

K-Réa

Dimensionnement et vérification des écrans de soutènement

C. NOTICE TECHNIQUE

C.1. Introduction et grands principes.....	5
C.1.1. Objet du calcul et champ d'application	5
C.1.2. Introduction aux méthodes de calcul et vérifications proposées	6
C.1.2.1. Méthode de calcul de base MISS	6
C.1.2.2. Vérifications ELU en lien avec l'Eurocode 7	6
C.1.2.3. Articulation des différents types de calculs	6
C.1.3. Conventions de signes.....	7
C.2. Aspects théoriques	9
C.2.1. Mise en équation	9
C.2.1.1. Modélisation du comportement de l'écran	9
C.2.1.2. Loi d'interaction sol/écran.....	9
C.2.1.3. Pression interstitielle.....	10
C.2.1.4. Prise en compte des ancrages	10
C.2.1.5. Résolution	10
C.2.2. Traitement des ancrages de liaison	11
C.2.3. Calcul des sollicitations	12
C.2.4. Effets de 2 nd ordre.....	13
C.2.5. Gestion du phasage.....	13
C.2.5.1. Vis-à-vis de la loi d'interaction sol/écran	13
C.2.5.2. Ancrages	15
C.2.5.3. Modification de la rigidité de l'écran	17
C.3. Mise en œuvre	18
C.3.1. Pression des terres et d'eau	18
C.3.1.1. Pression au repos	18
C.3.1.2. Pression limite.....	18
C.3.1.3. Pression interstitielle.....	19
C.3.1.4. Poussée réduite	19
C.3.1.5. Remblaiement.....	20
C.3.2. Surcharges sur le sol	21
C.3.2.1. Caquot.....	21
C.3.2.2. Surcharge de Boussinesq	21
C.3.2.3. Surcharge de Graux	22
C.3.2.4. Approche élasto-plastique (à venir)	23
C.3.3. Talus et Risberme.....	24
C.3.3.1. Méthode des surcharges équivalentes	24

C.3.3.2. Modèles issus de la norme NF P 94-282	25
C.3.3.3. Recours à la méthode cinématique du calcul à la rupture	27
C.3.4. Traitement des combinaisons de charge	28
C.3.5. Prise en compte du séisme	29
C.3.5.1. Principe	29
C.3.5.2. Modes de comportement sous séisme	29
C.3.5.3. Coefficients sismiques	30
C.3.5.4. Incrément de poussée (limite) dynamique	30
C.3.5.5. Incrément de butée (limite) dynamique	32
C.3.5.6. Effets hydrodynamiques	33
C.3.5.7. Modification de la raideur apparente des ancrages	34
C.4. Vérifications ELU	35
C.4.1. Approches de calcul	35
C.4.1.1. Principe de pondération	35
C.4.1.2. Approche 2/2* - NF P 94 282	36
C.4.1.3. Approche 3	36
C.4.1.4. Approches 1.1/1.2	37
C.4.2. Niveaux de terrain	39
C.4.3. Vérification du défaut de butée	39
C.4.3.1. Cas général	39
C.4.3.2. Cas particulier : phases où l'écran est en console	40
C.4.4. Calcul des sollicitations ELU	44
C.4.5. Vérification de l'équilibre vertical	45
C.4.5.1. Cas général	45
C.4.5.2. Cas d'un écran en console	46
C.4.6. Vérification de la stabilité du massif d'ancrage	47
C.4.6.1. Principe général	47
C.4.6.2. Cas d'un seul tirant	47
C.4.6.3. Cas de plusieurs tirants	51
C.4.6.4. Prise en compte du séisme	55
C.4.6.5. Surface de rupture en arc de spirale	55
C.4.6.6. Cas d'un projet double écran	56
C.5. Bases théoriques utilisées pour les différents assistants à la saisie de données	58
C.5.1. Assistants relatifs aux caractéristiques des sols	58
C.5.1.1. Le coefficient k_0	58
C.5.1.2. Les coefficients k_d et k_r	58
C.5.1.3. Les coefficients k_{ay} et k_{py}	59
C.5.1.4. Les coefficients k_{ac} et k_{pc}	60
C.5.1.5. Le coefficient k_h	60
C.5.2. Assistants relatifs aux caractéristiques de l'écran	62
C.5.2.1. Assistant rigidité cylindrique	62
C.5.2.2. Assistant paroi composite	62
C.5.2.3. Assistant poussée réduite	64
C.5.3. Assistants relatifs aux caractéristiques des ancrages	65
C.5.3.1. Assistant tirant	65
C.5.3.2. Assistant bouton	66
C.5.3.3. Assistant lierne cylindrique	67
C.5.4. Assistant de recherche du diagramme de pression limite (à venir)	68

