le coefficient de poussée.

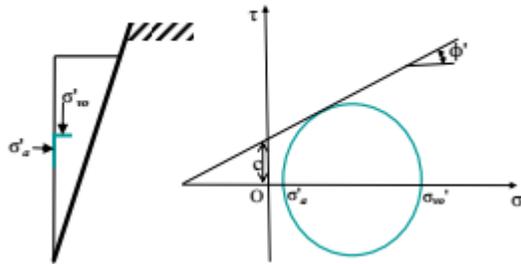


Figure III.3. Etat limite de poussée du sol (terre horizontale $\beta = 0$, et sans frottement sol-écran $\delta = 0$.)

III.2.3 Equilibre de butée.

L'écran pousse sur le sol et le met en butée. Le sol se déplacera jusqu'à ce que la contrainte initiale σ'_{h0} augmente, le sol se comprime, pour atteindre une valeur limite σ'_p (équilibre passif ou supérieur) supérieure à σ'_{h0} .

Par rapport à l'état initial, la contrainte σ'_{v0} étant constante, la contrainte horizontale σ'_{h0} augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr devienne tangent à la droite de Mohr-Coulomb pour une valeur de $\sigma'_h = \sigma'_p$ le sol est à l'état de butée. La contrainte de butée est reliée à la contrainte verticale σ'_{v0} , dans le cas d'un écran vertical sans frottement sol-écran, par le coefficient de butée k_p [8]:

$$\sigma'_p = k_p \sigma'_{v0} \quad \text{[III.7]}$$

Où σ'_p est la contrainte de butée, σ'_{v0} est la contrainte effective verticale et k_p est le coefficient de butée [8].

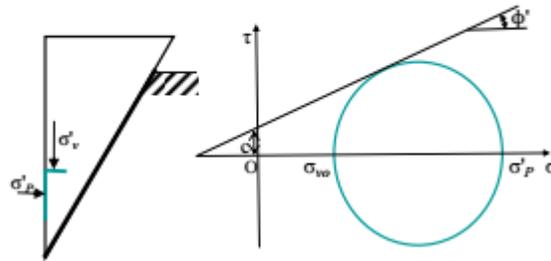


Figure.III.4. Etat limite de butée du sol (terre horizontale $\beta = 0$, et sans frottement sol-écran $\delta = 0$).

La variation de coefficient de pression latérale en fonction des déformations (déplacements) latérales est montrée ci-après (Figure III.5):

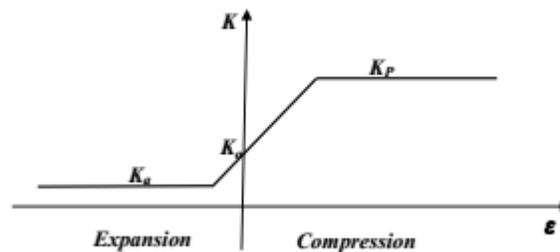


Figure. III.5. Variation du coefficient de pression des terres K en fonction de déformation.

III.3. Théories de calcul statique des pressions des terres.

III.3.1. Théorie de Coulomb.

La théorie de Coulomb (1776), est basée sur l'équilibre d'un coin de sol situé entre l'écran et une surface quelconque (figure III.6). Les forces agissant sur le sol, sont évaluées à l'état d'équilibre limite. Dans cette théorie, le frottement entre l'écran et le sol est pris en compte. L'angle de frottement écran-sol est noté δ . Dans le cas d'un sol cohérent, une caractéristique d'adhérence écran-sol, peut être aussi prise en compte. Vu le phénomène de frottement, la ligne de glissement est courbe au voisinage de la base du mur, mais la théorie de Coulomb suppose des lignes de glissement droites. Dans le cas de poussée active, la courbure est faible, ce qui fait que

l'erreur de l'approximation est négligeable. Ceci est aussi correct dans le cas d'une poussée passive lorsque

$\delta < \varphi /3$, mais quand $\delta > \varphi/3$, l'erreur devient plus grande. Pour un sol horizontal, et un écran vertical, et pour $\delta = 0$, les théories de Rankine et de Coulomb coïncident [8].

III.3.1.1 Etat actif - sols pulvérulents.

Soit le coin de sol caractérisé par la figure III.6.

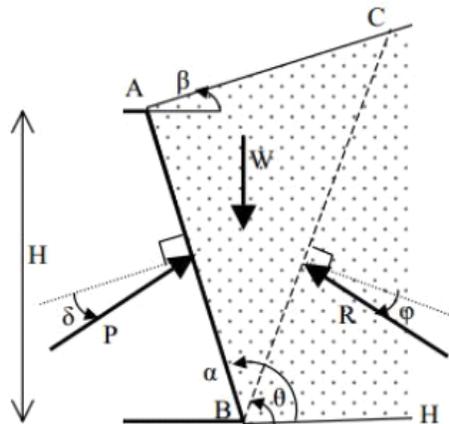


Figure III.6. Théorie de Coulomb à l'état actif.

L'écran et le remblai font les angles α et β avec l'horizontal respectivement. Le plan de glissement BC fait l'angle θ avec l'horizontal. La rugosité du mur c'est l'angle de frottement mur-sol δ . Tout au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes [8]:

W : poids propre du massif de sol.

P : résultante de la réaction de la poussée sur le mur.

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement. Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme de l'équilibre limite, où on montre que:

$$\text{L'angle } (W, P) = \pi - \alpha - \delta$$

$$\text{L'angle } (W, R) = \theta - \varphi$$

Ceci permet de calculer la poussée p_a . La poussée active p_a correspond donc à : $\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0$

Celui-ci est équivalent à essayer plusieurs plans de glissement, d'évaluer à chaque fois p et ne garder pour p_a que la valeur maximale. Tout calcul fait, on aboutit à l'équation.

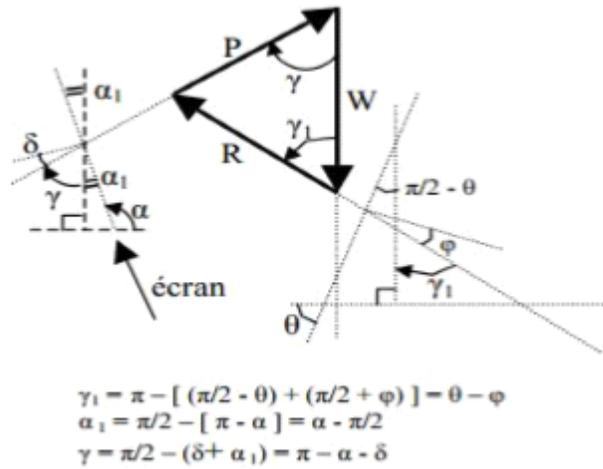


Figure.III.7. Diagramme d'équilibre des forces.

Avec :

$$k_a = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 \quad [III.8]$$

Dans la théorie de Coulomb, on suppose que la résultante P_a agit à deux tiers de la profondeur de l'écran. Il existe des tableaux donnant K_a pour différentes valeurs de φ et δ , et des valeurs particulières de α et β .

III.3.1.2. Etat actif - sols cohérents.

Dans ce cas, il faut tenir compte de la cohésion c et de l'adhérence sol-mur notée c_w (figure.III.8). On admet l'existence d'une zone fissurée de profondeur z_0 . Le long de cette zone, on néglige l'effet des cohésions c et c_w [8].

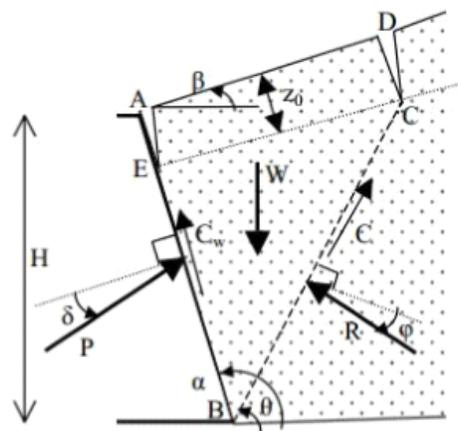


Figure. III.8. Théorie de Coulomb à l'état actif d'un sol cohérent.

Les forces agissantes sont :

W : le poids propre du coin de sol.

P : la résultante de la réaction du mur sur le sol.

C_W : résultante due à l'adhérence mur-sol :

$$C_W = c_w \cdot EB$$

R : la réaction sur le plan de glissement.

C : la résultante d'adhésion sur le plan de glissement : $C = c \cdot BC$

Les directions d'action de ces forces sont connues, on construit le diagramme des forces comme décrit précédemment.

- **Cas d'un mur vertical et un sol horizontal.**

Dans le cas général d'un sol (c, φ), la pression latérale à la profondeur z est donnée par :

$$p_a = k_a \gamma z - k_{ac} c \quad [\text{III.9}]$$

Avec

$$k_{ac} = 2 \sqrt{k_a \left(1 + \frac{c_w}{c}\right)} \quad [\text{III.10}]$$

Où, k_a est donné par (2.4). La cohésion c est remplacée par c' pour un drainage complet et par c_u dans le cas non drainé.

La profondeur des fissures z_0 correspond à $p_a = 0$, d'où ;

$$z_0 = \frac{2c \sqrt{\left(1 + \frac{c_w}{c}\right)}}{\gamma \sqrt{k_a}} \leq \frac{H}{2} \quad [\text{III.11}]$$

III.3. 2. Théorie de Rankine.

En plus des hypothèses suivantes [9]:

- Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- Condition de déformation plane.
- Courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb.
- Massif à surface libre plane.

Rankine avait rajouté l'hypothèse que, la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif. Cette théorie est la plus simple des théories des pressions des terres.

L'inconvénient d'une telle hypothèse, est de ne pas tenir compte de la valeur du frottement mur/sol.

Cette méthode conduit à une répartition triangulaire des contraintes, et permet d'obtenir le point d'application de la force correspondante.

La figure III.9 montre trois types de remblai ; frottant ($c = 0, \varphi > 0$), cohérent ($c > 0, \varphi = 0$), ou une combinaison des deux ($c > 0, \varphi > 0$). Des méthodes de contraintes effectives et totales, sont employées dans l'analyse de stabilité des écrans de soutènement. Dans une analyse des contraintes effectives, la relation de la résistance au cisaillement de Mohr-Coulomb, définit la résistance au cisaillement finale τ_f , du remblai est comme suit :

$$\tau_f = c + \sigma'_n \tan \varphi \quad [\text{III.12}]$$

Où C : est la cohésion effective, σ'_n est la contrainte normale effective sur le plan de rupture, et φ est l'angle de frottement interne effectif. La contrainte effective σ' est donnée par :

$$\sigma' = \sigma - u \quad [\text{III.13}]$$

Où u est la pression d'eau interstitielle.

III.3.2.1. Etat actif - sols pulvérulents.

La pression active des terres se résulte, quand les mouvements de mur dus au remblai, sont suffisants pour mobiliser entièrement, la résistance au cisaillement dans le massif du sol derrière le mur, en utilisant le coefficient de poussée K_a [9]:

$$\sigma_a = k_a \gamma z \quad [\text{III.14}]$$

Si les contraintes de cisaillement sont nulles, sur les plans verticaux et horizontaux, le coefficient de poussée de Rankine K_a , est égal à :

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad [\text{III.15}]$$

La résultante des contraintes σ_a , agissant derrière le mur à $H/3$ au-dessus du talon du mur est:

$$p_a = k_a \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \quad [\text{III.16}]$$

Si le sol est saturé par une nappe phréatique à la surface, les équations antérieures s'appliquent, en remplaçant γ (poids spécifique sec) par γ_b (Poids spécifique déjaugé). Le coefficient de poussée de Rankine, pour un remblai sec frottant et incliné d'un angle β de l'horizontal, est déterminé en calculant les forces résultantes, agissantes sur les plans verticaux dans une pente infinie, comme décrit par Terzaghi et Taylor, est égal à [8]:

$$k_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad [\text{III.17}]$$

Tant que $\beta \leq \varphi$, l'équation (III.16) s'applique, mais toujours inclinée d'un angle β du talus, suivant les indications de la figure III.9 La résultante P_A est calculée en utilisant l'équation (III.17). Elle est inclinée d'un angle β à la normale derrière le mur.

III.3.2.2. Etat actif - sols cohérents (cas général)

Pour les cas représentés sur la figure III.1(b) et (c), la pression active des terres σ_a est égale à :

$$\sigma_a = \gamma_t z k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad \text{[III.18]}$$

Selon l'équation (III.18), les contraintes de traction se développent à une profondeur z_0 dans le remblai. Un vide peut se former dans cette région avec le temps.

III.3.3. Théorie de Boussinesq (la méthode spirale logarithmique).

En 1882, Boussinesq a amélioré la théorie de Rankine, en prenant l'interaction réelle entre le sol et l'écran, c'est-à-dire, en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Dans cet équilibre, Boussinesq considère une première zone où on a l'équilibre de Rankine se raccordant à une seconde zone, où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran.

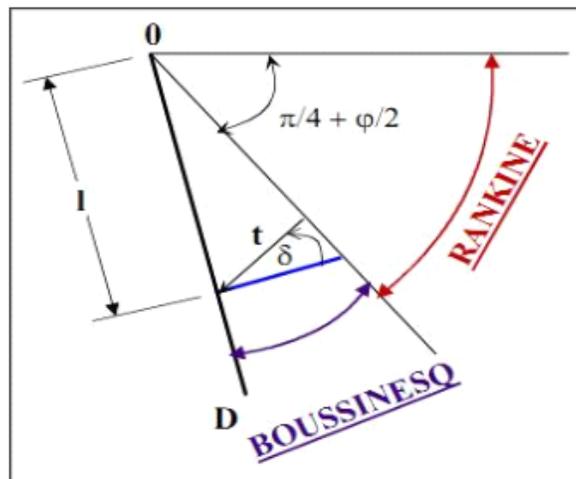


Figure. III.9. Equilibres de Boussinesq et Rankine.

Une surface de rupture logarithmique spirale, peut être employée pour déterminer les pressions actives et passives agissant sur les écrans de soutènement, quand le frottement d'interface agit le long du parement intérieur du mur. Des valeurs des coefficients de poussée active des terres, sont présentées sur le tableau III.1 donné par Caquot & Kerisel (1948). Kerisel & Absi (1990), ont également assemblé des tables pour les valeurs de k_a et k_p , basées sur la méthode logarithmique spirale[10].

K_A								
δ	β	θ	φ					
			20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	-15°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.14	0.11
		0°	0.42	0.35	0.29	0.24	0.19	0.16
		10°	0.45	0.39	0.34	0.29	0.24	0.21
	0°	-10°	0.42	0.34	0.27	0.21	0.16	0.12
		0°	0.49	0.41	0.33	0.27	0.22	0.17
		10°	0.55	0.47	0.40	0.34	0.28	0.24
	+15°	-10°	0.55	0.41	0.32	0.23	0.17	0.13
		0°	0.65	0.51	0.41	0.32	0.25	0.20
		10°	0.75	0.60	0.49	0.41	0.34	0.28

φ	-15°	-10°	0.31	0.26	0.21	0.17	0.14	0.11
		0°	0.37	0.31	0.26	0.23	0.19	0.17
		10°	0.41	0.36	0.31	0.27	0.25	0.23
	0°	-10°	0.37	0.30	0.24	0.19	0.15	0.12
		0°	0.44	0.37	0.30	0.26	0.22	0.19
		10°	0.50	0.43	0.38	0.33	0.30	0.26
	+15°	-10°	0.50	0.37	0.29	0.22	0.17	0.14
		0°	0.61	0.48	0.37	0.32	0.25	0.21
		10°	0.72	0.58	0.46	0.42	0.35	0.31

Tableau III.1. Les valeurs représentatives de k_a , d'après Caquot & Kerisel (1948) [8].

III.4. Stabilité des murs de soutènements.

Dans la plupart des cas, un mur de soutènement est enterré en pied d'une certaine hauteur. Il se trouve donc soumis à un effort de poussée et un effort de butée (considérée comme stabilisante). Or pour mobiliser la butée, il faut un déplacement beaucoup plus fort que pour mobiliser la poussée. La valeur calculée de la butée risque de ne jamais être atteinte. Dans la pratique, lorsque le déplacement du mur paraît insuffisant pour mobiliser la butée, on ne

considère qu'une partie de cette butée ou on n'en tient pas compte. (Cas des remblais récents compactés servant à enterrer le pied du mur). On reste donc du côté de la sécurité.

III.4.1. Vérification de la stabilité.

III.4.1.1. Stabilité au renversement.

La stabilité se définit comme le rapport du moment des forces stabilisatrices sur le moment des forces de renversement, moments calculés par rapport au point 0.

- **Forces de renversement** : poussée, résultante éventuelle des sous-pressions de l'eau.
- **Force stabilisatrices** : poids, butée.

Si la condition suffisante n'est pas vérifiée, la stabilité au renversement est assurée si:

$$f_R = \frac{\sum \text{moment stabilisants}}{\sum \text{moment moteurs}} \geq 1.5$$

III.4.1.2. Stabilité au glissement sur la base.

On doit s'assurer que les contraintes de cisaillement mobilisées à la base du mur sont en deçà de la résistance à l'adhérence base/sol. Par analogie avec le critère de rupture du sol de Mohr-Coulomb, on écrit que la contrainte de cisaillement maximum à la base du mur ou résistance à l'adhérence est égale à :

a est "l'adhérence" sol/base du mur et ψ_a est l'angle d'adhérence, prise souvent égale à $(2/3)\varphi$.

La stabilité au glissement à la base est assurée si ce coefficient est au moins égal à 1.50 :

$$f_g = \frac{p_p + (B \cdot c + \sum f_v \cdot \text{tg} \delta_a)}{p_{ah} + p_w} \geq 1.5.$$

III.4.1.3. Prédimensionnement des murs de soutènement.

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de prédimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

La Figure III.10. Ci-dessus indique des proportions usuelles pour un mur de soutènement gravitaire.

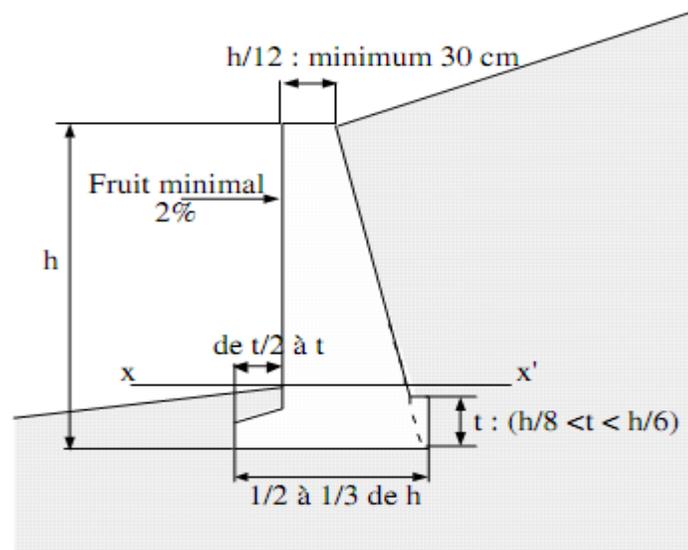


Figure III.10. Dimensions usuelles d'un mur poids.

Remarque.

Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle ainsi déterminée, car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications de la stabilité externe.

III.5. Conclusion.

Au contraire à la théorie de Rankine, la théorie de Coulomb peut être utilisée pour prédire les poussées du sol sur les murs avec des remblais de pentes irrégulières, des charges concentrées sur la surface du remblai et des forces d'infiltration. En considérant le sol au-dessus d'un plan de rupture potentiel comme corps libre et en incluant les forces dues aux charges concentrées, et ainsi de suite, la grandeur de la résultante de poussée peut être facilement calculée.

III.6. Pression active dynamique.

Les méthodes employées pour estimer la pression dynamique des terres sur les murs de soutènement peuvent être classifiées dans trois groupes principaux [10]:

(1) *Méthode analytique*; qui peut utiliser soit l'approche de calcul pseudo-statique, qui consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente qui tient compte de la réaction probable du massif du remblai, ou bien l'approche de calcul pseudo-dynamique qui repose sur la résolution d'une équation comprenant l'introduction des vitesses des ondes primaires et secondaires, pour estimer les valeurs des accélérations produites dans le massif du sol.

(2) **Méthode numérique**; l'approche de calcul dynamique direct est basée sur la résolution de l'équation d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou de la méthode des différences finies.

(3) **Méthode expérimentale**; cette méthode repose sur les essais expérimentaux, soit en vraie grandeur ou à partir des modélisations physiques (modèles réduits de laboratoire et modèles réduits centrifugés).

III.6.1. L'approche pseudo-statique.

III.6.1.1 Mononobe-Okabe (1926,1929).

Okabe (1926), Mononobe & Matsuo (1929), avaient développé une méthode basée sur l'approche pseudo statique, fondée sur la théorie de Coulomb des pressions actives et passives statiques des terres. La théorie de Mononobe-Okabe, incorpore l'effet des séismes par l'inclusion d'une accélération horizontale constante donnée par $a_h = k_h \cdot g$, et une accélération verticale constante donnée par $a_v = k_v \cdot g$, agissant sur le coin solide à l'état actif de Coulomb (ou à l'état passif) dans le remblai. Cette méthode peut être employée pour estimer les forces sismiques agissantes sur les ouvrages de soutènement [10].

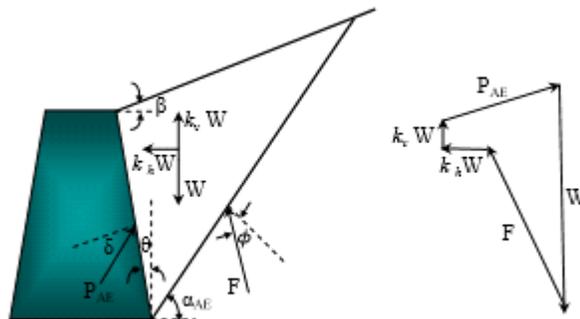


Figure. III.11. Approche de Mononobe-Okabe.

La relation de Mononobe-Okabe de p_a^E pour un remblai sec, est donné par [2]:

$$p_a^E = k_a^E \cdot \frac{1}{2} [\gamma_t (1 - k_v)] H^2 \quad [\text{III.19}]$$

Elle agit sous un angle δ de la normale du parement intérieur du mur de la hauteur H.

Le coefficient de poussée dynamique, $k_{a\gamma}^E$ est égal à :

$$K_{a\gamma}^E = \frac{\cos^2 (\varphi - \mu - \lambda)}{\cos \mu \cos^2 \lambda \cos (\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin (\varphi + \delta) \sin (\varphi - \mu - \beta)}{\cos (\delta + \lambda + \mu) \cos (\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad [\text{III.20}]$$

et l'angle d'inertie sismique μ égal à :

$$\mu = tg^{-1} \frac{K_h}{1+K_v} \quad [\text{III.21}]$$

L'angle d'inertie sismique, représente l'angle avec lequel, la résultante de la force de pesanteur et des forces d'inertie s'est tournée à partir de la verticale. Dans le cas d'un mur vertical ($\theta = 0$) soutenant un remblai horizontal ($\beta = 0$), l'équation (III.20) devient [8]:

$$K_{a\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu)}{\cos\mu \cos(\delta + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \mu)}{\cos(\delta + \mu)}} \right]^2} \quad [\text{III.22}]$$

La surface plane de glissement se prolonge du talon du mur vers le haut dans le remblai d'un angle α_a^E avec l'horizontal donnée par Zarrabi (1978) :

$$\alpha_a^E = \varphi - \mu + tg^{-1} \left[\frac{-\tan(\varphi - \mu - \beta) + c_{1a}^E}{c_{2a}^E} \right] \quad [\text{III.23}]$$

Ou :

$$c_{1a}^E = \left[\sqrt{[\tan(\varphi - \mu - \beta)][\tan(\varphi - \mu - \beta) + \cot(\varphi - \mu - \lambda)].k} \right] \quad [\text{III.24}]$$

Avec :

$$k = [1 + \tan(\delta + \mu + \lambda) \cot(\varphi - \mu - \lambda)] \quad [\text{III.25}]$$

$$c_{2a}^E = 1 + [[\tan(\delta + \mu + \lambda)[\tan(\varphi - \mu - \beta) + \cot(\varphi - \mu - \lambda)]] \quad [\text{III.26}]$$

Un nombre limité des modèles dynamiques de murs de soutènement testés par Ichihara & Matsuzawa (1973), et shérif & Fang (1983) sur des sables secs montrent que δ s'étend de $\frac{\varphi}{2}$ à $\frac{2\varphi}{3}$ selon l'importance d'accélération (Ebeling & Morrison, 1992) [8].

III.6.1.2 Choudhury (2002).

Terzaghi (1943) a prouvé que les pressions des terres actives déterminées en supposant une surface de rupture plane sont presque égales aux valeurs exactes ou expérimentales des pressions des terres, alors que pour le cas passif, quand l'angle de frottement du mur δ excède un tiers de l'angle de frottement du sol [9].

L'acceptation de la surface de rupture plane surestime sérieusement les pressions passives des terres. Pour corriger l'erreur dans la méthode de Mononobe-Okabe pour le cas passif, Morisson et Ebeling (1995), Soubra (2000) et Kumar (2001) ont considéré des surfaces de rupture incurvées dans leurs analyses pour le cas passif. Cependant, toutes ces analyses ont été effectuées seulement pour des sables[9].

Choudhury, Subba Rao et Ghosh ont donné une solution analytique pour la distribution des pressions sismiques passives derrière un mur de soutènement rigide soutenant un remblai pulvérulent, sec et homogène de surface horizontale en utilisant la méthode des tranches horizontales proposée par Wang (1999) en considérant les forces sismiques d'une façon pseudo-

statique. Seulement les surfaces de rupture planes ont été considérées et par conséquent l'angle de frottement du mur a été limité jusqu'à un tiers de l'angle de frottement du sol [9].

Avec l'augmentation de l'effet sismique l'inclinaison du plan de rupture par rapport à l'horizontal diminue c.-à-d. l'étendue de la zone de rupture augmente. Les valeurs des coefficients passifs sismiques de pression des terres diminuent avec l'augmentation des accélérations sismiques horizontale et verticale.

Avec l'augmentation de l'angle de frottement du sol et l'angle de frottement du mur, les coefficients passifs sismiques de pression des terres augmentent également comme prévu. On voit clairement que les distributions sont non linéaires en particulier vers la base du mur pour des coefficients sismiques plus élevés.

Les pressions et les coefficients passifs sismiques obtenus par cette approche sont les mêmes avec ceux obtenus par l'approche de Mononobe-Okabe, de plus cette approche fournit des informations additionnelles sur la distribution des pressions des terres. La distribution des pressions passives sismiques des terres est non linéaire. Même pour le cas statique, la présence de l'inclinaison du mur rend la distribution des pressions passives non linéaire. La forme de la distribution des pressions passives des terres au fond change du concave au convexe lorsque l'inclinaison du mur change du négatif au positif.

III.6.1.3 Aldo Evangelista (2010).

Evangelista. A et al, ont proposé une nouvelle méthode pseudo-statique basée sur la solution de contrainte plastique (new stress pseudostatic plasticité solution NSPPS), qui permet de déterminer la valeur et l'inclinaison δ de la poussée sismique active sur les murs cantilevers.

La solution tient compte l'angle de frottement du sol, la rugosité du mur, l'inclinaison du remblai et les accélérations sismiques horizontale et verticale. Le problème étudié est un sol non cohérent et sec, avec un poids spécifique, retenue par un mur cantilever sous l'action combinée de la gravité (g) et des forces sismiques (k_{hg}) et (k_{vg}) dans les directions horizontale et verticale, respectivement. Dans cette analyse pour la simplicité le coefficient sismique vertical k_v est supposé égal à zéro. k_h Positif désigne que l'action de l'inertie est vers le mur (Figure III.12). Si le remblai est horizontal (la pente $\varepsilon = 0$) alors à une profondeur z un champ possible de contrainte statiquement admissible est [8] :

$$\sigma_v = \gamma * z \quad \text{[III.27]}$$

$$\tau_v = k_h * \gamma * z \quad \text{[III.28]}$$

Où σ_v est la contrainte normale (la compression est supposé positive) et τ_v est la contrainte de cisaillement (positive selon la convention de Mohr), agissant sur le plan horizontal. Selon le théorème des contraintes de cisaillement conjuguées, la même contrainte de cisaillement τ_v est appliquée sur le plan vertical. Donc dans le point de rupture, l'état de contraintes est représenté

par le cercle de Mohr montré dans la figure (III.13). Les contraintes actives σ_a et τ_a sur le plan vertical A_v peuvent être tirées des relations suivantes [8]:

$$\sigma_a = 2\bar{\sigma} - \sigma_v \tag{III.29}$$

$$\tau_a = \tau_v \tag{III.30}$$

$$\theta = \tan^{-1}(k_h) \tag{III.31}$$

$$\bar{\sigma} = \sigma_v \left(\frac{1}{\zeta}\right) \sqrt{1 + k_h^2} \tag{III.32}$$

$$\zeta = \cos \theta + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 \theta} \tag{III.33}$$

Les coefficients de pressions actives des terres k_{ah} et k_{av} sont égaux à $\sigma_a/\gamma z$ et $\tau_a/\gamma z$, respectivement. Le tableau (III.2) montre les valeurs de k_{ah} obtenues par la méthode proposée.

Dans ce cas $k_{av} \neq 0$ et il est égal à k_h . [8]

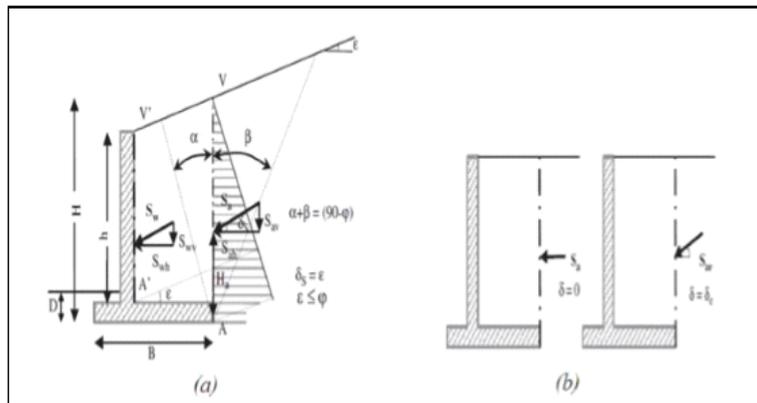


Figure III.12. Poussée sur les murs cantilevers : (a) remblai incliné : conditions statiques et (b) remblai horizontal : conditions statique et sismique.

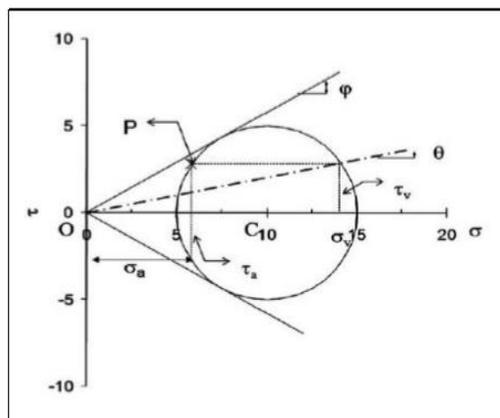


Figure III.13. Etat de contrainte dans un semi espace horizontal dans le cas actif et dans la présence des actions pseudo-statiques avec $k_h \neq 0$ et $k_v = 0$.

φ (deg.)	k_{ah}						
	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35
20	0.4976	0.5202	0.5591	0.6177	0.702	0.8263	1.0524
25	0.4118	0.4298	0.4606	0.5053	0.5662	0.6471	0.7549
30	0.3383	0.3535	0.3791	0.4159	0.4648	0.5275	0.6063
35	0.2754	0.2885	0.3107	0.3422	0.3837	0.4359	0.4999
40	0.2213	0.2331	0.2527	0.2806	0.3169	0.3622	0.4171
45	0.1751	0.1858	0.2036	0.2287	0.2614	0.3019	0.3505

Tableau III.2. Valeurs des coefficients horizontaux des terres k_{ah} en fonction de φ et k_h pour $\varepsilon = 0$.

Les pressions latérales sismiques des terres obtenues à partir de la méthode proposée sont comparées à celles obtenues à partir de l'analyse bien connue de Mononobe -Okabe. Par exemple, pour le cas $\theta = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et pour le coefficient sismique horizontal k_h variant entre 0,1 et 0,3, la méthode proposée fournit des valeurs de k_{ah} et k_{av} montrées dans le tableau (III.3). L'inclinaison δ de la poussée par rapport à l'horizontale peut être facilement évaluée. Si ces valeurs de δ sont supposées dans la formule de M-O, les mêmes valeurs du coefficient de poussée présentées dans le tableau (III.3) sont obtenues [8].

k_h	NSPPS			Mononobe-Okabe	
	k_{ah}	k_{av}	δ_E	k_{ah}	k_{av}
0.1	0.2425	0.1212	26.56	0.2425	0.1212
0.2	0.3013	0.2264	36.92	0.3013	0.2264
0.3	0.4004	0.3350	39.92	0.4003	0.3350

Tableau III.3. Comparaison entre les coefficients sismiques de poussée pour $\theta = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et différentes valeurs de k_h .

Cette solution est validée au moyen de la comparaison avec les résultats de l'approche traditionnelle de l'équilibre limite (M-O) et l'analyse dynamique numérique au moyen du code FLAC.

Ils ont démontré que l'angle δ n'est pas une propriété du sol mais dépend également des coefficients sismiques d'accélération dans les méthodes pseudo -statiques et la valeur de l'accélération instantanée d'histoire de temps dans les approches dynamiques. En conditions sismiques, δ_E , est plus grand que celui en conditions statiques, δ_s , est généralement adopté pour les analyses statiques et sismiques [8].

Comme il est connu, la stabilité du mur est améliorée avec l'augmentation de δ ; par conséquent la présente méthode donne des solutions qui sont moins erronées que les traditionnelles. Concernant la réponse structurale, cette solution produit des contraintes normales élevées, qui pourraient avoir des effets avantageux sur la conception structurale [8].

III.6.2 L'approche pseudo-dynamique.

L'avantage de cette approche par rapport la précédente, c'est qu'elle permet d'estimer la charge dynamique dans le temps, et d'évaluer les effets d'amplification dans le sol [8].

III.6.1.2 Steedman & Zeng (1990).

Steedman & Zeng (1990), ont considéré une accélération horizontale harmonique d'une amplitude a_h à la base d'un mur cantilever fixé de sa base (figure III.14), pour la simplicité, ils ont considéré que $\theta = \beta = k_v = 0$.

A la profondeur z_0 , l'accélération peut être exprimée par:

$$a_h(z, t) = a_h \sin \left[w \left(t - \frac{H-Z}{v_s} \right) \right] \quad [\text{III.34}]$$

Avec :

W : la fréquence angulaire

t : le temps d'excitation

V_s : la vitesse des ondes de cisaillement

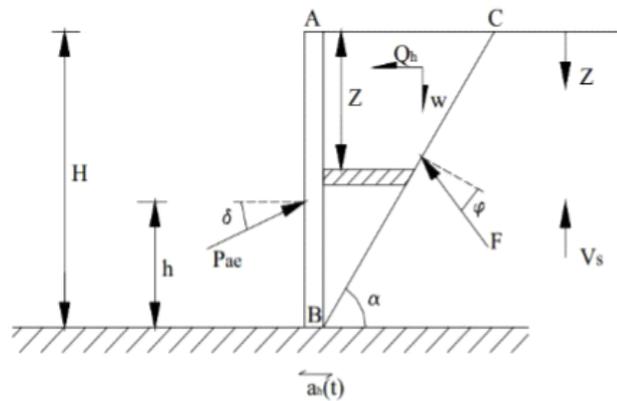


Figure. III.14. Le modèle considéré par Steedman & Zeng (1990).

La surface de rupture plane est inclinée d'un angle α avec l'horizontal. La force sismique active totale, agissante sur le mur est donnée par[9] :

$$p_{ae}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha-\varphi) + W \sin(\alpha-\varphi)}{\cos(\delta+\varphi-\alpha)} \quad [\text{III.35}]$$

Où ; la force d'inertie horizontale totale est donnée par :

La base est excitée par des accélérations harmoniques ; horizontale d'une amplitude a_h et verticale d'une amplitude a_v . À la profondeur z_0 , l'accélération horizontale est donnée par l'équation (III.40), et l'accélération verticale est donnée par :

$$a_v(z, t) = a_v \sin \left[w \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right) \right] \quad [\text{III.40}]$$

La force d'inertie horizontale totale, est donnée par l'équation (III.41), et celle verticale est donnée comme suit :

$$Q_{va}(t) = \frac{\eta \pi a_v}{4\pi^2 g \tan \alpha_v} [2\pi H \cos w\zeta + \lambda(\sin w\zeta - \sin wt)] \quad [\text{III.41}]$$

Avec :

$$\eta = \frac{2\pi V_p}{w} \quad [\text{III.42}]$$

$$\mu = 1 - \frac{H}{V_p} \quad [\text{III.43}]$$

La force active totale (statique et dynamique) résultante peut être obtenue en résolvant les forces agissantes sur le coin solide ; c'est-à-dire :

$$p_{ae}(t) = \frac{w_a \sin(\alpha_a - \varphi) + Q_{ha} \cos(\alpha_a - \varphi) + Q_{va} \sin(\alpha_a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha_a)} \quad [\text{III.44}]$$

Avec :

$$w_a = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{\tan \alpha_a} \quad [\text{III.45}]$$

Choudhury, montrent que l'approche pseudo-dynamique est plus réaliste, puisqu'elle donne une distribution non-linéaire des pressions actives des terres, par rapport la méthode de Mononobe-Okabe (pseudo-statique), qui donne seulement une distribution linéaire ; La pression passive est plus sensible à l'angle de frottement du mur par rapport la pression active [8].

Les pressions actives et passives calculées en appliquant la méthode pseudo-dynamique, sont petites par rapport à celles calculées en employant la méthode pseudo-statique.

III.6.2.3 Nimbalkar et Choudhury (2008).

Nimbalkar et Choudhury ont fait une tentative pour calculer le point d'application de la poussée passive sismique en utilisant la méthode d'équilibre limite avec l'approche pseudo-dynamique. Ils ont considéré une base fixe d'un mur cantilever rigide et vertical de hauteur H , soutenant un remblai non cohérent avec un mouvement horizontal, comme représenté dans la figure (III.16). La vitesse d'ondes de cisaillement v_s , et la vitesse d'ondes primaires, v_p sont supposées agir à travers le sol dues au chargement sismique. Une surface plane de rupture inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale a été considérée dans cette analyse. Sur la figure (III.16), $w(t)$ est le poids du coin de rupture, $Q_h(t)$ et $Q_v(t)$ sont les composantes horizontale et verticale de la force d'inertie, F est la réaction de sol inclinée d'un angle φ (angle de frottement du sol) par rapport à la normale de la surface de rupture, $p_{pe}(t)$ est la poussée passive agissant à

une hauteur h de la base du mur inclinée d'un angle δ (angle de frottement de mur) par rapport à la normale du mur [2].

La base du mur est soumise à une accélération harmonique horizontale avec une amplitude ($a_h = k_h \cdot g$), où g est l'accélération due à la pesanteur) et une accélération harmonique verticale avec une amplitude ($a_v = k_v \cdot g$), les accélérations sismiques horizontales et verticales à n'importe quelle profondeur z et à un temps t avec le facteur d'amplification du sol f et la fréquence d'excitation ω , au-dessous du sommet du mur peuvent être exprimées par les équations suivantes [2]:

$$\alpha_h(z, t) = \left\{ 1 + \frac{H-z}{H} (f - 1) \right\} k_h \cdot g \sin w \left(t - \frac{(H-z)}{v_s} \right) \quad [\text{III.46}]$$

$$\alpha_v(z, t) = \left\{ 1 + \frac{H-z}{H} (f - 1) \right\} k_v \cdot g \sin w \left(t - \frac{(H-z)}{v_p} \right) \quad [\text{III.47}]$$

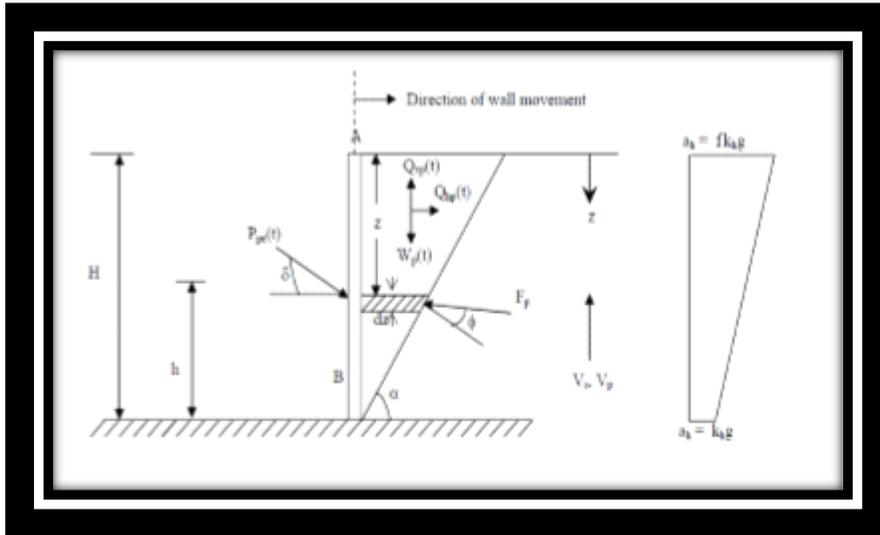


Figure.III.16. Modèle du mur pour le calcul de la pression passive pseudo-dynamique des terres.

Le point d'application de la composante dynamique de la poussée passive est h_d , à partir de la base du mur, peut être trouvé comme suit [8]:

$$h_d = H - \frac{\left(2\pi^2 H^2 [m \cos w\zeta + n \cos w\mu] + 2\pi H [\lambda m \sin w\zeta + \eta n \sin w\mu] \right) - \lambda^2 m (\cos w\zeta - \cos wt) - \eta^2 n (\cos w\mu - \cos wt)}{(2\pi^2 H [m \cos w\zeta + n \cos w\mu] + \pi [\lambda m \sin w\zeta + \eta n \sin w\mu] - \pi [\lambda m + \eta n] \sin wt)} \quad [\text{III.48}]$$

Où : $m = \lambda k_h \cos(\alpha + \varphi)$ et $n = \eta k_v \sin(\alpha + \varphi)$

Le point d'application de la poussée passive totale (statique + dynamique) est donné par :

$$h = \frac{p_{ps} \cdot \left(\frac{H}{3}\right) + p_{pd}(t) \cdot (h_d)}{p_{pe}(t)} \quad [\text{III.49}]$$

III.6.3. Analyse numériques.

Les pressions sismiques sur les murs de soutènement peuvent être également évaluées par des analyses de la réponse dynamique. Un certain nombre de programmes sont disponibles pour telles analyses. L'analyse linéaire ou linéaire équivalente ou non linéaire peut être employée pour estimer les pressions sur les murs. Les analyses non linéaires sont capables de prévoir des déformations permanentes aussi bien que les pressions sur les murs [8].

III.6.3.1 Al-Homoud et Whitman (1999).

Un modèle numérique d'éléments finis a été développé pour les murs poids, fondés sur un sable sec, par Al-Homoud et Whitman (1999), en utilisant le code d'éléments finis bidimensionnels (2D) FLEX. Les analyses dynamiques dans FLEX sont effectuées en employant la technique explicite d'intégration du temps. Le modèle suggéré pour étudier la réponse dynamique du mur poids rigide peut être résumé comme suit [9]:

1. Le sol est modélisé par des éléments finis 2D. Ceci inclut le matériau du remblai et le sol de fondation.
2. Le mur poids est modélisé comme structure rigide.
3. La résistance et la déformation du sol sont modélisées à l'aide d'un modèle constitutif visqueux. Ce modèle se compose d'une surface de rupture et d'un écrouissage en même temps qu'une loi d'écoulement associée. La surface limite est activée seulement pour le sol sous le mur pour représenter le tassement pendant le basculement de mur. En outre, le comportement viscoélastique est donné pour l'état des contraintes dans la région limitée par ces dernières surfaces, afin de prévoir l'amortissement hystérésis du sol pendant le chargement dynamique.
4. Des éléments d'interface sont employés entre le sol et le mur (au fond la face du mur et sous sa base), pour tenir compte du glissement et de décollement.
5. Le maillage d'éléments finis est tronqué en employant une frontière absorbante développée par Lysmer et Kuhlemeyer.

Ce modèle proposé a été vérifié en comparant sa prévision aux résultats de trois essais centrifugeurs dynamiques effectués par Andersen et al (1987). Certaines des conclusions qui étaient fait à partir de l'étude ci-dessus ont été récapitulées ci-dessous. Pour plus de détails voire Al-Homoud et Whitman [9].

1. Les résultats de l'analyse montrent que l'inclinaison extérieure des culées rigides est le mode dominant de la réponse pendant la secousse dynamique et cela que ces murs finissent avec une inclinaison extérieure permanente à la fin de la secousse.
2. Les résultats de l'étude courante ont prouvé que l'équation simplifiée de Seed et Whitman est conservative tandis que le point d'application de la résultante de la poussée dynamique

est plus haut que $0,6 H$ au-dessus de la base, qui est la valeur suggérée par Seed et Whitman.

III.6.3.2 Green et Ebeling (2003).

Une recherche minutieuse a été tentée pour déterminer la pression latérale des terres dynamiquement induite sur la partie de pied d'un mur de soutènement cantilever en béton avec un milieu de sable sec et dense par Green et Ebeling (2003). Le modèle numérique a été employé en utilisant le code de différences finies FLAC. Les résultats obtenus à partir du modèle numérique ci-dessus étaient comparés aux résultats des techniques simplifiées pour estimer le déplacement permanent du mur et les pressions dynamiques des terres.

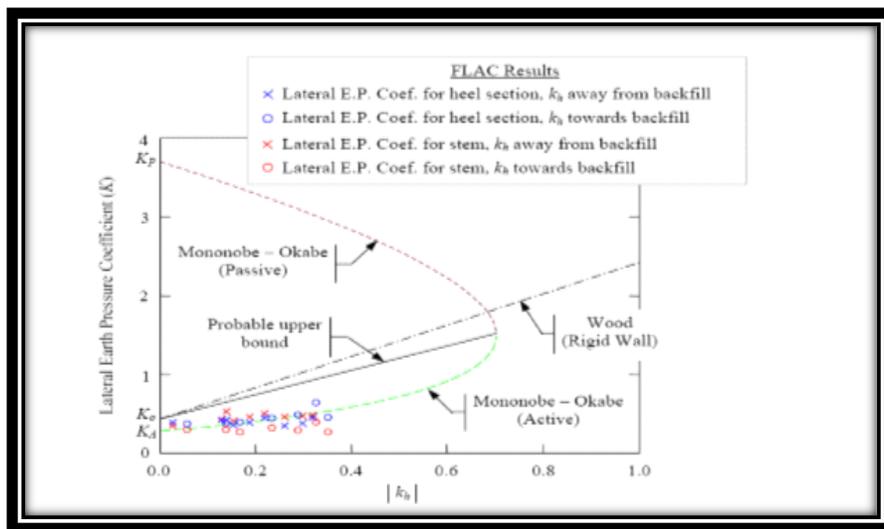


Figure. III.17. Les expressions active et passive de Mononobe-Okabe (remblai souple), expression de Wood (remblai rigide), et FLAC (Continu).

Dans cette recherche, un modèle fortement non linéaire a été développé pour couvrir presque tous les aspects, tels que le comportement non linéaire du sol et de l'interface entre le mur et le sol. Le modèle a été numériquement construit pareillement à la manière qu'un mur réel serait interprété. Les coefficients de pressions latérales des terres ont été calculés et vérifiés avec les valeurs calculées en utilisant l'équation de Mononobe-Okabe.

Le déplacement relatif permanent du mur a été calculé en utilisant l'analyse de Newmark du bloc glissant.

III.6.3.3 Psarropoulos, Klonaris, et Gazetas (2005).

Une étude a été effectuée par Psarropoulos, Klonaris et Gazetas (2005) pour valider les hypothèses de la solution analytique de Veletsos et Younan et pour définir la gamme de son applicabilité. Les modèles numériques ont été développés en utilisant le code d'éléments finis ABAQUS. La polyvalence de la méthode d'éléments finis permet le traitement des situations

encore plus réalistes qui ne sont pas convenables à la solution analytique. Ainsi la modélisation est prolongée pour tenir compte de : (a) hétérogénéité du sol, et (b) la flexibilité de la fondation du mur [9].

Ils ont étudié le type de trois systèmes différents de soutènement du sol [9],

1. Coïncide avec le cas d'une seule couche où le sol retenu est homogène.
2. Modélise le même cas d'une seule couche, mais le sol retenu est non homogène, avec le module de cisaillement disparaissant sur la surface de sol.
3. Se rapporte à un mur rigide fondé sur une couche de sol.

Les résultats prouvent que l'hétérogénéité du sol retenu mène aux pressions réduites des terres près du sommet du mur, particulièrement dans le cas des murs très flexibles, tandis que la conformité de la fondation ne peut pas être facilement modélisée par un seul ressort, devant un phénomène de propagation d'ondes.

En cas d'un système homogène sol-mur, les facteurs examinés sont les caractéristiques du mouvement du sol, les propriétés de la couche du sol, et les flexibilités du mur et la fixation contre la rotation à sa base.

Selon le modèle du ressort, plus le système sol-mur est plus flexible, plus les facteurs dynamiques d'amplification sont élevés. La considération d'un modèle plus réaliste, comme celui adopté dans cette étude, mène à une conclusion opposée. L'écart entre les deux approches peut être justifié comme suit : dans le modèle du ressort la rigidité de rotation a des valeurs réelles, et donc, la capacité d'amortissement du mur lui-même ne peut pas être prise en compte. Par conséquent, des ondes sont chevauchées sur le mur et ne peuvent pas être absorbées, alors que l'oscillation de rotation du mur augmente l'amplitude de l'onde.

Ainsi, l'augmentation de la flexibilité de fondation du mur mène à des valeurs plus élevées de facteurs dynamiques d'amplification. Au contraire, à l'approche actuelle la rotation du mur est régie par non seulement la rigidité de rotation, mais les caractéristiques d'amortissement (amortissement matériel et radiatif) de la couche de fondation. De cette façon, l'énergie d'onde peut être absorbée par les frontières du sol maintenu et du sol sous-jacent. En plus, des valeurs élevées du rapport d'impédance causent une dissipation d'onde plus grande, et par conséquent, une amplification dynamique plus petite.

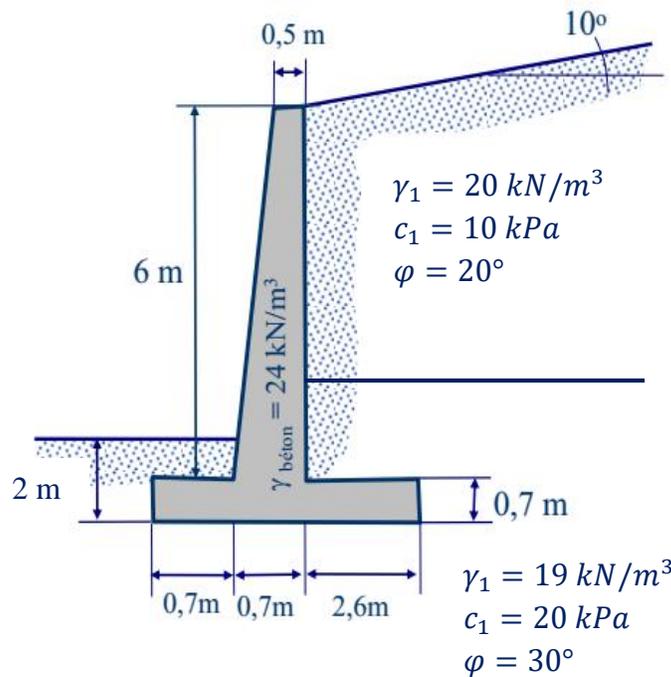
Chapitre IV

Etudes paramétriques

IV.1. Exemple 1.

Pour le mur de soutènement illustré ci-dessous :

1. Déterminer le diagramme des pressions actives et passives à droite et à gauche du mur de soutènement en cas statique.
2. Définir les composantes horizontales (k_h) et verticales (k_v) de l'action sismique.
3. Déterminer les efforts de poussée (statique et dynamique) et les moments résultants au centre de la semelle
4. Étudier la stabilité au poinçonnement , au glissement et la capacité de la semelle , sous la base de la semelle : $\delta=2/3\varphi$ et l'adhérence $a=0$.



IV.1.1. Étude statique de la stabilité du mur.

Couche 1.

$$\varphi = 20^\circ, \gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^3, c = 10 \text{ kN/m}^2, \delta = \frac{2}{3}\varphi = 13.33^\circ, \beta = 10^\circ, \lambda = 0$$

➤ Calcul des coefficients de poussée : selon la théorie de Coulomb :

Le coefficient de poussée pour le poids propre :

$$K_{a\gamma_1} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos^2 \lambda \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta a) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda - \delta a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2}$$

Remplaçant les variables avec ces valeurs on obtient :

$$K_{a\gamma 1} = 0.51$$

Le coefficient de poussée pour la cohésion :

$$K_{ac1} = \frac{2 \cos \lambda \cos \beta (1 - \operatorname{tg} \lambda \operatorname{tg} \beta) \cos(\lambda - \delta a)}{1 + \sin(\varphi + \delta a - \lambda - \beta)} = 1.37$$

Remplaçant les variables avec ces valeurs on obtient :

$$K_{ac1} = 1.37$$

$\beta = 10^\circ$, on utilise une hauteur fictive du mur :

$$\tan \beta = \frac{x}{2.6} \text{ donc : } x = 2.6 \tan \beta = 2.6 \tan 10^\circ$$

Donc : $x = 0.45 \text{ m}$

La hauteur totale du mur = 7.15 m

➤ **Calcul des contraintes.**

$$\sigma_{ah} = k_{a\gamma 1} \cdot \gamma_1 \cdot h_1 - k_{ac1} \cdot c_1$$

$$h=0 \Rightarrow \sigma_{ah} = -13.7 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4.45 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{ah} = 31.69 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Le point des contraintes nulles :**

$$Z=0 \Rightarrow \sigma_{a1} = -13.7$$

$$h=Z \Rightarrow \sigma_{a1} = 0.51 \cdot 20 \cdot z - 1.37 \cdot 10$$

$$z = \frac{13.7}{10.20} = 1.34 \text{ m}$$

A 1.34 m de haut il y a des fissures de traction, à cause de la cohésion du sol.

Couche 2.

$$\varphi = 30^\circ, \gamma = 19 \text{ kN/m}^3, c = 20 \text{ kN/m}^2, \delta = \frac{2}{3} \varphi = 20^\circ, \beta = 10^\circ, \lambda = 0$$

$$K_{a\gamma 2} = \frac{\cos^2(\varphi + \lambda)}{\cos^2 \lambda \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta a) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda - \delta a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2} = 0.32$$

$$K_{ac2} = \frac{2 \cos \lambda \cos \beta (1 - \operatorname{tg} \lambda \operatorname{tg} \beta) \cos(\lambda - \delta a)}{1 + \sin(\varphi + \delta a - \lambda - \beta)} = 1.13$$

$$\sigma_{ah} = k_{a\gamma 1} \cdot \gamma_1 \cdot h_1 - k_{ac1} \cdot c_1 - k_{ac2} \cdot c_2$$

$$h = 4.45 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{ah} = 9.09 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ah} = k_{a\gamma 1} \cdot \gamma_1 \cdot h_1 - k_{ac1} \cdot c_1 - k_{ac2} \cdot c_2 + k_{a\gamma 2} \cdot \gamma_2 \cdot h_2$$

$$h=7.15 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{ah} = 25.51 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Cas de la butée.**

Dans le cas de butée $\varphi = 30^\circ$, $\gamma_1 = 19 \text{ kN/m}^3$, $c = 20 \text{ kN/m}^2$, $\delta = 0$, $\beta = 0^\circ$, $\lambda = 0$

Selon Rankine :

$$k_{p\gamma 2} = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) = tg^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 3$$

$$k_{pc2} = 2 \sqrt{k_{p\gamma 2}} = 3.46$$

$$\sigma_{ph} = k_{p\gamma 2} \cdot \gamma_2 \cdot h + k_{pc2} \cdot c_2$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_{ph} = 69.2 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 2 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{ph} = 183.2 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Forces de poussées :**

$$p_1 = \frac{31.69 * 3.11}{2} = 49.28 \text{ kN/ml}$$

$$p_{1h} = p_1 \cos(\delta_a + \beta) = 49.28 \cos(13.33 + 10) = 45.25 \text{ kN/ml}$$

$$p_{1v} = p_1 \sin(\delta_a + \beta) = 49.28 \sin(13.33 + 10) = 19.52 \text{ kN/ml}$$

$$p_2 = 9.09 * 2.7 = 24.54 \text{ kN/ml}$$

$$p_{2h} = p_2 \cos(\delta_a + \beta) = 24.54 \cos(20 + 10) = 21.25 \text{ kN/ml}$$

$$p_{2v} = p_2 \sin(\delta_a + \beta) = 24.54 \sin(20 + 10) = 12.27 \text{ kN/ml}$$

$$p_3 = \frac{16.42 * 2.7}{2} = 22.17 \text{ kN/ml}$$

$$p_{3h} = p_3 \cos(\delta_a + \beta) = 22.17 \cos(20 + 10) = 19.20 \text{ kN/ml}$$

$$p_{3v} = p_3 \sin(\delta_a + \beta) = 22.17 \sin(20 + 10) = 11.09 \text{ kN/ml}$$

➤ **Forces de butée :**

$$B_1 = \frac{13.7 * 1.34}{2} = 9.18 \text{ kN/ml}$$

$$B_2 = 69.2 * 2 = 138.4 \text{ kN/ml}$$

$$B_3 = \frac{114 * 2}{2} = 114 \text{ kN/ml}$$

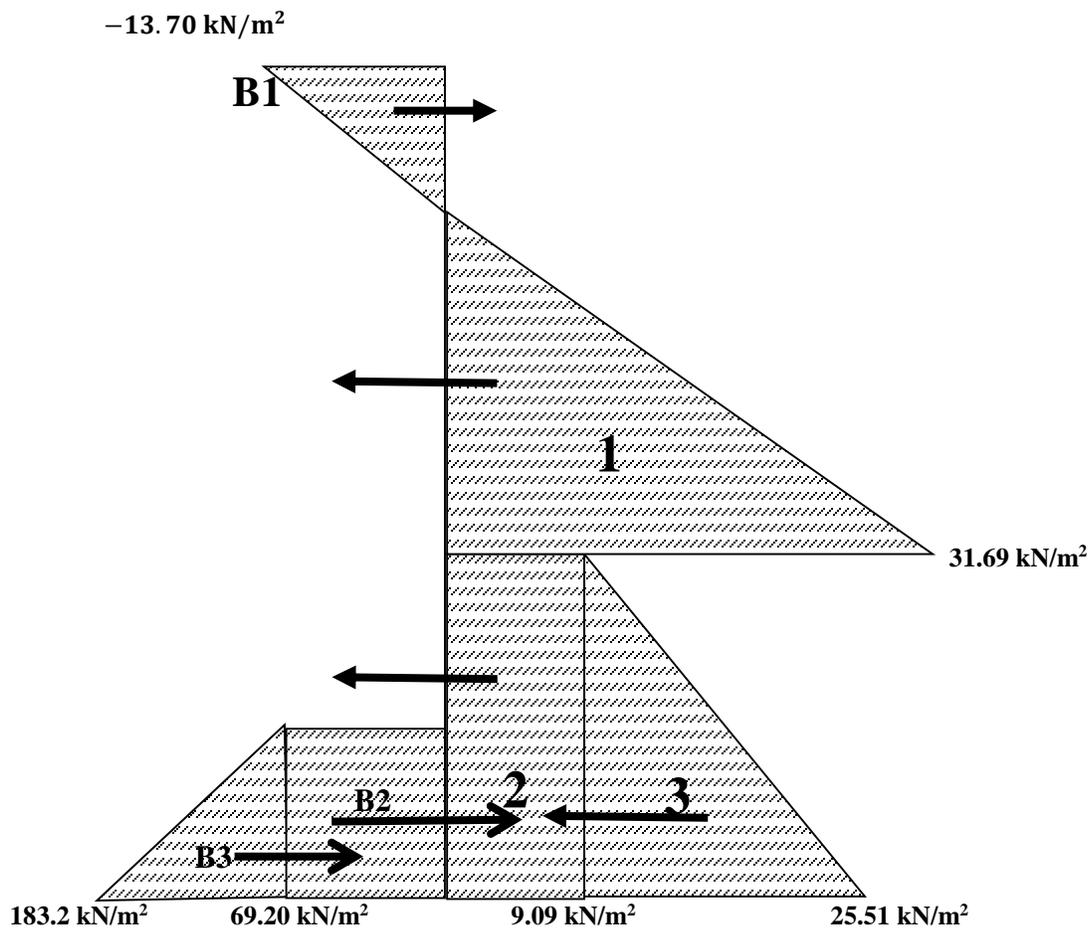


Figure IV.1. Diagramme des contraintes.

Diagramme	Forces(kN/ml)	Horizontale	Vertical	Bras de levier(m)	Moment kN.m
1	49.28	45.25	19.52	h = 3.73 v =4	168.78 78.08
2	24.54	21.25	12.27	h = 1.35 v =4	28.69 49.08
3	22.17	19.2	11.09	h = 0.9 v =4	17.28 44.36
B1	9.18	9.18	/	h = 6.70	61.51
B2	138.4	138.4	/	h = 1	138.4
B3	114	114		h= 0.66	75.24

Tableau. IV.1. Récapitulation des résultats.

➤ **Calcul du poids du mur.**

$$w_{mur\ 1} = 4 * 0.5 * 24 = 48\ kN/ml \quad x_{g1} = 1.15\ m$$

$$w_{mur\ 2} = 2 * 0.5 * 24 = 24\ kN/ml \quad x_{g2} = 1.15\ m$$

$$w_{mur\ 3} = \frac{6 * 0.2}{2} * 24 = 14.4\ kN/ml \quad x_{g3} = 0.83\ m$$

$$w_{mur\ 4} = 4 * 0.7 * 24 = 67.2\ kN/ml \quad x_{g4} = 2\ m$$

$$w_{terre\ 1} = \frac{2.6 * 0.45}{2} * 20 = 11.7\ kN/ml \quad x_{g1} = 2.27\ m$$

$$w_{terre\ 2} = 4 * 2.6 * 20 = 208\ kN/ml \quad x_{g2} = 2.7\ m$$

$$w_{terre\ 3} = 2.0 * 2.6 * 19 = 98.8\ kN/ml \quad x_{g3} = 2.7\ m$$

$$w_{terre\ 4} = \frac{1.3 * 0.04}{2} * 19 = 0.494\ kN/ml \quad x_{g4} = 0.73\ m$$

$$w_{terre\ 5} = 1.3 * 0.7 * 19 = 17.29\ kN/ml \quad x_{g5} = 0.35\ m$$

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du glissement :**

$$f_g = \frac{p_p + (B * c + f_v)tg\delta_a}{p_{ah} + p_w} \geq 1.5$$

$$f_g = 5.82 \geq 1.5 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du renversement :**

$$f_R = \frac{\sum \text{moment stabilisants}}{\sum \text{moment moteurs}} \geq 1.5$$

$$f_R = \frac{1261.92}{60.4} = 20.89 \geq 1.5 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du poinçonnement :**

$$X = \frac{\sum M_{total}}{N}$$

$$M_{total} = M_{stabilisateur} - M_{remevement}$$

$$M_{stabilisateur} = 1261.92 \text{ kN.ml}$$

$$M_{remevement} = 60.4 \text{ kN.ml}$$

$$N = 532.76 \text{ kN}$$

$$M_{total} = 1261.92 - 60.4 = 1201.52 \text{ kN.ml}$$

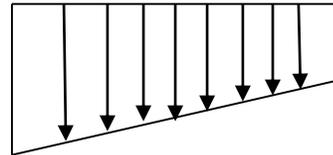
$$X = \frac{1201.52}{532.76} = 2.26$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - X \right| = |2 - 2.26| = 0.26$$

$\frac{B}{6} = 0.66 > e = 0.26$ La répartition des contraintes sous la semelle du mur est trapézoïdale.

$$\sigma_{adm,sol} = 1438.94 \text{ kN/m}^2$$

$$185.13 \text{ kN/m}^2$$



$$81.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{532.76}{4} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.26}{4} \right) = 185.13 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm,sol} = 1438.94 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{532.76}{4} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.26}{4} \right) = 81.25 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vérifier.

Conclusion :

La stabilité du mur vis-à-vis le renversement, le glissement et poinçonnement est vérifiée.

IV.1.2. Étude dynamique de la stabilité du mur.

IV.1.2.1. Méthode de Mononobe-okbe.

➤ Coefficient sismique de calcul.

Le RPA 99 version 2003 définit les coefficients pseudo-statiques horizontaux k_h et verticale k_v à prendre en compte dans un calcul de stabilité sismique des murs de soutènement :

$$k_h = A(\%g)$$

$$k_v = \pm 0.3 * K_h$$

Ces coefficients sont appliqués 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 appelé coefficient d'accélération de zone, est fonction de la zone sismique et du groupe d'ouvrage considéré. Ce coefficient est défini dans le tableau 4.1 de RPA 99 version 2003.

L'Eurocode 8 classe les ouvrages d'arts suivant des catégories d'importance. Selon notre exemple un mur de soutènement : Se classe en catégories d'importance II en comparaison avec le RPA 99/2003 la catégorie d'importance en parallèle est le groupe IB donc :

$$a_g = A = 0.20 \rightarrow \text{Coefficient d'accélération de la zone (II a).}$$

On a :

$$\alpha = \frac{a_g}{g} = \frac{0.2}{9.81} = 0.020$$

Zone de séismicité 2.

$$\text{Donc : } k_h = \frac{a_g \cdot s}{g \cdot r}$$

$$k_v = \pm 0.3 * K_h$$

Selon l'Eurocode 8 on classe le sol en classe E (sol cohérent) $\rightarrow S=1.8$.

$r \rightarrow$ paramètre ou coefficient sismique en fonction de type d'ouvrage de soutènement :

$r=1 \rightarrow$ Mur en béton armé

$$\text{Donc : } k_h = \frac{a_g \cdot s}{g \cdot r} = \frac{0.20 \cdot 1.8}{9.81 \cdot 1} = 0.0369$$

$$k_v = \pm 0.30 * 0.0369 = \pm 0.01107$$

D'une manière analogue au calcul statique, la force sismique

$$F = F_{Ay}^E + F_{Aq}^E + F_{Ac}^E$$

➤ Cas de poussée.

Pour : $k_v = +0.01107$

Le coefficient de poussée sismique pour le poids propre, la surcharge et la cohésion sont donnés par :

$$K_{Ay}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos\mu \cos^2\lambda \cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \mu - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \mu)\cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

$$K_{Aq}^E = K_{Ay}^E \cdot \frac{\cos^2\lambda}{\cos(\beta - \lambda)} (1 + K_v)$$

$$K_{ac1}^E = K_{Aq}^E \cdot \frac{1}{\operatorname{tg}\varphi}$$

Remplaçant les valeurs des angles on trouve :

$$\varphi = 20^\circ, \delta = \frac{2}{3}\varphi = 13.33^\circ, \beta = 10^\circ, c_1 = 10 \text{ kN/m}^2, \lambda = 0, \gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\mu = \operatorname{tg}^{-1} \frac{K_h}{1 + K_v} = 2.09$$

$$K_{Ay}^E = 0.572$$

$$K_{Aq}^E = 0.587$$

$$K_{ac1}^E = 1.613$$

➤ **Calcul des contraintes actives.**

Couche 1 :

$$\sigma_a^E = k_{ay1}^E \cdot \gamma \cdot h_1 (1 + k_v) \cdot -K_{ac1}^E \cdot c$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{a1}^E = -16.13 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4.45 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{a2}^E = 35.34 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Le point des contraintes nulles :**

$$Z = 0 \Rightarrow \sigma_{a1}^E = -16.13 \text{ kN/m}^2$$

$$h = Z \Rightarrow \sigma_{a1}^E = 0.572 \cdot 20(1 + 0.01107) Z - 16.13$$

$$Z = \frac{16.13}{11.57} = 1.39 \text{ m}$$

A 1.12 m de haut il y a des fissures de traction, à cause de la cohésion du sol.

Couche 2 :

$$\varphi = 30^\circ, \delta = \frac{2}{3}\varphi = 20^\circ, \beta = 10^\circ, c_2 = 20 \text{ kN/m}^2, \lambda = 0, \gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{ay2}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu - \lambda)}{\cos\mu \cos^2\lambda \cos(\delta + \lambda + \mu) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \mu - \beta)}{\cos(\delta + \lambda + \mu)\cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

Remplaçant les variables avec ces valeurs on obtient :

$$K_{ay2}^E = \mathbf{0.371}$$

$$\mu = tg^{-1} \frac{K_h}{1 + K_v} = tg^{-1} \frac{0.0369}{1 + 0.01107} = 2.09$$

$$K_{aq}^E = K_{ay2}^E \cdot \frac{\cos^2\lambda}{\cos(\beta - \lambda)} (1 + K_v) = 0.381$$

$$K_{ac2}^E = K_{aq}^E \cdot \frac{1}{tg\varphi} = 0.660$$

$$\sigma_{a3}^E = k_{ay1}^E \cdot \gamma_1 \cdot h_1 (1 + k_v) - K_{ac1}^E \cdot c_1 - K_{ac2}^E \cdot c_2$$

$$h = 4.45 \Rightarrow \sigma_{a3}^E = 22.14 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{a3}^E = k_{ay1}^E \cdot \gamma_1 \cdot h_1 (1 + k_v) - K_{ac1}^E \cdot c_1 - K_{ac2}^E \cdot c_2 + k_{ay2}^E \cdot \gamma_2 \cdot h_2 (1 + k_v)$$

$$h = 7.15 \Rightarrow \sigma_{a4}^E = 41.38 \text{ kN/m}^2$$

➤ Cas de butée

Les coefficients de butée sismique pour le poids propre et la cohésion donnés par :

$$K_{p\gamma}^E = \frac{\cos^2(\varphi - \mu + \lambda)}{\cos\mu \cos^2\lambda \cos(\delta - \lambda + \mu) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \mu + \beta)}{\cos(\delta - \lambda + \mu)\cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

Remplaçant les variables avec ces valeurs on obtient :

$$k_{p\gamma}^E = \mathbf{6.00}$$

$$k_{pq}^E = k_{p\gamma}^E \cdot \frac{\cos^2\lambda}{\cos(\beta - \lambda)} (1 + k_v) = 6.06$$

$$k_{pc}^E = k_{pq}^E \cdot \frac{1}{tg\varphi}$$

Remplaçant les variables avec ces valeurs on obtient :

$$k_{pc}^E = 10.5$$

➤ Calcul des contraintes passives :

$$\sigma_p^E = k_{p\gamma}^E (1 + k_v) \gamma \cdot h + k_{pc}^E * c_2$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_p^E = 210 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 2 \text{ m} \Rightarrow \sigma_p^E = 440.52 \text{ kN/m}^2$$

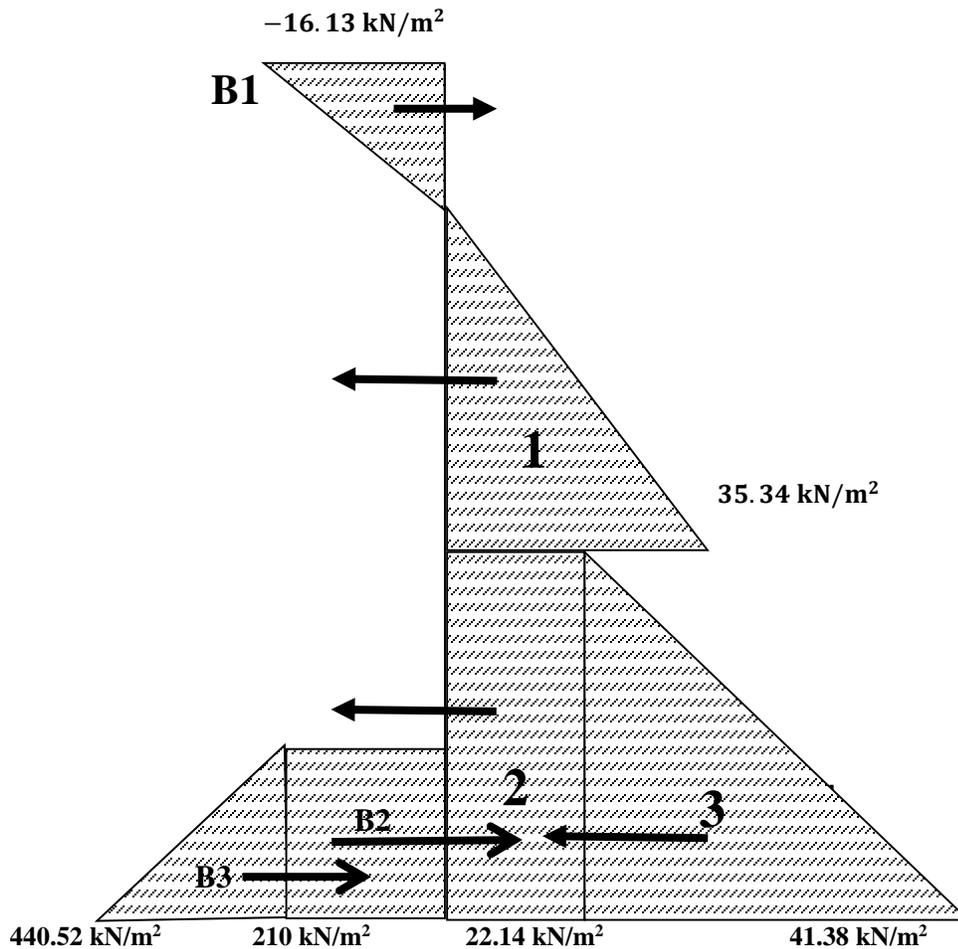


Figure IV.2. Diagramme des contraintes.

➤ Calcul des forces :

$$p_1^E = \frac{35.34 * 3.06}{2} = 54.07 \text{ kN/ml}$$

$$p_{1h}^E = p_1^E \cos(\delta) = 54.07 \cos(13.33) = 52.61 \text{ kN/ml}$$

$$p_{1v}^E = p_1^E \sin(\delta) = 54.07 \sin(13.33) = 12.47 \text{ kN/ml}$$

$$p_2^E = 22.14 * 2.7 = 59.78 \text{ kN/ml}$$

$$p_{2h}^E = p_2^E \cos(\delta) = 59.78 \cos(20) = 56.17 \text{ kN/ml}$$

$$p_{2v}^E = p_2^E \sin(\delta) = 59.78 \sin(20) = 20.45 \text{ kN/ml}$$

$$p_3^E = \frac{19.24 * 2.7}{2} = 25.97 \text{ kN/ml}$$

$$p_{3h}^E = p_3^E \cos(\delta) = 25.97 \cos(20) = 24.40 \text{ kN/ml}$$

$$p_{3v}^E = p_3^E \sin(\delta) = 25.97 \sin(20) = 8.88 \text{ kN/ml}$$

$$B_1^E = \frac{16.13 * 1.39}{2} = 11.21 \text{ kN/ml}$$

$$B_2^E = 210 * 2 = 420 \text{ kN/ml}$$

$$B_3^E = \frac{230.52 * 2}{2} = 230.52 \text{ kN/ml}$$

Diagramme	Force (kN/ml)	Horizontale	Vertical	Bras de levier(m)	Moment (kN.m)
1	54.07	52.61	12.47	h= 3.73 v=4	196.24 49.88
2	59.78	56.17	20.45	h= 1.35 v=4	75.83 81.8
3	25.97	24.40	8.88	h= 0.9 v=4	21.96 35.52
B1	11.21	/	/	h= 6.43	72.08
B2	420	/	/	h= 1	420
B3	230.52	/	/	h= 0.66	152.14

Tableau. IV.2. Récapitulation des résultats.

➤ **Le poids du mur :**

$$w_{t1h}^E = w_{t1} * k_h = 0.43 \text{ kN/ml} \quad x_{t1h} = 7 \text{ m} \quad M_{t1h} = 3.01 \text{ kN.m}$$

$$w_{t2h}^E = w_{t2} * k_h = 7.68 \text{ kN/ml} \quad x_{t2h} = 4.7 \text{ m} \quad M_{t2h} = 36.1 \text{ kN.m}$$

$$w_{t3h}^E = w_{t3} * k_h = 3.65 \text{ kN/ml} \quad x_{t3h} = 1.7 \text{ m} \quad M_{t3h} = 6.21 \text{ kN.m}$$

$w_{t4h}^E = w_{t4} * k_h = 0.02 \text{ kN/ml}$	$x_{t4h} = 1.13 \text{ m}$	$M_{t4h} = 0.023 \text{ kN.m}$
$w_{t5h}^E = w_{t5} * k_h = 0.64 \text{ kN/ml}$	$x_{t5h} = 1.35 \text{ m}$	$M_{t5h} = 0.86 \text{ kN.m}$
$w_{m1h}^E = w_{m1} * k_h = 1.77 \text{ kN/ml}$	$x_{m1h} = 4.7 \text{ m}$	$M_{m1h} = 8.32 \text{ kN.m}$
$w_{m2h}^E = w_{m2} * k_h = 0.89 \text{ kN/ml}$	$x_{m2h} = 1.7 \text{ m}$	$M_{m2h} = 1.51 \text{ kN.m}$
$w_{m3h}^E = w_{m3} * k_h = 0.53 \text{ kN/ml}$	$x_{m3h} = 2.7 \text{ m}$	$M_{m3h} = 1.43 \text{ kN.m}$
$w_{m4h}^E = w_{m4} * k_h = 2.48 \text{ kN/ml}$	$x_{m4h} = 0.35 \text{ m}$	$M_{m4h} = 0.87 \text{ kN.m}$
$w_{t1v}^E = w_{t1} * (1 + k_v) = 11.83 \text{ kN/ml}$		$M_{t1v} = 26.85 \text{ kN.m}$
$w_{t2v}^E = w_{t2} * (1 + k_v) = 210.30 \text{ kN/ml}$		$M_{t2v} = 567.81 \text{ kN.m}$
$w_{t3v}^E = w_{t3} * (1 + k_v) = 99.89 \text{ kN/ml}$		$M_{t3v} = 269.7 \text{ kN.m}$
$w_{t4v}^E = w_{t4} * (1 + k_v) = 0.50 \text{ kN/ml}$		$M_{t4v} = 0.365 \text{ kN.m}$
$w_{t5v}^E = w_{t5} * (1 + k_v) = 17.48 \text{ kN/ml}$		$M_{t5v} = 6.12 \text{ kN.m}$
$w_{m1v}^E = w_{m1} * (1 + k_v) = 48.53 \text{ kN/ml}$		$M_{m1v} = 55.81 \text{ kN.m}$
$w_{m2v}^E = w_{m2} * (1 + k_v) = 24.27 \text{ kN/ml}$		$M_{m2v} = 27.91 \text{ kN.m}$
$w_{m3v}^E = w_{m3} * (1 + k_v) = 14.56 \text{ kN/ml}$		$M_{m3v} = 12.08 \text{ kN.m}$
$w_{m4v}^E = w_{m4} * (1 + k_v) = 67.94 \text{ kN/ml}$		$M_{m4v} = 135.88 \text{ kN.m}$

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du glissement :**

$$f_g = \frac{p_p + (B * c + f_v)tg\delta_a}{p_{ah} + p_w} \geq 1.5$$

$$f_g = 5.96 \geq 1.5 \quad \text{Vérfiée.}$$

Donc : le mur est stable vis-à-vis du glissement.

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du renversement :**

$$f_R = \frac{\sum \text{moment stabilisants}}{\sum \text{moment moteurs}} \geq 1.5$$

$$f_R = 4.35 \geq 1.5 \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc : le mur est stable vis-à-vis du renversement.

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du poinçonnement :**

$$X = \frac{\Sigma M_{total}}{N}$$

$$M_{total} = M_{stabilisateur} - M_{remevement}$$

$$M_{stabilisateur} = 1269.73 \text{ kN.m}$$

$$M_{remevement} = 291.86 \text{ kN.m}$$

$$N = 537.1 \text{ kN}$$

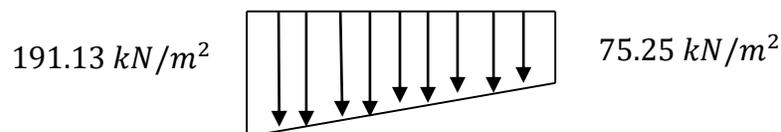
$$M_{total} = 1269.73 - 291.86 = 977.87 \text{ kN.m}$$

$$X = \frac{977.87}{537.1} = 1.71$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - X \right| = |2 - 1.71| = 0.29$$

$\frac{B}{6} = 0.66 > e = 0.29$ La répartition des contraintes sous la semelle du mur est trapézoïdale.

$$\sigma_{adm,sol} = 1438.94 \text{ kN/m}^2$$



$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6.e}{B} \right) = \frac{532.76}{4} \left(1 + \frac{6.0.29}{4} \right) = 191.13 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm,sol} = 1438.94 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6.e}{B} \right) = \frac{532.76}{4} \left(1 - \frac{6.0.29}{4} \right) = 75.25 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vérifiée.

Donc : le mur est stable vis-à-vis du poinçonnement.

➤ **Remarque :**

On fait les mêmes calculs pour $k_v = -0.01107$, on résumé les résultats comme suit :

$$f_g = 5.88 \geq 1.5 \quad \text{Vérfiée.}$$

Le mur est stable vis-à-vis du glissement.

$$f_R = 4.52 \geq 1.5 \quad \text{Vérfiée.}$$

Le mur est stable vis-à-vis du renversement.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{525.41}{4} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.16}{4} \right) = 162.88 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm,sol} = 1438.94 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{525.41}{4} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.16}{4} \right) = 99.83 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{array} \right.$$

Vérfiée.

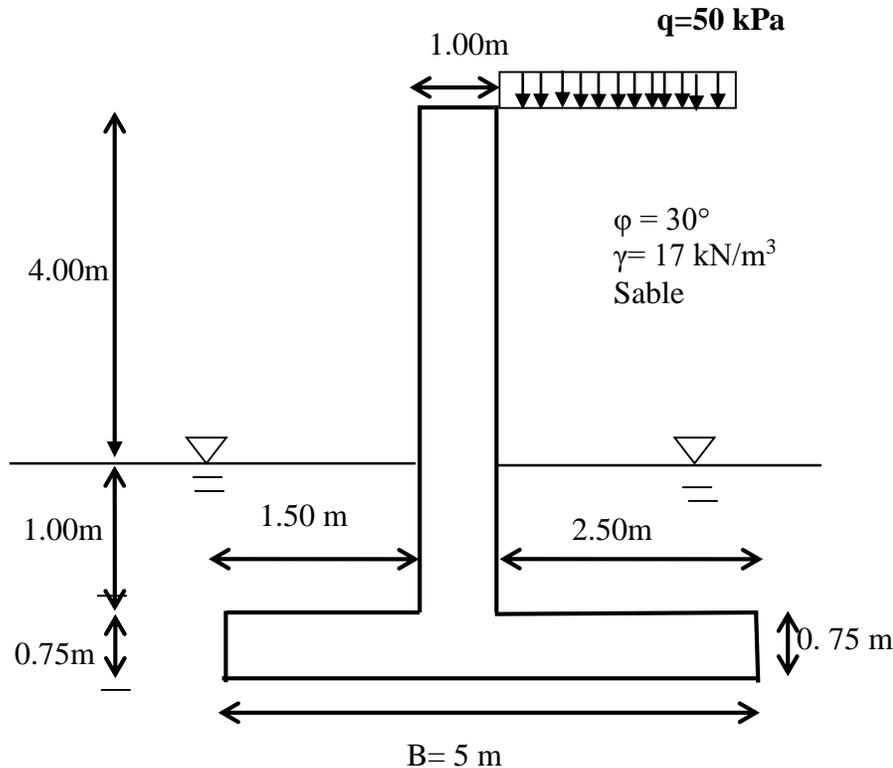
Le mur est stable vis-à-vis du poinçonnement.

k_v	f_g	f_R	σ_{max}	σ_{min}
0.01107	5.96	4.35	1438.94	75.25
-0.01107	5.88	4.52	1438.94	99.83

On remarque que les résultats sont très proche dans les deux cas de K_v .

IV.2. Exemple 2.

Les mêmes questions que le 1 exemple.

**IV.2.1. Étude statique de la stabilité du mur.**➤ **Cas statique :**

$$\varphi = 30^\circ, \gamma = 17 \text{ kN/m}^3, \delta = (2/3)\varphi = 20^\circ, \beta = 0, \lambda = 0, C = 0$$

En fait les calculs de la même manière que le 1 exemple, et donne les résultats sous forme d'un tableau :

$\varphi(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	$K_{a\gamma}$	K_{aq}	$K_{p\gamma}$
30	$(2/3)\varphi$	0.279	0.279	1.55

➤ **Le calcul des contraintes de poussée.**

$$\sigma_{ah1} = K_{a\gamma} * \gamma * h + K_{aq} * q$$

$$h = 0.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{ah1} = 13.95 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 4.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{ah2} = 32.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ah3} = K_{ay} * \gamma * h + K_{aq} * q + K_{ay} * \gamma'_e * h'$$

$$h = 5.75 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{ah3} = 36.43 \text{ kN/m}^2$$

➤ **La contrainte due à l'eau.**

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h' \quad \text{Donc} \quad \sigma_w = 9.81 * 1.75 = 17.17 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Le calcul des contraintes de butée.**

$$\sigma_{ph1} = K_{p\gamma} * \gamma'_e * h'$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{ph1} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$h' = 1.75 \Rightarrow \sigma_{ph2} = 19.50 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La contrainte due à l'eau.**

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h' \quad \text{donc} \quad \sigma_w = 9.81 * 1.75 = 17.17 \text{ KN/m}^2$$

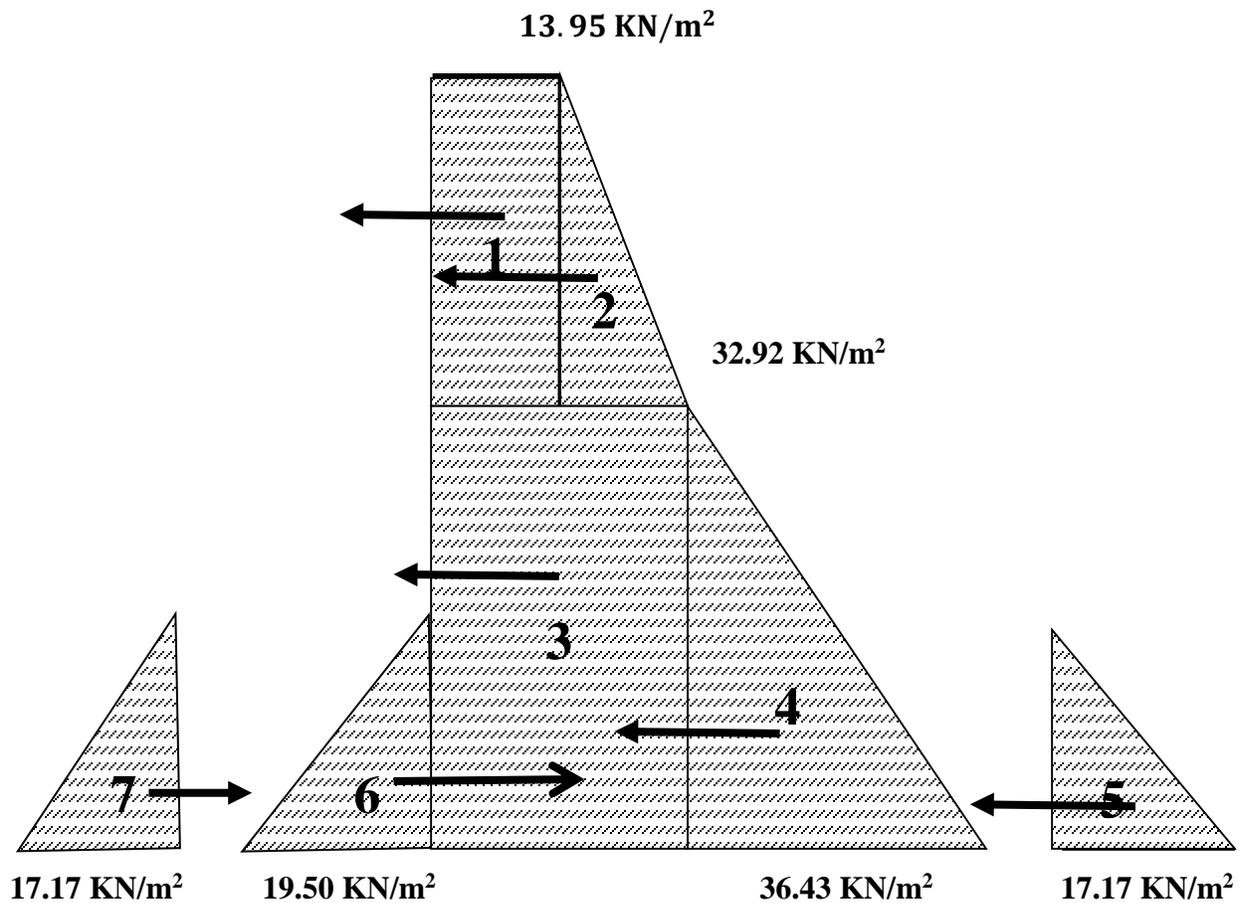


Figure IV.3. Diagramme des contraintes.

➤ **Calcul des forces.**

On résume les calculs des forces et leur bras de leviers et les moments sous forme d'un tableau :

Diagramme	Force(kN/ml)	Horizontale	vertical	Bras de levier	Moment
1	55.8	52.43	19.08	h= 3.75 v=5	196.61 95.4
2	37.94	35.65	12.98	h= 3.08 v=5	109.8 64.9
3	57.61	54.14	19.70	h= 0.875 v=5	47.37 98.5
4	3.07	2.88	1.05	h= 0.58 v=5	1.67 5.25
5	15.02	/	/	h= 0.58	8.71
6	17.06	16.03	5.83	h= 0.58 v= 0	9.3 0
7	15.02	/	/	h= 0.58	8.71
La surcharge	50		125	1.25	156.25

Tableau. IV.3. Récapitulation des résultats.

➤ **Calcul du poids du mur**

$$\begin{aligned}
 w_{m1} &= 5 * 1 * 24 = 120 \text{ kN/ml} & x_{m1} &= 2 \text{ m} & M_{m1} &= 240 \text{ kN.m} \\
 w_{m2} &= 5 * 0.75 * 24 = 90 \text{ kN/ml} & x_{m2} &= 2.5 \text{ m} & M_{m2} &= 225 \text{ kN.m} \\
 w_{t1} &= 4 * 2.5 * 17 = 170 \text{ kN/ml} & x_{t1} &= 3.75 \text{ m} & M_{t1} &= 637.5 \text{ kN.m} \\
 w_{t2} &= 2.5 * 1 * 7.19 = 17.98 \text{ kN/ml} & x_{t2} &= 3.75 \text{ m} & M_{t2} &= 67.42 \text{ kN.m} \\
 w_{t3} &= 1.5 * 1 * 7.19 = 10.79 \text{ kN/ml} & x_{t3} &= 0.75 \text{ m} & M_{t3} &= 8.09 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du glissement :**

$$f_g = \frac{p_p + (B * c + f_v)tg\delta_a}{p_{ah} + p_w} \geq 1.5$$

$$f_g = 1.6 \geq 1.5 \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc : Le mur est stable vis-à-vis du glissement.

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du renversement :**

$$f_R = \frac{\sum \text{moment stabilisants}}{\sum \text{moment moteurs}} \geq 1.5$$

$$f_R = \frac{1598.31}{346.15} = 4.62 \geq 1.5$$

$$f_R = 4.62 \geq 1.5 \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc : Le mur est stable vis-à-vis du renversement.

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du poinçonnement :**

$$X = \frac{\sum M_{total}}{N}$$

$$M_{total} = M_{stabilisateur} - M_{remevement}$$

$$M_{stabilisateur} = 1598.31 \text{ kN.m}$$

$$M_{remevement} = 346.15 \text{ kN.m}$$

$$N = 591.42 \text{ kN}$$

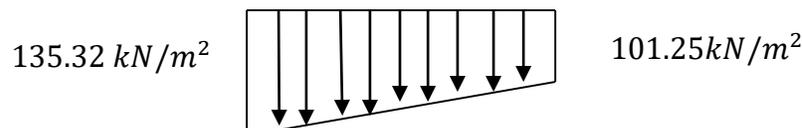
$$M_{total} = 1598.31 - 346.15 = 1252.16 \text{ kN.m}$$

$$X = \frac{1252.16}{591.42} = 2.12$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - X \right| = |2.5 - 2.12| = 0.38$$

$\frac{B}{6} = 0.83 > e = 0.38$ La répartition des contraintes sous la semelle du mur est trapézoïdale.

$$\sigma_{adm,sol} = 623.42 \text{ kN/m}^2$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{591.42}{5} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.12}{5} \right) = 135.32 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm,sol} = 623.42 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{591.42}{5} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.12}{5} \right) = 101.25 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{array} \right.$$

Vérifiée.

Donc : Le mur est stable vis-à-vis du poinçonnement.

IV.2.2. Étude dynamique de la stabilité du mur.

IV.2.2.1. Méthode de Mononobe-okbe.

➤ Coefficient sismique de calcul

Le même classement que l'exemple 1.

$a_g = A = 0.20$ → Coefficient d'accélération de la zone (II a).

On a :

$$\alpha = \frac{a_g}{g} = \frac{0.2}{9.81} = 0.020$$

Zone de séismicité 2.

Donc : $k_h = \frac{a_g \cdot S}{g \cdot r}$

$$k_v = \pm 0.3 * K_h$$

Pour notre cas : $c=0$ (la cohésion = 0) → argile molle c.-à-d. Selon l'Eurocode 8 on classe le sol en classe E → c.-à-d. $S=1.8$.

r → paramètre ou coefficient sismique en fonction de type d'ouvrage de soutènement :

$r=1$ → Mur en béton armé

Donc : $k_h = \frac{a_g \cdot S}{g \cdot r} = \frac{0.20 \cdot 1.8}{9.81 \cdot 1} = 0.0369$

$$k_v = \pm 0.30 * 0.0369 = \pm 0.01107$$

Pour notre cas : $\beta=0$ $\lambda=0$; $\delta = \frac{2}{3} \varphi$

D'une manière analogue au cas statique, la force sismique

$$F = F_{Ay}^E + F_{Aq}^E + F_{Ac}^E$$

Les coefficients de poussée sismique pour le poids propre, la surcharge et la cohésion sont donnés sous forme d'un tableau par :

Avec : $\varphi = 30^\circ$, $\delta = \frac{2}{3}\varphi = 20^\circ$, $\beta = 0$.

k_v	μ	$\varphi(^\circ)$	$\delta(^\circ)$	$K_{a\gamma}^E$	K_{aq}^E	$k_{p\gamma}^E$	k_{pq}^E
+0.01107	2.09	30	$(2/3)\varphi$	0.32	0.32	6.00	6.06

➤ **Calcul des contraintes actives.**

$$\sigma_a^E = k_{a\gamma}^E \cdot \gamma (1 + k_v) \cdot h + k_{aq}^E \cdot q$$

$$h=0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{a1}^E = 16 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4.00 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{a2}^E = 38.00 \text{ kN/m}^2$$

$$h=5.75 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{a3}^E = k_{a\gamma}^E \cdot \gamma \cdot h(1 + k_v) + k_{aq}^E \cdot q + k_{a\gamma}^E \cdot \gamma_e' \cdot h' (1 + k_v)$$

$$\text{Avec : } \gamma_e' = 17 - 9.81 = 7.19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{a3}^E = 38 + 4.07 = 42.07 \text{ kN/m}^2$$

➤ **La contrainte due à l'eau.**

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h', \quad \sigma_w = 9.81 * 1.75 = 17.17 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Calcul des contraintes passives :**

$$\sigma_p^E = k_{p\gamma}^E (1 + k_v) \gamma_e' \cdot h'$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_p^E = 0$$

$$h' = 1.75 \text{ m} \Rightarrow \sigma_p^E = 76.33 \text{ kN/m}^2$$

➤ **La contrainte due à l'eau.**

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot h'$$

$$\sigma_w = 9.81 * 1.75 = 17.17 \text{ kN/m}^2$$

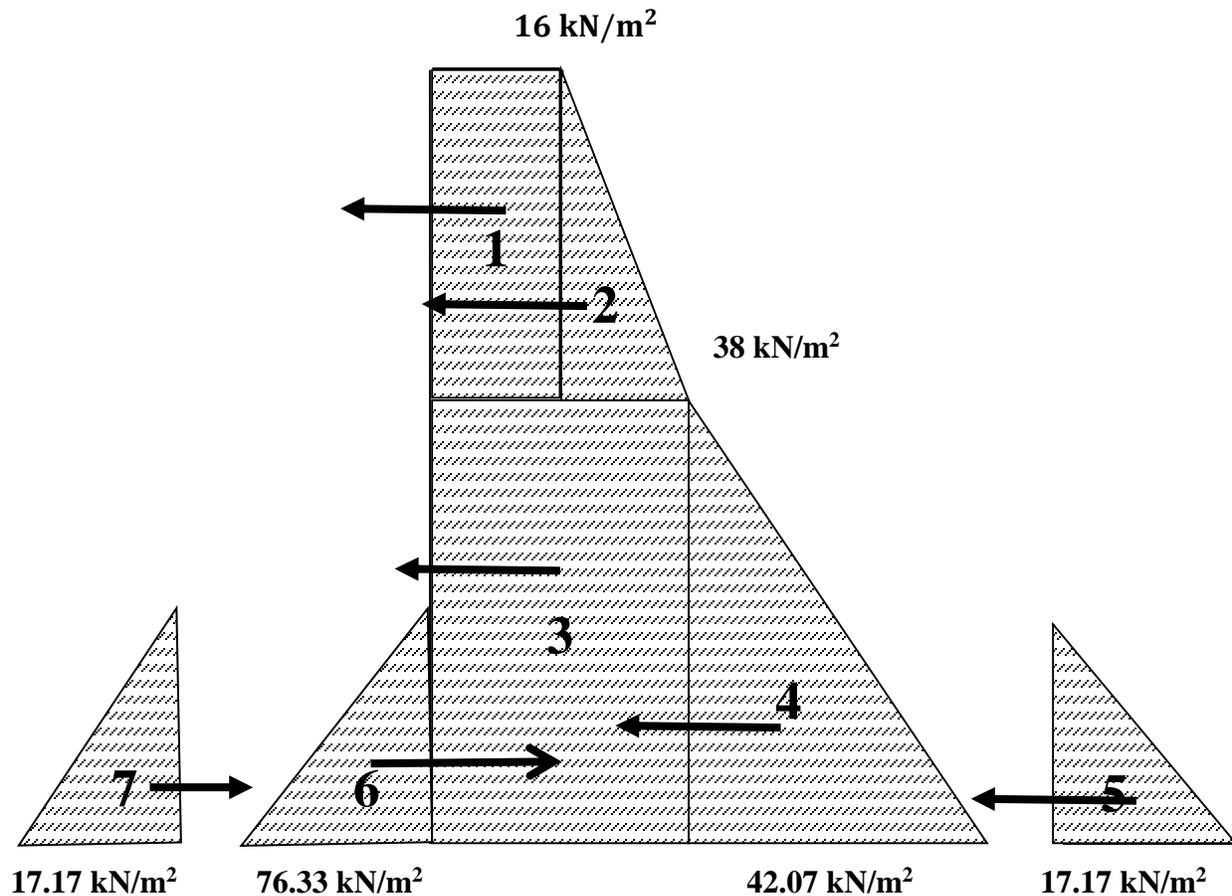


Figure IV.4. Diagramme des contraintes.

➤ **Calcul des forces.**

On résume les calculs des forces et leur bras de leviers et les moments sous forme d'un tableau :

Diagramme	Force (kN/ml)	Horizontale (kN/ml)	Vertical (kN/ml)	Bras de levier(m)	Moment (kN.m)
1	64	60.14	21.89	h=3.75 v=5	225.53 109.45
2	44.00	41.35	15.05	h= 3.08 v=5	127.36 75.25
3	66.50	62.49	22.74	h= 0.875 v=5	54.68 113.75
4	3.56	3.35	1.22	h= 0.58 v=5	1.94 6.1
5	15.02	/	/	h= 0.58	8.71
6	66.79	62.76	22.84	h= 0.58 v= 0	36.40 0

7	15.02	/	/	h=0.58	8.71
surcharge	50		125	1.25	156.25

Tableau. IV.4. Récapitulation des résultats.

➤ **Poids du mur**

$$w_{t1h}^E = w_{t1} * k_h = 6.27 \text{ kN/ml} \quad x_{t1h} = 3.75 \text{ m} \quad M_{t1h} = 23.51 \text{ kN.m}$$

$$w_{t2h}^E = w_{t2} * k_h = 0.66 \text{ kN/ml} \quad x_{t2h} = 1.25 \text{ m} \quad M_{t2h} = 0.83 \text{ kN.m}$$

$$w_{t3h}^E = w_{t3} * k_h = 0.40 \text{ kN/ml} \quad x_{t3h} = 1.25 \text{ m} \quad M_{t3h} = 0.50 \text{ kN.m}$$

$$w_{m1h}^E = w_{m1} * k_h = 4.43 \text{ kN/ml} \quad x_{m1h} = 3.25 \text{ m} \quad M_{m1h} = 14.4 \text{ kN.m}$$

$$w_{m2h}^E = w_{m2} * k_h = 3.32 \text{ kN/ml} \quad x_{m2h} = 0.375 \text{ m} \quad M_{m2h} = 1.25 \text{ kN.m}$$

$$q_h^E = q * k_h = 4.61 \text{ kN/ml} \quad x_{qh} = 5.75 \text{ m} \quad M_{qh} = 26.51 \text{ kN.m}$$

$$w_{t1v}^E = w_{t1} * (1 + k_v) = 171.88 \text{ kN/ml} \quad x_{t1v} = 3.75 \text{ m} \quad M_{t1v} = 644.55 \text{ kN.m}$$

$$w_{t2v}^E = w_{t2} * (1 + k_v) = 18.18 \text{ kN/ml} \quad x_{t2v} = 3.75 \text{ m} \quad M_{t2v} = 68.18 \text{ kN.m}$$

$$w_{t3v}^E = w_{t3} * (1 + k_v) = 10.91 \text{ kN/ml} \quad x_{t3v} = 0.75 \text{ m} \quad M_{t3v} = 8.18 \text{ kN.m}$$

$$w_{m1v}^E = w_{m1} * (1 + k_v) = 121.33 \text{ kN/ml} \quad x_{m1v} = 2 \text{ m} \quad M_{m1v} = 242.66 \text{ kN.m}$$

$$w_{m2v}^E = w_{m2} * (1 + k_v) = 91.00 \text{ kN/ml} \quad x_{m2v} = 2.5 \text{ m} \quad M_{m2v} = 227.5 \text{ kN.m}$$

$$q_v^E = q * (1 + k_v) = 126.38 \text{ kN/ml} \quad x_{qv} = 3.75 \text{ m} \quad M_{qv} = 473.93 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du glissement :**

$$f_g = \frac{p_p + (B * c + f_v)tg\delta_a}{p_{ah} + p_w} \geq 1.5$$

$$f_g = \frac{289.67}{187.02} = 1.55$$

$$f_g = 1.55 \geq 1.5 \quad \text{Vérfiée.}$$

Donc : Le mur est stable vis-à-vis du glissement.

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du renversement :**

$$f_R = \frac{\sum \text{moment stabilisants}}{\sum \text{moment moteurs}} \geq 1.5$$

$$f_R = \frac{1959.55}{440.11} = 4.45 \geq 1.5 \quad \text{Vérifiée.}$$

Donc : Le mur est stable vis-à-vis du renversement.

➤ **Vérification de la stabilité du mur vis à vis du poinçonnement :**

$$X = \frac{\sum M_{total}}{N}$$

$$M_{total} = M_{stabilisateur} - M_{remevement}$$

$$M_{stabilisateur} = 1959.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{remevement} = 440.11 \text{ kN.m}$$

$$N = 623.42 \text{ kN}$$

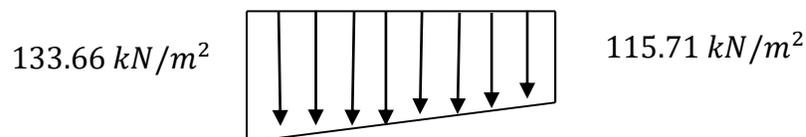
$$M_{total} = 1959.55 - 440.11 = 1519.44 \text{ kN.m}$$

$$X = \frac{1519.44}{623.42} = 2.44$$

$$e = \left| \frac{B}{2} - X \right| = |2.5 - 2.44| = 0.06$$

$\frac{B}{6} = 0.83 > e = 0.06$ La répartition des contraintes sous la semelle du mur est trapézoïdale.

$$\sigma_{adm,sol} = 674.85 \text{ kN/m}^2$$



$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6.e}{B} \right) = \frac{623.42}{5} \left(1 + \frac{6.0.06}{5} \right) = 133.66 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{adm,sol} = 674.85 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{6.e}{B} \right) = \frac{623.42}{5} \left(1 - \frac{6.0.06}{5} \right) = 115.71 \text{ kN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

Vérifiée.

Donc : Le mur est stable vis-à-vis du poinçonnement.

IV.3. Conclusion.

L'utilisation de la méthode pseudo statique de Mononob-Okab est facile par rapport aux autres méthodes de calcul dynamique des pressions passives et actives pour vérifier la stabilité d'un mur de soutènement contre le renversement, le glissement et le poinçonnement.

La stabilité des murs de soutènement vis-à-vis le glissement, le renversement et le poinçonnement constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en génie civil, et dépend de la bonne estimation donc le bon calcul des pressions des terres et des forces qui agissent sur le mur cas statique et dynamique.

Le calcul manuel d'un mur de soutènement vis-à-vis le glissement, le renversement et le poinçonnement est un calcul très compliqué et long, surtout lorsqu'il y a plusieurs paramètres qui est en jeux tel que l'inclinaison du terrain, l'inclinaison du mur et la rugosité du mur, donc pour rendre le calcul simple il faut utiliser un logiciel de calcul.

Chapitre V

Stabilité d'un mur de soutènement cantilever par Géo 5.

On va vérifier à l'aide du logiciel GEO 5 la stabilité d'un mur de soutènement cantilever vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement par différentes théories qui sont utilisées le calcul des pressions des terres exercés devant et derrière un mur de soutènement tel que Rankine, coulomb et Muller, Caquot.

V.1. Exemple 1.

On va analyser la stabilité des deux murs de soutènement étudié dans le chapitre 04 avec le programme de stabilité (settings check) ; Dans GEO 5, en suivant les étapes suivantes :

➤ Nomination du projet « Project »

La boîte de dialogue « Project » elle permet d'introduire le nom du projet et le système d'unité.

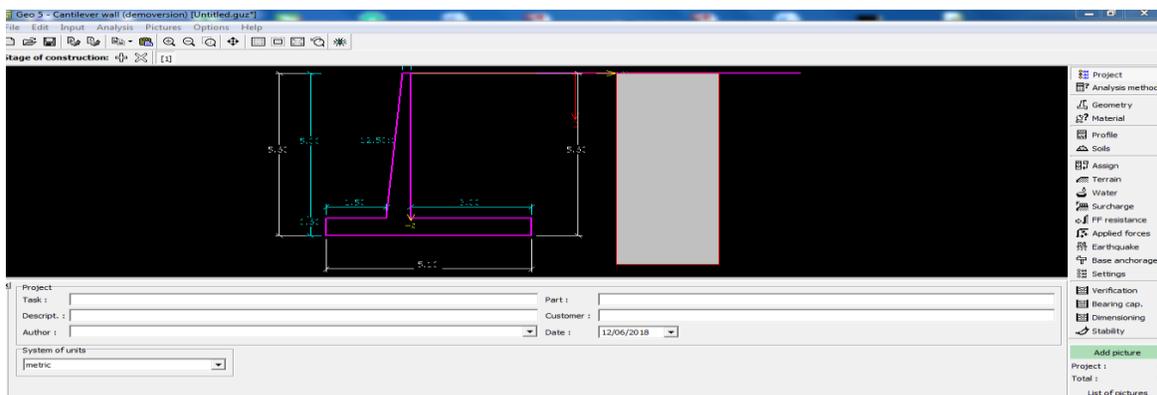


Figure V.I. La boîte de dialogue "project"

➤ Méthode d'analyse « analysis methods »

Le boîte de dialogue méthodes d'analyse sert à définir les normes ou les méthodes qui sont utilisées pour effectuer l'analyse. Elle sert également à sélectionner le type qui d'analyse pour le calcul des pressions des terres et le séisme (Rankine coulomb Muller Caquot).

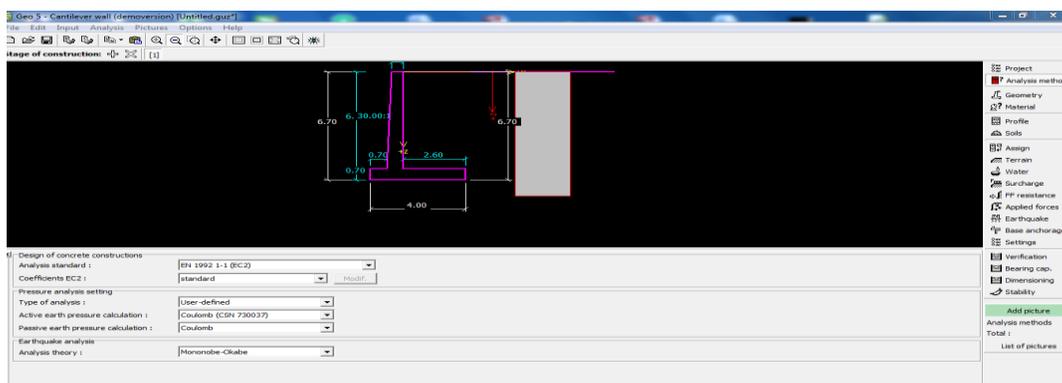


Figure V.2. La boîte de dialogue "Méthodes d'analyse"

➤ Introduction de la forme de terrain « Geometry »

La boîte de dialogue « terrain » permet de préciser l'inclinaison du terrain. La forme choisie avec le signe Graphique. La forme terrain peut être validée soit dans la boîte de dialogue par l'insertion des valeurs de saisie. La dernière option à choisir est une forme générale d'un terrain. Dans ce cas, le terrain contient un tableau avec liste de points de terrain.

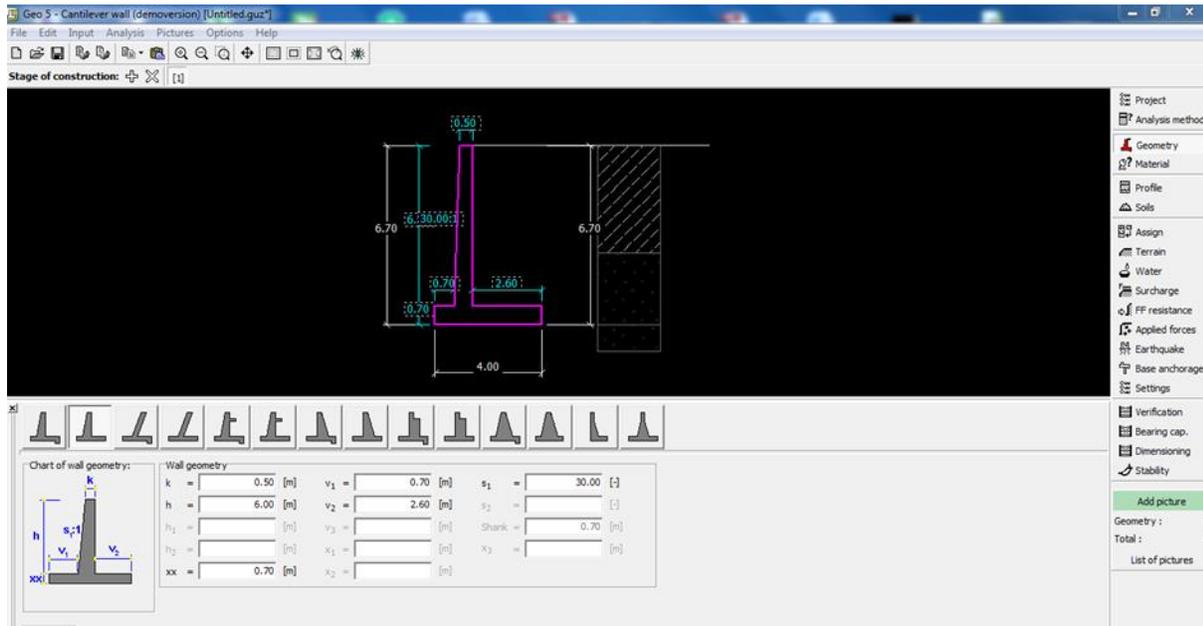


Figure V.3. La boîte de dialogue "Geometry"

➤ Définition du profil.

La boîte de dialogue profil de fixer les différentes couches constituant le profil du terrain.

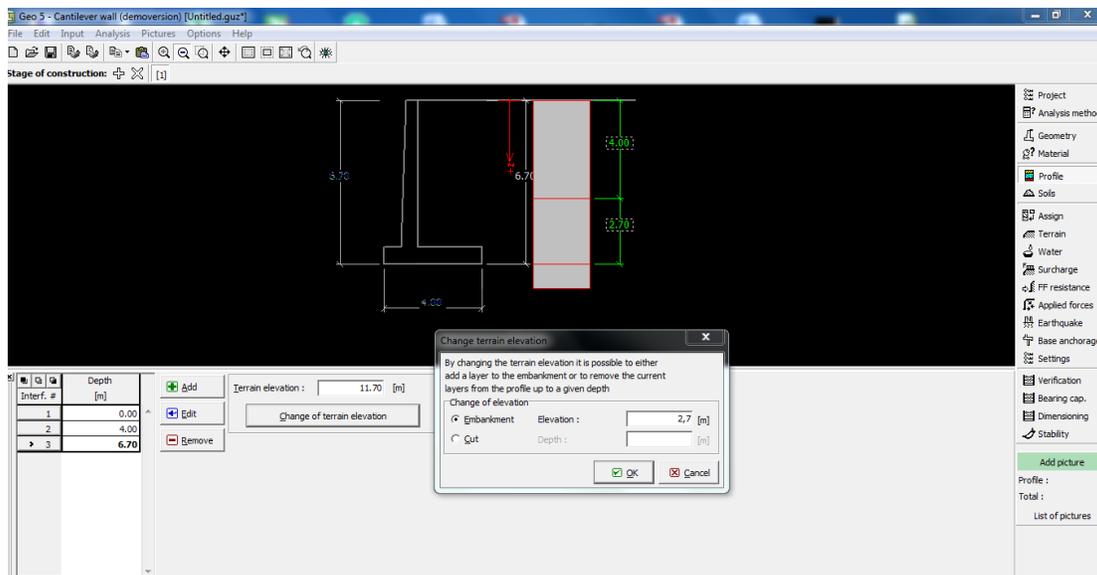


Figure V.4. La boîte de dialogue "profil"

➤ **Introduction des paramètres des différents sols.**

La boîte de dialogue soil contient un permet la saisie des paramètres des sols à introduire ajout (édition) d'un sol est effectué par la boîte de dialogue "Add (édit) du sol".

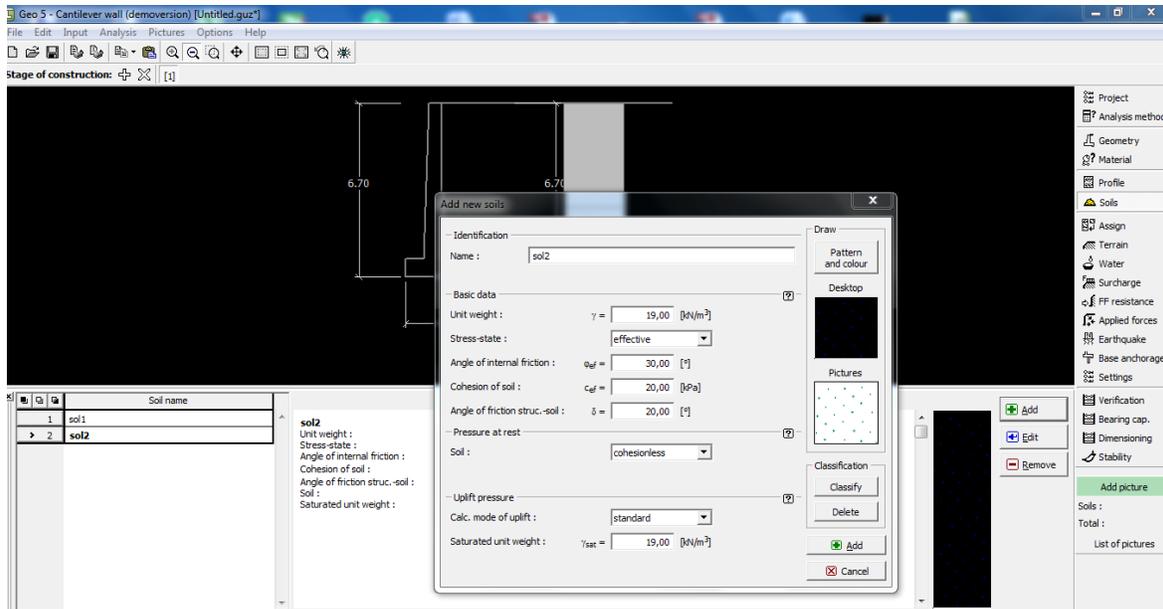


Figure V.5. La boîte de dialogue "sols"

➤ **Attribuer le type de sol dans une couche du profil.**

La boîte de dialogue « Assign » contient une liste de couches des sols et profil associés. La liste des sols est représentée graphiquement en utilisant les boutons dans la barre au-dessus de la table, ou est accessible à partir d'une liste déroulante pour chaque couche du profil.

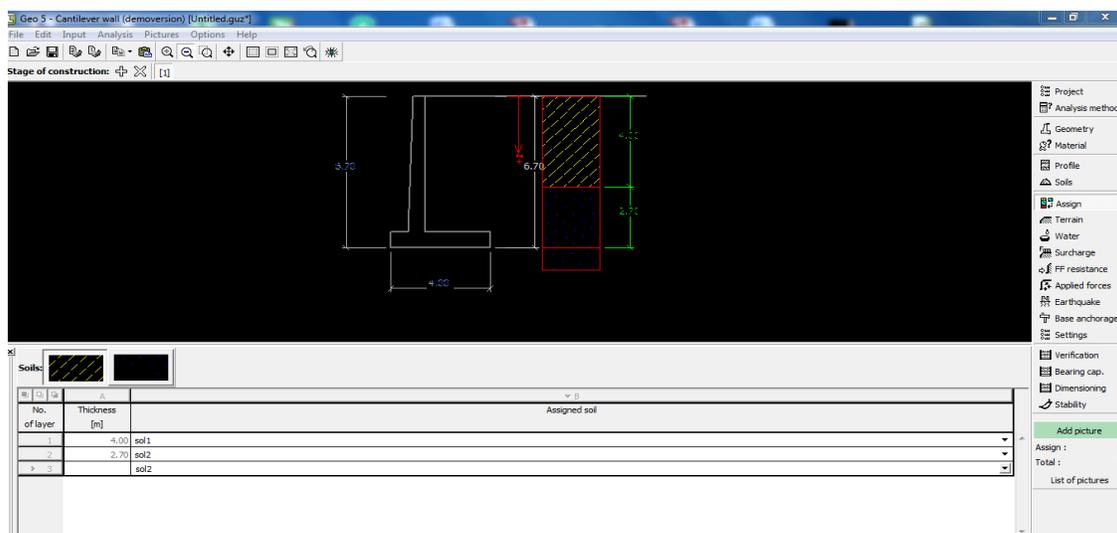


Figure V.6. La boîte de dialogue "Assign"

➤ **Introduction de la forme de terrain.**

La boîte de dialogue « terrain » permet de préciser la forme de terrain. La forme choisie avec le signe Graphique. La forme terrain peut être validée soit dans la boîte de dialogue par l'insertion des valeurs de saisie. La dernière option à choisir est une forme générale d'un terrain. Dans ce cas, le terrain contient un tableau avec liste de points de terrain.

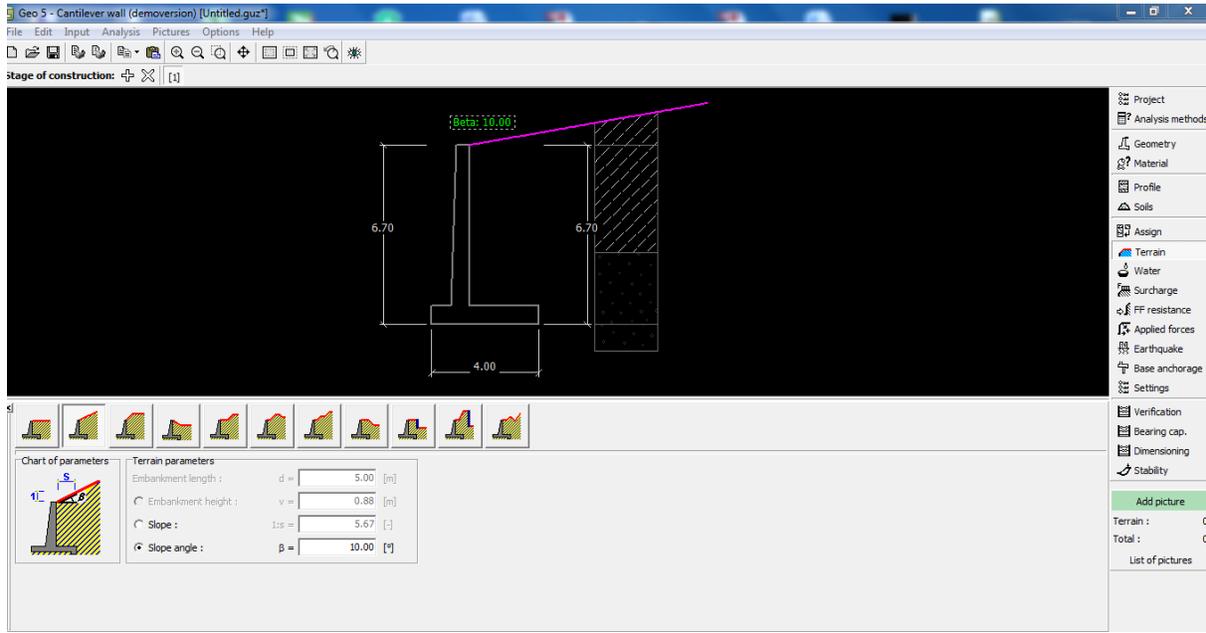


Figure V.7. La boîte de dialogue "Terrain"

➤ **Résultats de calcul.**

Après l'introduction de tous les paramètres de calcul dans le logiciel GEO 5, on peut vérifier la stabilisation du mur, la vérification complète du mur vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement en condition dynamique sont donnés sous la forme suivant :

➤ **Stabilisation vis-à-vis le renversement :**

Moment résistant $M_{res} = 1092.59 \text{ kN.m}$

Moment de renversement = 466.35 kN.m

Facteur de sécurité = $2.34 > 1.5$ **Vérifiée** **Mur stable.**

➤ **Stabilisation vis-à-vis le glissement :**

Résistance des forces horizontales : $H_{re} = 326.13 \text{ kN/m}$

Force horizontale active = 151.38 kN/m

Facteur de sécurité = 2.15 > 1.5 **Vérifiée** **Mur stable.**

➤ **Stabilisation vis-à-vis le poinçonnement :**

Somme des moments : $M = 320.12 \text{ kN.m}$

Force normale : $N = 473.18 \text{ kN}$

Force de cisaillement : $Q = 151.38 \text{ kN/m}$

➤ **Capacité portante du de fondation.**

Forces agissant au centre de la semelle.

Num ber	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	320.12	473.18	151.38	0.68	178.77

➤ **Vérification de l'excentricité :**

Excentricité des forces normales : $e = 676.5 \text{ mm}$

Excentricité maximale admissible : $e_{adm} = 1320.0 \text{ mm}$

Condition vérifiée

➤ **Vérification de la capacité portante inférieure**

Contrainte max au pied de la semelle : $\sigma = 178.77 \text{ kPa}$

Capacité portante de sol de fondation $R_d = 1440.00 \text{ kPa}$

Facteur de sécurité = 8.06 > 1.5 **Vérifiée** **Mur stable.**

Donc la capacité portante de sol est vérifiée.

V.2. Exemple 2.

De la même manière que l'exemple 1 on va analyser à l'aide du logiciel GEO 5 la stabilité du mur de soutènement cantilever vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement. En suivant les suivantes :

➤ Nomination du projet "Project".

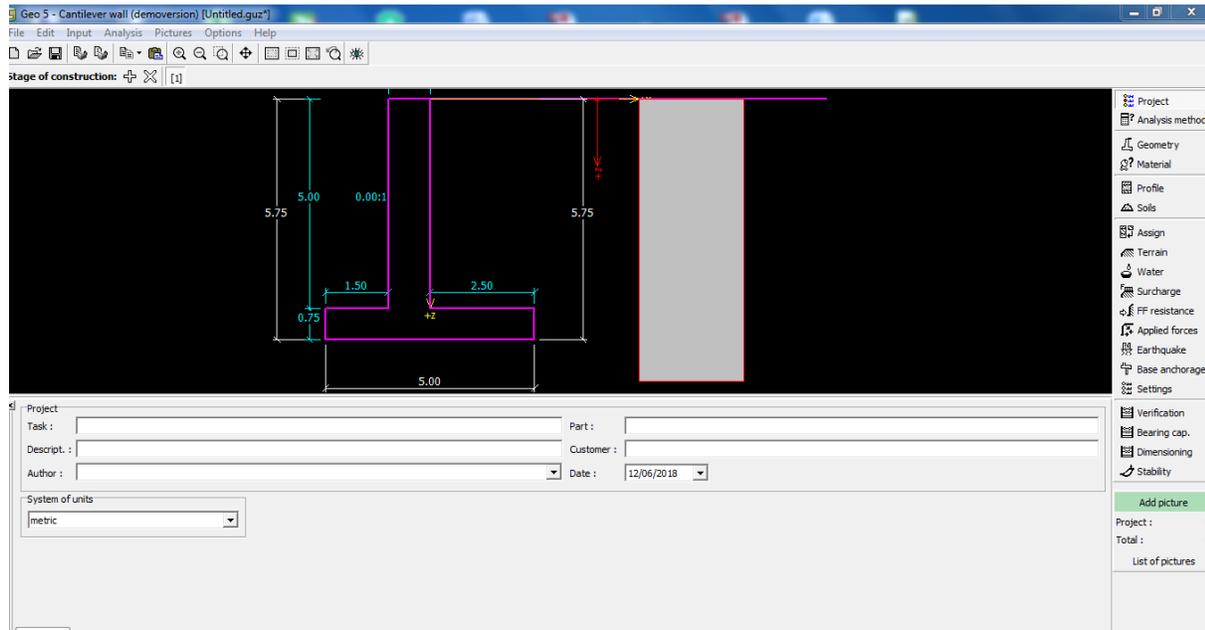


Figure V.8. La boîte de dialogue "Project"

➤ Méthode d'analyse (analysis methods).

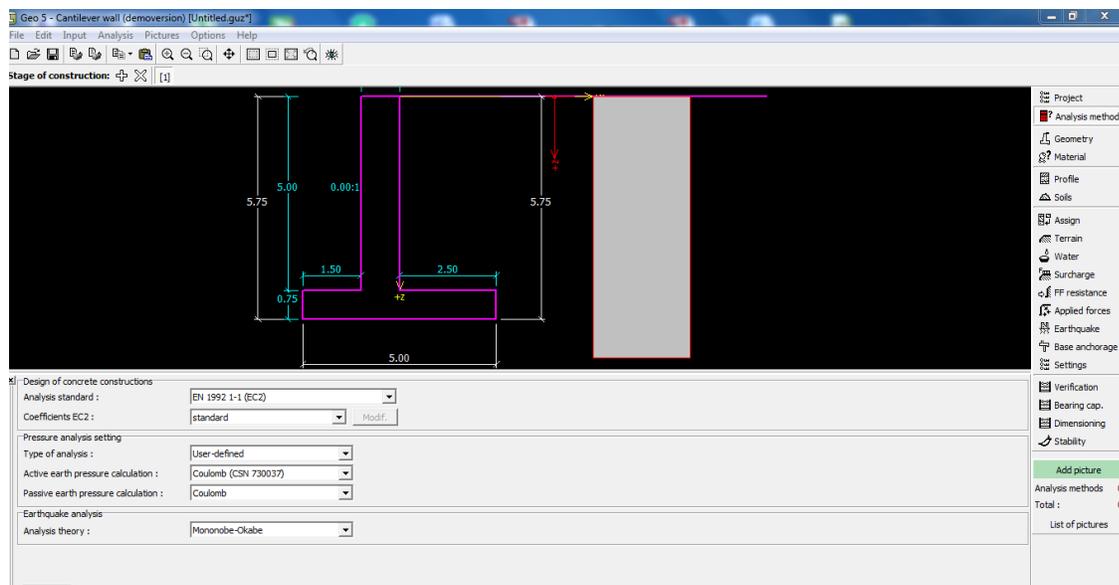


Figure V.9. La boîte de dialogue "Methods d'analysis"

➤ Introduction de la forme de terrain « Géométrie ».

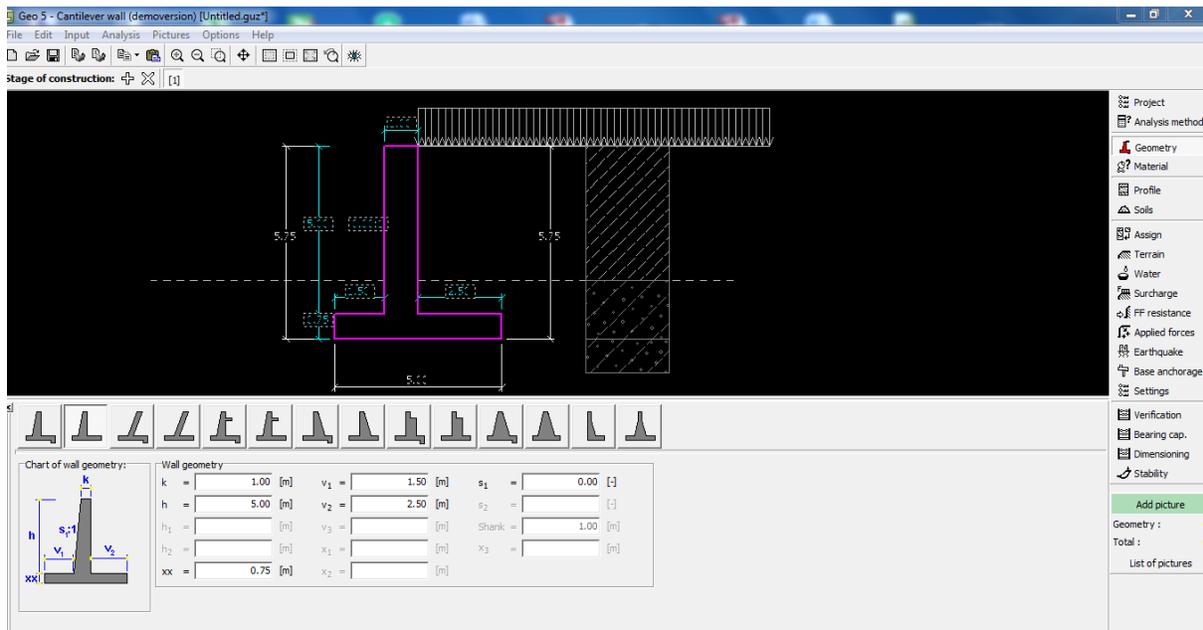


Figure V.10. La boîte de dialogue "Géométrie"

➤ Définition du profil.

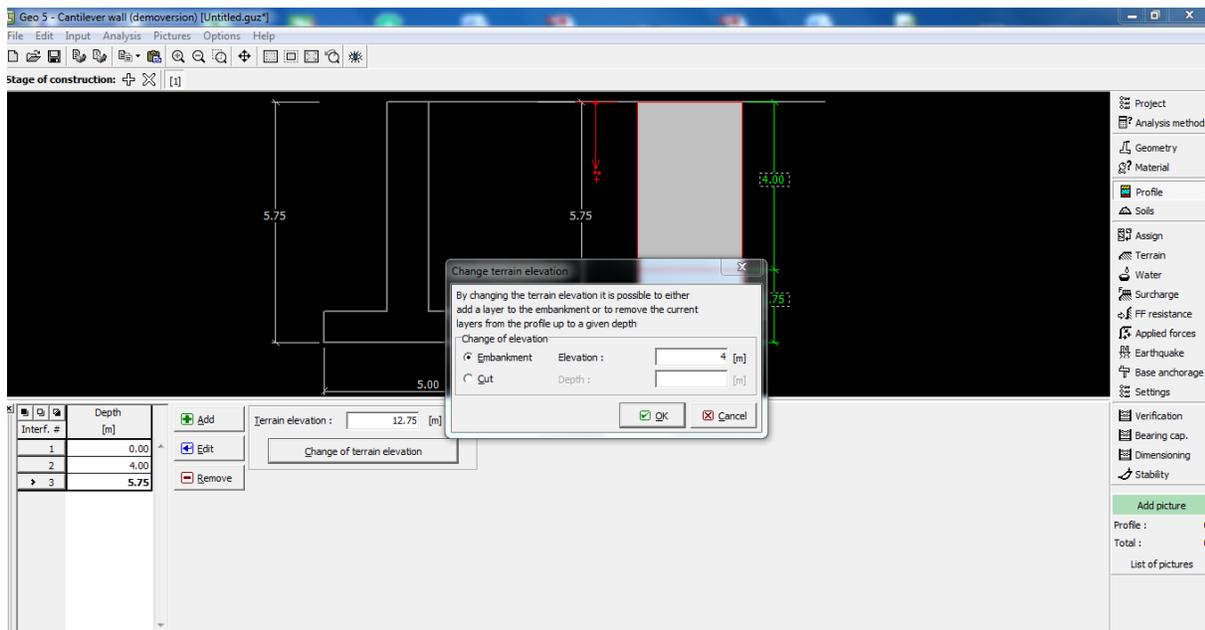


Figure V.11. La boîte de dialogue "Profil"

➤ Introduction des paramètres des différents sols « SOIL ».

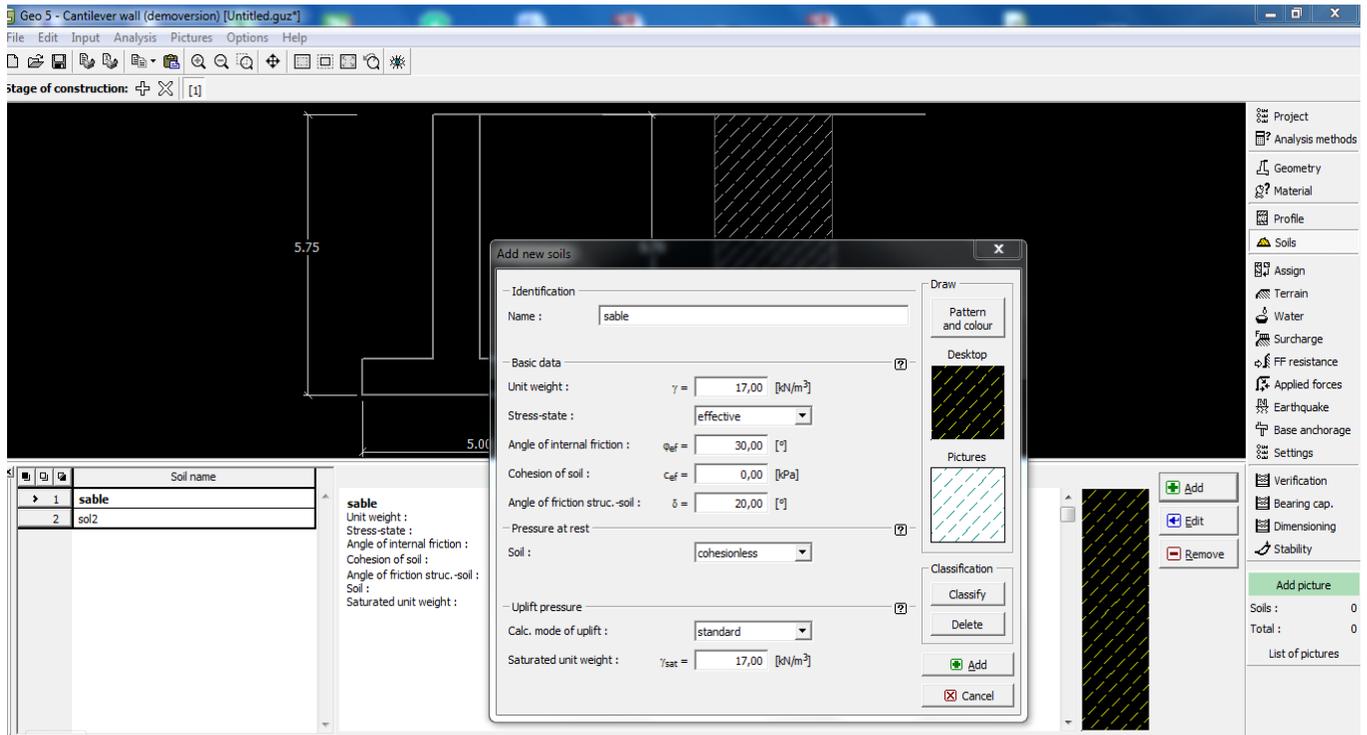


Figure V.12. La boîte de dialogue "Soil"

➤ Attribuer le type du sol dans une couche du profil.

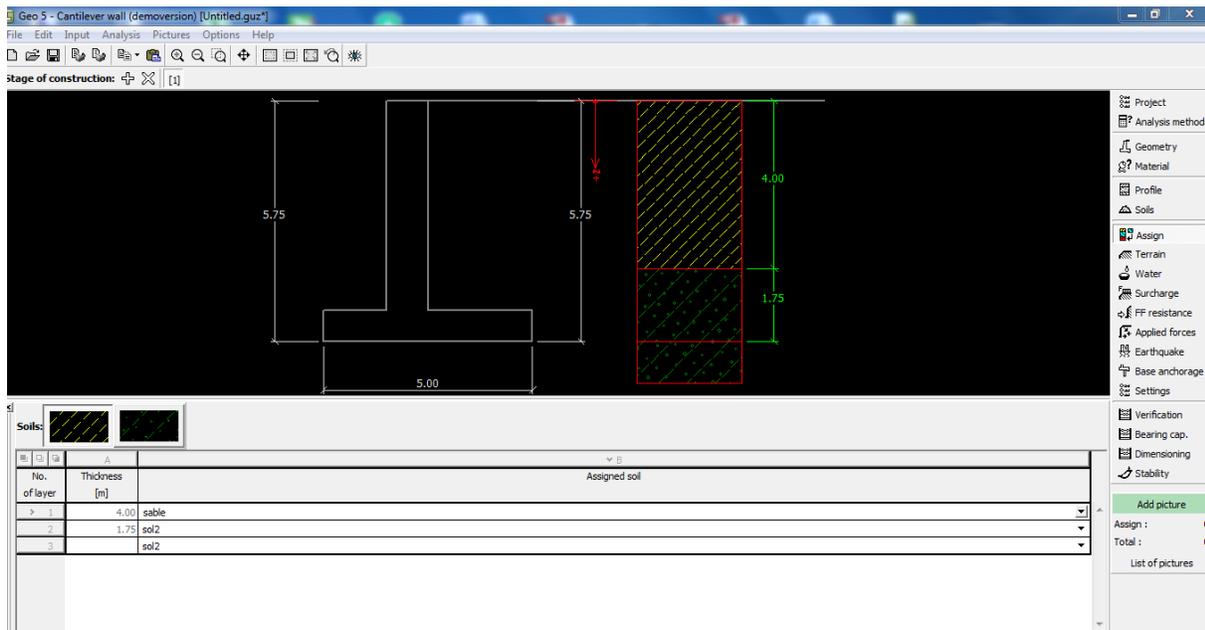


Figure V.13. La boîte de dialogue "Assing"

➤ Introduction de la surcharge.

La boîte de dialogue « surcharge » contient un tableau avec une liste des surcharges introduites. L'introduction de type de surcharge : linéaire, surfacique, ponctuel, sa magnitude sur la parie amont du profil.

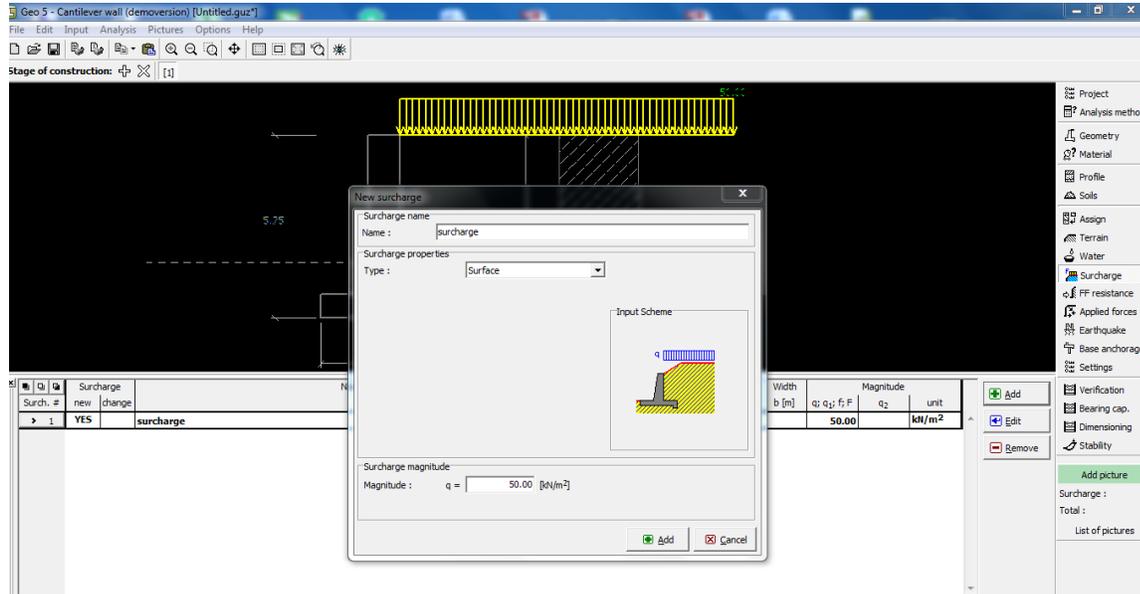


Figure V.14. La boîte de dialogue "Surcharge"

➤ Introduction de la forme de terrain.

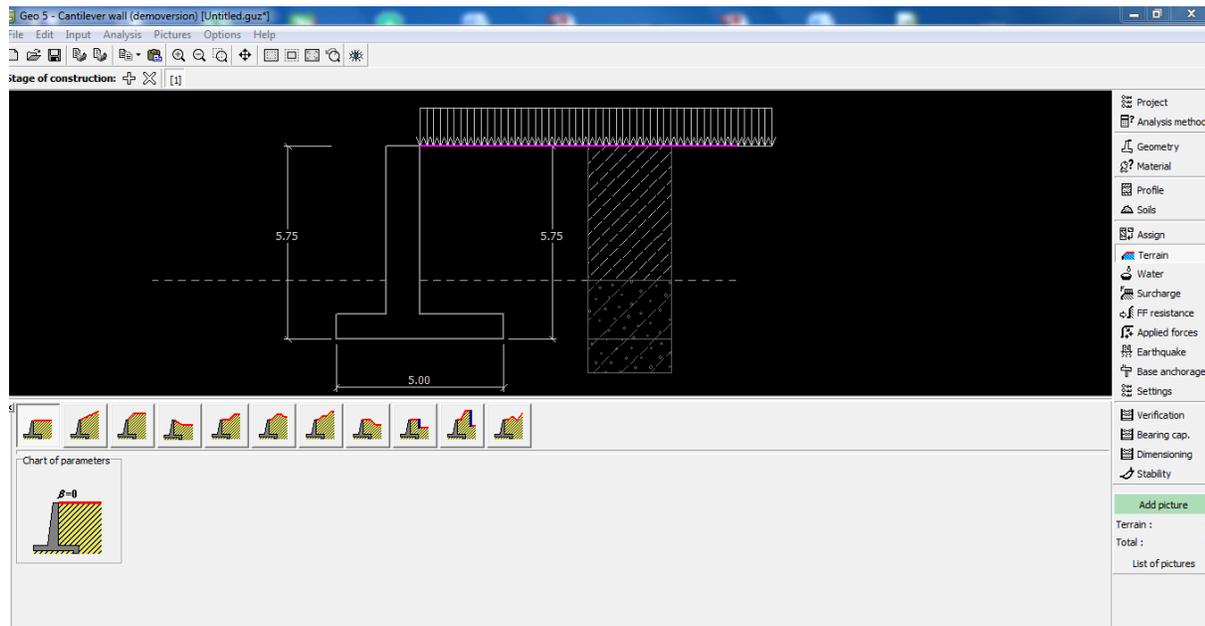


Figure V.15. La boîte de dialogue "Terrain"

➤ Introduction de la nappe d'eau « water ».

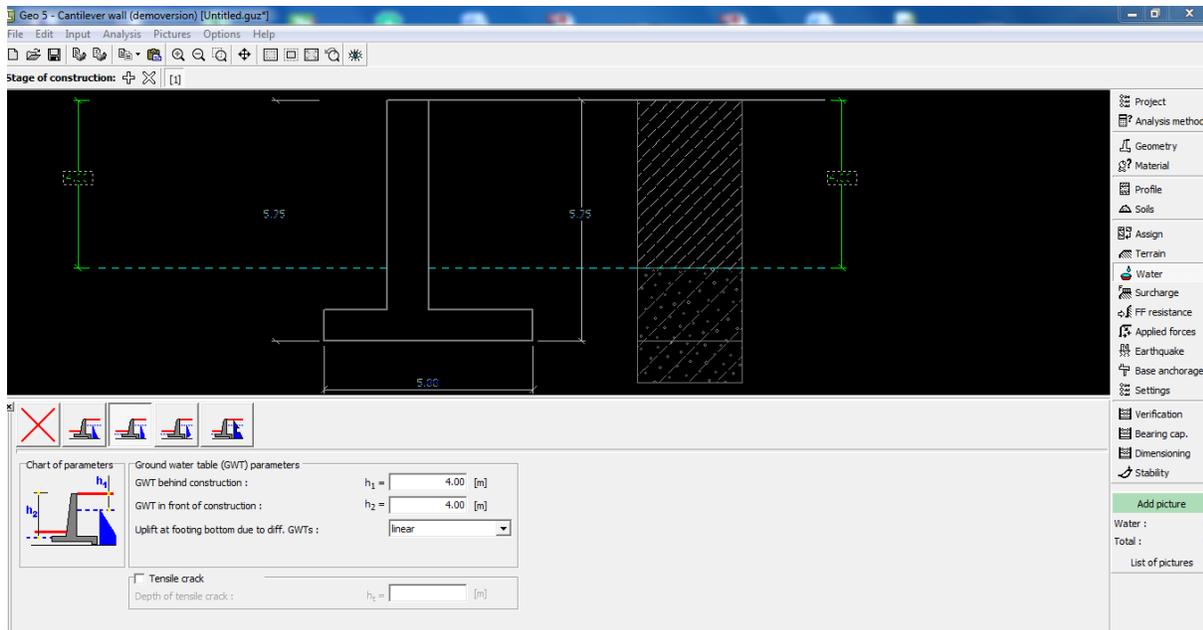


Figure V.16. La boîte de dialogue "Water"

➤ Résultats de calcul.

Après l'introduction de tous les paramètres de calcul dans le logiciel GEO 5, on peut vérifier la stabilisation du mur, la vérification complète du mur vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement en condition dynamique sont donnés sous la forme suivant :

➤ Stabilisation vis-à-vis le renversement :

Moment résistant $M_{res} = 1600.39 \text{ kN.m}$

Moment de renversement = 469.44 kN.m

Facteur de sécurité = $3.41 > 1.5$ **Vérifiée** **Mur stable.**

➤ Stabilisation vis-à-vis le glissement :

Résistance des forces horizontales : $H_{re} = 284.92 \text{ kN/m}$

Force horizontale active = 182.74 kN/m

Facteur de sécurité= 1.56 > 1.5 **Vérifiée****Mur stable.**➤ **Stabilisation vis-à-vis le poinçonnement**Somme des moments : $M=102.79$ kN.mForce normale : $N=493.49$ kNForce de cisaillement : $Q=182.74$ kN/m➤ **Capacité portante du de fondation.**

Forces agissant au centre de la semelle.

Num ber	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Excentricité [m]	Stress [kPa]
1	102.79	493.49	182.74	0.21	107.67

➤ **Vérification de l'excentricité :**Excentricité des forces normales : $e = 208.30$ mmExcentricité maximale admissible : $e_{adm} = 1650.0$ mm**Condition vérifiée.**➤ **Vérification de la capacité portante inférieure.**Contrainte max au pied de la semelle : $\sigma = 107.67$ kPaCapacité portante de sol de fondation $R_d = 623.42$ kPaFacteur de sécurité = 5.79 > 1.5 **Vérifiée****Mur stable.****Donc la capacité portante de sol est vérifiée.**

V.3. Conclusion.

Le calcul de murs de soutènement est très pénible et compliqué sur tout lorsque les nombres des paramètres d'influence sont très importante comme le rugosité, l'inclinaison du terrain et du mur soit en conditions statique et dynamique, et il faut une méthodologie de calcul et d'analyse de stabilité.

Vue l'importance des murs de soutènement dans le domaine de la géotechnique au vue de leur fonction et leur coût par rapport aux autres ouvrages de stabilisation, leurs dimensionnement consiste à déterminer d'une part les éléments géométriques et structuraux afin qu'il soit stable sous l'action des sollicitations statique et dynamiques qui lui sont appliquées et notamment la poussée et la butée des terres qu'il retient, et d'autre part qu'elle soit stable vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement.

La modélisation en géotechnique ayant un objectif qui est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier ou complexe. La modélisation numérique à l'aide de GEO 5 est un outil robuste, facile et rapide pour vérifier la stabilité du mur vis-à-vis le renversement, le glissement et le poinçonnement soit statiquement ou dynamiquement.

Conclusions générale

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la recherche pour l'obtention d'un master génie civil, spécialité Géotechnique, et qui traite un problème très important dans le domaine de Génie civil et précisément le domaine de la géotechnique et qui est l'étude du comportement sismique d'un mur de soutènement et spécialement la vérification de leur stabilité vis-à-vis le renversement, le glissement et poinçonnement, et d'offrir de nouveaux outils pour le traitement de problèmes pertinents, orientés vers la nouvelle philosophie de conception des structures et des murs de soutènement plus stable vis-à-vis les conditions sismiques (surtout la liquéfaction).

Selon le travail présenté dans ce mémoire, nous pouvons dresser un bilan des points que nous avons établis et qui nous paraissent importants.

1. Nous n'aspions pas ici à tirer des leçons générales sur le calcul des murs de soutènement sous chargement sismiques, ni à déclarer qu'une des méthodes « est la bonne » soit manuelle ou par des codes de calcul par ordinateur.
2. Cette étude a présenté un recensement des méthodes d'évaluation des pressions passives et actives sur un mur de soutènement en conditions statique et dynamiques.
3. La bonne conception des murs de soutènement constitue un des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en génie civil. Ces murs sont généralement dimensionnés pour maintenir les remblais et les surcharges dans le cas statique et même s'il existe une sollicitation sismique ; Pour cette raison le choix d'un mur gravitaire en béton offre la possibilité de résister facilement contre le mouvement du sol dans le cas statique, comme il est un obstacle rigide contre les charges sismiques ;
4. Les murs de soutènement ne doivent pas être réalisés à la légère : les contraintes qui s'exercent sur les murs de soutènement sont très importantes, et tout particulièrement lorsqu'il s'agit de retenir du remblai sous sollicitation sismique. La mauvaise mise en œuvre des règles de construction se soldent par une sanction sans appel ; fissuration dans le meilleur des cas, effondrement dans le pire.
5. Les méthodes les plus couramment utilisées pour la conception des structures de soutènement dans des conditions sismiques sont basées sur l'équilibre des forces ; l'analyse pseudo-statique (Mononobe-Okabe 1926, 1929), l'analyse pseudo-dynamique (Steedman et Zeng 1990), et le déplacement basé sur la méthode du bloc glissant (Richards et Elms 1979).

Conclusions

6. Même sous des conditions statiques, la prédiction des forces réelles des murs de soutènement est un problème compliqué d'interaction sol-structure. L'approche classique basée sur la théorie de Coulomb consiste à estimer les forces agissant sur un mur et puis à la conception de ce mur pour résister à ces forces avec un facteur de sécurité suffisamment élevé pour produire acceptablement des petites déformations.
7. La modélisation en géotechnique ayant un objectif qui est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier ou complexe. La modélisation numérique est un outil robuste, elle est en amélioration depuis les années soixante-dix. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. Les méthodes de calcul numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure soit naturelle ou artificielle. La géotechnique utilise une série de méthodes numériques, diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche).
8. Comme tous les produits universellement utilisés, GEO 5 représente un outil facile d'utilisation, il permet l'analyse de problèmes géotechniques. La barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre permettant en général de définir entièrement le modèle en suivant les boutons de la barre d'outils de la gauche vers la droite, Il se caractérise notamment par les fonctions les plus importantes comme la forme du mur est le type de chargement. Grâce à cette fonctionnalité GEO 5, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet de donner une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement.
9. L'utilisation de la méthode pseudo statique de Mononob-Okab est facile par rapport aux autres méthodes de calcul dynamique des pressions passives et actives pour vérifier la stabilité d'un mur de soutènement contre le renversement, le glissement et le poinçonnement.

L'impératif sismique exige le respect de certaines règles de conception parasismique des murs de soutènement. L'Eurocode 8 comporte à ce titre des règles intéressantes de conception, de dimensionnement et de vérification de la stabilité des murs de soutènement vis-à-vis du risque sismique à travers l'application des coefficients de sécurité partiels.

Références Bibliographiques

- [1] Ali Bouafia : introduction à la dynamique des sols, Tome 1. Principe de base.
- [2] Ali Bouafia : introduction à la dynamique des sols, Tome 2, calcul dynamiques des ouvrages géotechniques. Office des publications universitaires, Alger, 2010.
- [3] Ali Bouafia : Calcul pratique des fondations et des soutènements, 2^{ème} édition revue et corrigée, Office des Publication Universitaire, 02-2009
- [4] Costet, J. & Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
- [5] Fondations et procédés d'amélioration- Guide d'application de l'Eurocode8 (parasismique), AFNOR/EYROLLES, 2013
- [6] Mécanique des sols. C308-1. Traité construction et lexique. Volume C2-1996.
- [7] Philipponnat, G. & Hubert, B. : Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles 2002.
- [8] Rouabeh Aicha, Comportement d'un mur de soutènement sous chargement sismique, Mémoire de Magister, Université M'Hamed Bougara – Boumardes, Alger, 2013.
- [9] Zerguine salah : Estimation des pressions actives les murs de soutènement en presence d'eau sous sollicitation sismique, Mémoire de Magister, Université Mohamed Khider – Biskra, Alger, Novembre 2013.
- [10] Zeroual Farida, Etude du comortement d'un mur de soutènement soumis à des sollicitations dynamiques, Mémoire de Magister, université Hadj Lakhdar –Batna, Alger.

*N*etographique

- [11] <http://www.afps-seisme.org>
- [12] <http://www.enpc.fr>
- [13] <http://www.ipsn.fr>
- [14] <http://www.lcpc.fr>
- [15] <http://www.mem-algeria.org>
- [16] <http://www.ngdc.noaa.gov/seg/fliers/>
- [17] <http://www.plaxis.nl>
- [18] <http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/1544>
-
-

Bibliographie

ANNEX

Cantilever wall analysis

Example 1.

Input data

Project

Date : 12/06/2018

Material of structure

Unit weight $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	6.00
3	2.60	6.00
4	2.60	6.70
5	-1.40	6.70
6	-1.40	6.00
7	-0.70	6.00
8	-0.50	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area = 6.40 m^2 .

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	sol1		20.00	10.00	20.00	10.00	13.33
2	sol2		30.00	20.00	19.00	9.00	20.00
3	sol3		30.00	20.00	19.00	9.00	0.00

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

sol1

Unit weight : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$

Cohesion of soil : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$

ANNEX

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 13,33^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

sol2

Unit weight : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 20,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

sol3

Unit weight : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 30,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 20,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 0,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	4.00	sol1	
2	2.70	sol2	
3	-	sol2	

Terrain profile

Terrain behind construction has the slope 1: 5.67 (slope angle is 10.00°).

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: at rest
 Soil on front face of the structure - sol3
 Soil thickness in front of structure $h = 2.00 \text{ m}$
 Terrain in front of structure is flat.

Earthquake

Horizontal seismic coefficient $K_h = 0.0369$
 Vertical seismic coefficient $K_v = 0.0111$
 Water below the GWT is restricted.

ANNEX

Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)
Passive earth pressure calculation - Coulomb
Earthquake analysis theory - Mononobe-Okabe
Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)
Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.50
Safety factor for overturning = 1.50
Factor of safety for bearing capacity = 2.00
The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1

Forces acting on construction

Name	F _{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F _{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.14	153.60	1.49	1.000
Earthq.- constr.	5.67	-2.14	-1.70	1.49	1.000
FF resistance	-18.98	-0.67	0.57	0.69	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-2.61	142.19	2.26	1.000
Active pressure	142.38	-2.55	157.19	3.15	1.000
Earthq.- act.pressure	22.31	-4.62	21.34	2.31	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 1092.59$ kNm/m
Overturning moment $M_{ovr} = 466.35$ kNm/m

Safety factor = 2.34 > 1.50

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 326.13$ kN/m
Active horizontal force $H_{act} = 151.38$ kN/m

Safety factor = 2.15 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment $M = 320.12$ kNm/m
Normal force $N = 473.18$ kN/m
Shear force $Q = 151.38$ kN/m

Overall check - WALL is SATISFACTORY

ANNEX

Bearing capacity of foundation soil

Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	320.12	473.18	151.38	0.68	178.77

Bearing capacity of foundation soil check

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 676.5$ mm
Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 1320.0$ Mm

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom $\sigma = 178.77$ kPa
Bearing capacity of foundation soil $R_d = 1440.00$ kPa
Safety factor = $8.06 > 2.00$

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY
Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

ANNEX

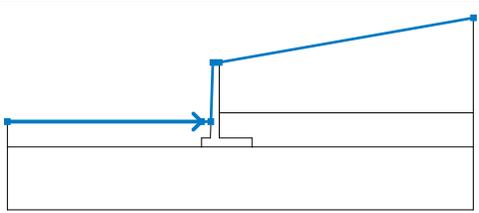
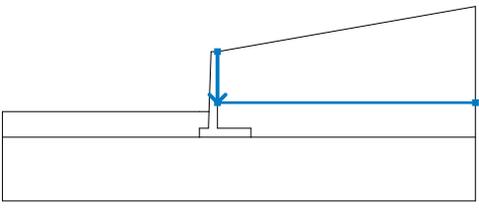
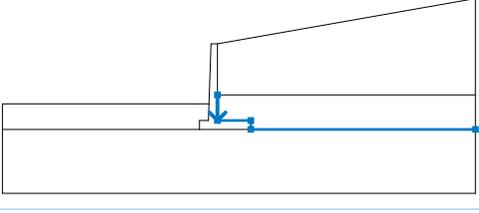
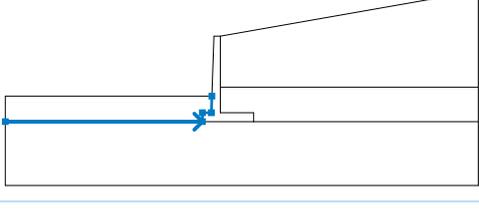
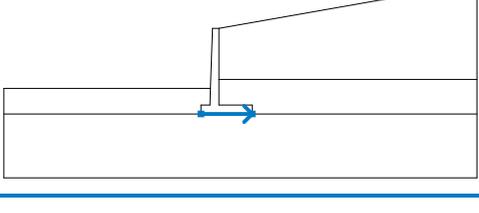
Slope stability analysis

Input data

Project

Analysis type : in effective parameters

Interface

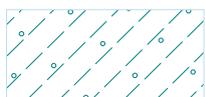
Number	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-16,75	7,00	-1,40	7,00	-0,66	7,00
		-0,50	11,70	0,00	11,70	20,10	15,24
2		0,00	11,70	0,00	7,70	20,10	7,70
3		0,00	7,70	0,00	5,70	2,60	5,70
		2,60	5,00	20,10	5,00		
4		-16,75	5,00	-1,40	5,00	-1,40	5,70
		-0,70	5,70	-0,66	7,00		
5		-1,40	5,00	2,60	5,00		

ANNEX

Soil parameters - effective stress state

Number	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	sol1		20,00	10,00	20,00
2	sol2		30,00	20,00	19,00
3	sol3		30,00	20,00	19,00

Soil parameters – uplift

Number	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	sol1		20,00		
2	sol2		19,00		
3	sol3		19,00		

Soil parameters

sol1

Unit weight : $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 20,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

sol2

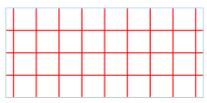
Unit weight : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 20,00 \text{ kPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

sol3

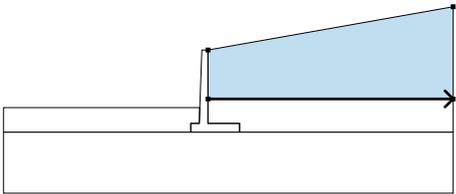
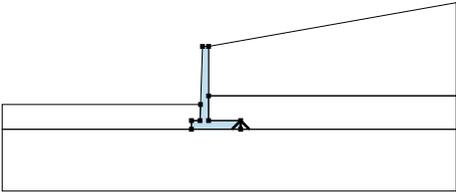
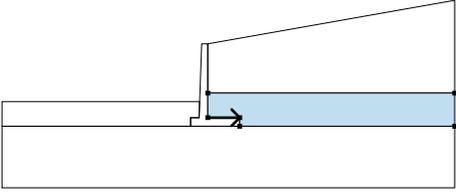
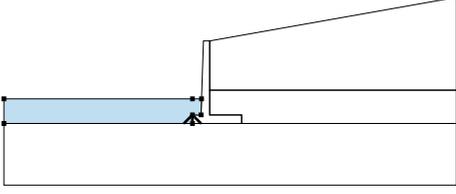
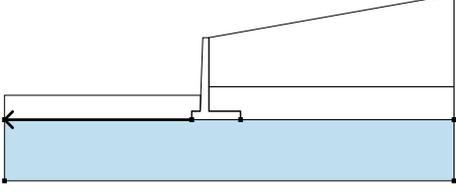
Unit weight : $\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 20,00 \text{ kPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 19,00 \text{ kN/m}^3$

ANNEX

Rigid bodies

Number	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Rigid body		24,00

Assigning and surfaces

Number	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		0,00	7,70	20,10	7,70	sol1
		20,10	15,24	0,00	11,70	
2		2,60	5,00	2,60	5,70	Rigid body
		0,00	5,70	0,00	7,70	
		0,00	11,70	-0,50	11,70	
		-0,66	7,00	-0,70	5,70	
		-1,40	5,70	-1,40	5,00	
3		0,00	5,70	2,60	5,70	sol2
		2,60	5,00	20,10	5,00	
		20,10	7,70	0,00	7,70	
4		-1,40	5,00	-1,40	5,70	sol3
		-0,70	5,70	-0,66	7,00	
		-1,40	7,00	-16,75	7,00	
		-16,75	5,00			
5		-1,40	5,00	-16,75	5,00	sol2
		-16,75	0,00	20,10	0,00	
		20,10	5,00	2,60	5,00	

Cantilever wall analysis

Example 2.

Input data

Project

Date : 12/06/2018

Material of structure

Unit weight $\gamma = 24.00 \text{ kN/m}^3$

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992 1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Longitudinal steel : B500

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	5.00
3	2.50	5.00
4	2.50	5.75
5	-2.50	5.75
6	-2.50	5.00
7	-1.00	5.00
8	-1.00	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.

Wall section area = 8.75 m^2 .

Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	sable		30.00	0.00	17.00	7.00	20.00
2	sol2		30.00	0.00	7.19	7.00	20.00

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

sable

Unit weight : $\gamma = 17,00 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective

Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$

Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$

Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$

Soil : cohesionless

Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 17,00 \text{ kN/m}^3$

ANNEX

sol2

Unit weight : $\gamma = 7,19 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 17,00 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	4.00	sable	
2	1.75	sol2	
3	-	sol2	

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 4.00 m
 GWT in front of the structure lies at a depth of 4.00 m
 Subgrade at the heel is not permeable.
 Uplift in foot. bottom due to different pressures is considered as linear.

Inserted surface loads

No.	Surcharge		Type	Name	Mag.1 [kN/m ²]	Mag.2 [kN/m ²]	Ord.x x [m]	Length l [m]	Depth z [m]
	new	change							
1	YES		Surface	surcharge	50.00				on terrain

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: at rest
 Soil on front face of the structure - sol2
 Soil thickness in front of structure $h = 1.75 \text{ m}$
 Terrain in front of structure is flat.

Earthquake

Horizontal seismic coefficient $K_h = 0.0369$
 Vertical seismic coefficient $K_v = 0.0111$
 Water below the GWT is restricted.

Analysis settings

Active earth pressure calculation - Coulomb (CSN 730037)
 Passive earth pressure calculation - Coulomb
 Earthquake analysis theory - Mononobe-Okabe
 Standard for concrete structures - EN 1992 1-1 (EC2)

ANNEX

Analysis carried out according to classical theory (safety factor)

Safety factor for slip = 1.50

Safety factor for overturning = 1.50

Factor of safety for bearing capacity = 2.00

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. Z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. X [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.44	162.50	2.16	1.000
Earthq.- constr.	6.00	-2.44	-1.80	2.16	1.000
FF resistance	-5.36	-0.58	0.01	0.75	1.000
Weight - earth wedge	0.00	-2.50	69.90	3.25	1.000
Active pressure	85.22	-2.05	123.90	4.09	1.000
Water pressure	0.00	-5.75	0.00	2.50	1.000
Earthq.- act.pressure	4.88	-3.82	6.77	3.40	1.000
srcharge	92.00	-2.88	132.21	3.75	1.000

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 1600.39$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 469.44$ kNm/m

Safety factor = 3.41 > 1.50

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 284.92$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 182.74$ kN/m

Safety factor = 1.56 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Forces acting at the centre of footing bottom

Overall moment $M = 102.79$ kNm/m

Normal force $N = 493.49$ kN/m

Shear force $Q = 182.74$ kN/m

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation soil

Forces acting at the centre of the footing bottom

Number	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [m]	Stress [kPa]
1	102.79	493.49	182.74	0.21	107.67

Bearing capacity of foundation soil check

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 208.3$ mm
 Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 1650.0$ Mm

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Footing bottom bearing capacity verification

Max. stress at footing bottom $\sigma = 107.67$ kPa
 Bearing capacity of foundation soil $R_d = 623.42$ kPa
 Safety factor = 5.79 > 2.00

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

ANNEX

Slope stability analysis

Input data

Project

Analysis type : in effective parameters

Interface

Number	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-14,38	8,75	-2,50	8,75	-1,00	8,75
		-1,00	12,75	0,00	12,75	17,25	12,75
2		0,00	12,75	0,00	8,75	17,25	8,75
3		-14,38	7,00	-2,50	7,00	-2,50	7,75
		-1,00	7,75	-1,00	8,75		
4		0,00	8,75	0,00	7,75	2,50	7,75
		2,50	7,00	17,25	7,00		
5		-2,50	7,00	2,50	7,00		

ANNEX

Soil parameters - effective stress state

Number	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	sable		30,00	0,00	17,00
2	sol2		30,00	0,00	7,19

Soil parameters – uplift

Number	Name	Pattern	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	n [-]
1	sable		17,00		
2	sol2		17,00		

Soil parameters

Sable

Unit weight : $\gamma = 17,00 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 17,00 \text{ kN/m}^3$

sol2

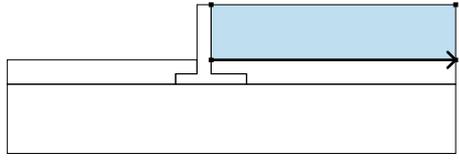
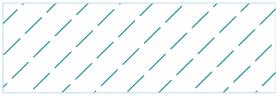
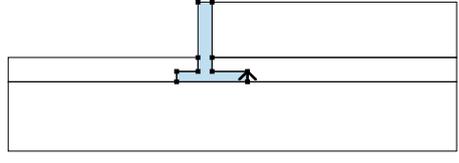
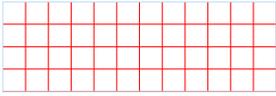
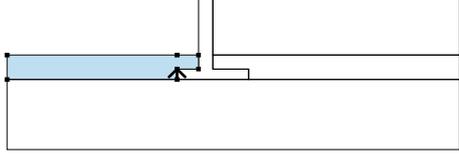
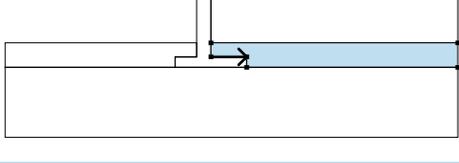
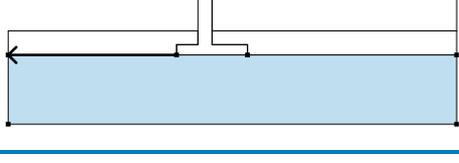
Unit weight : $\gamma = 7,19 \text{ kN/m}^3$
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 17,00 \text{ kN/m}^3$

Rigid bodies

Number	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Rigid body		24,00

ANNEX

Assigning and surfaces

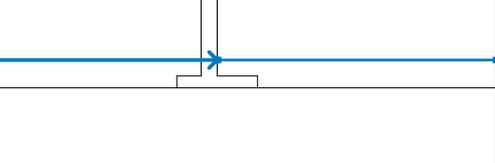
Number	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		0,00	8,75	17,25	8,75	sable 
		17,25	12,75	0,00	12,75	
2		2,50	7,00	2,50	7,75	Rigid body 
		0,00	7,75	0,00	8,75	
		0,00	12,75	-1,00	12,75	
		-1,00	8,75	-1,00	7,75	
3		-2,50	7,00	-2,50	7,75	sol2 
		-1,00	7,75	-1,00	8,75	
		-2,50	8,75	-14,38	8,75	
		-14,38	7,00			
4		0,00	7,75	2,50	7,75	sol2 
		2,50	7,00	17,25	7,00	
		17,25	8,75	0,00	8,75	
5		-2,50	7,00	-14,38	7,00	sol2 
		-14,38	2,00	17,25	2,00	
		17,25	7,00	2,50	7,00	

Surcharge

Number	Type	/		/		Slope α [°]	Magnitude		
		z [m] / x ₁ [m]	x [m] / z ₁ [m]	l [m] / x ₂ [m]	b [m] / z ₂ [m]		q, q ₁ , f, F	q ₂	unit
1	strip	on terrain	x = 0,00	l = 17,25		0,00	50,00		kN/m ²

Water

Water type :

Number	GWT location	Coordinates of GWT points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-14,38	8,75	0,00	8,75	0,05	8,75
		17,25	8,75				