TABLE DES FIGURES

Figure C 1 : Exemples de projets « écran simple »	5
Figure C 2 : Exemples de projets « double-écran »	5
Figure C 3 : Organigramme de calcul	7
Figure C 4 : Conventions de signe pour les chargements extérieurs	8
Figure C 5 : Convention de signe pour les efforts internes	8
Figure C 6 : Loi d'interaction sol/écran	9
Figure C 7 : Schéma type pour la loi de mobilisation de la réaction des ancrages	10
Figure C 8 : Schéma type pour la loi de mobilisation de la réaction des ancrages de liaison	11
Figure C 9 : Cas d'un double-rideaux avec interaction entre coins de poussée/butée	12
Figure C 10 : Cas d'une fouille butonnée avec interaction entre coins de butée	12
Figure C 11 : Effet d'une modification de la contrainte verticale effective	14
Figure C 12 : Effet d'une plastification du sol – notion de déplacement résiduel	14
Figure C 13 : Cas particulier du décollement du sol	14
Figure C 14 : Effet d'une modification du coefficient de réaction du sol	15
Figure C 15 : Fluage des ancrages – modification de la loi de mobilisation	15
Figure C 16 : Augmentation de la raideur des ancrages	16
Figure C 17 : Effet d'une modification de la précontrainte au cours du phasage	16
Figure C 18 : Processus de décollement/recollement pour un ancrage travaillant en mode unilatéral	16
Figure C 19 : Plastification des ancrages au cours du phasage – schéma de principe général	17
Figure C 20 : Modification de la rigidité de l'écran – Fluage	17
Figure C 21 : Modification de la rigidité de l'écran – Rigidification	17
Figure C 22 : Conventions et notations pour un écran discontinu	19
Figure C 23 : Définition de la poussée réduite	20
Figure C 24 : Simulation d'une surcharge sur le terrain à l'aide du modèle de Boussinesq	21
Figure C 25 : Traitement d'une surcharge « de Boussinesq » définie en phase initiale	22
Figure C 26 : Principe de diffusion des contraintes verticales sous une surcharge de Graux	23
Figure C 27 : Simulation de l'effet d'un talus par des surcharges de Boussinesq équivalentes	24
Figure C 28 : Simulation de l'effet d'une risberme par des surcharges de Boussinesq équivalentes	24
Figure C 29 : Effet d'un talus selon le modèle de Houy	25
Figure C 30 : Effet d'une risberme selon le modèle de Houy généralisé	26
Figure C 31 : Approche « Banquette » pour contrôler la butée limite mobilisable sur la hauteur d'une Risberme	26
Figure C 32 : Utilisation du calcul à la rupture (Logiciel Talren v6) pour déterminer la poussée limite	27
Figure C 33 : Utilisation du calcul à la rupture (Logiciel Talren v6) pour déterminer la butée limite dans une fouille renforcée par inclusions	27
Figure C 34 : Principe de phasage appliqué pour le traitement des combinaisons de charge	28
Figure C 35 : Prise en compte du séisme – principes de la méthode implémentée dans K-Réa v6	29
Figure C 36 : Prise en compte d'un incrément dynamique sur le palier de poussée limite	30
Figure C 37 : Modèle de Mononobé-Okabé pour un terrain de cohésion non nulle – mécanisme de poussée	31
Figure C 38 : Modèle de Mononobé-Okabé pour un terrain de cohésion non nulle – coefficients de poussée dynamique	31
Figure C 39 : Prise en compte d'un incrément dynamique sur le palier de butée limite	32
Figure C 40 : Modèle de Mononobé-Okabé pour un terrain de cohésion non nulle – mécanisme de butée	32
Figure C 41 : Principe du modèle de Westergaard tel que implémenté dans K-Réa v6	33
Figure C 42 : Niveaux de terrain – notion de sur-excavation	39

Figure C 43 : Notion de hauteur de soutènement effective	39
Figure C 44 : Butées mobilisée et limite pour le modèle d'équilibre d'un écran ancré	40
Figure C 45 : Principe conventionnel du modèle d'équilibre limite (MEL)	41
Figure C 46 : Notions de f ₀ minimale et f ₀ disponible selon le modèle MEL	42
Figure C 47 : Vérification de la contre-butée selon l'approche D	43
Figure C 48 : Vérification de la contre-butée selon l'approche F	44
Figure C 49 : Bilan des efforts verticaux s'exerçant sur l'écran	45
Figure C 50 : Bilan vertical des efforts pour le cas d'un modèle d'équilibre limite (MEL)	46
Figure C 51 : Approche Kranz simplifiée – Schéma de principe	47
Figure C 52 : Bilan schématisé des efforts exercés sur le massif d'ancrage	48
Figure C 53 : Discrétisation du massif d'ancrage en plusieurs blocs	49
Figure C 54 : Equilibre local d'un bloc – bilan des efforts	49
Figure C 55 : Equilibres locaux des blocs tenant compte de l'hypothèse simplificatrice de Bishop	50
Figure C 56 : Exemple de bilan des efforts pour le cas de 3 blocs	50
Figure C 57 : Généralisation au cas de plusieurs lits de tirants	51
Figure C 58 : Exemple d'application - Situation 01	52
Figure C 59 : Exemple d'application - Situation 02	52
Figure C 60 : Exemple d'application - Situation 03	53
Figure C 61 : Résultante d'un tirant fictif	53
Figure C 62 : Les 3 configurations possibles pour un tirant vis-à-vis du massif d'ancrage	54
Figure C 63 : Modèle Kranz - Prise en compte du séisme	55
Figure C 64 : Stabilité du massif d'ancrage examinée par une surface de rupture en arc de spirale	55
Figure C 65 : Equilibre limite du massif d'ancrage pour un projet de double écran	56
Figure C 66 : Equilibre limite du massif d'ancrage pour un projet de double écran à double ancrage	57
Figure C 67 : Massifs d'ancrage considérés dans le cas d'un système de double-écran à double ancrage	57
Figure C 68 : Données pour la formule de Coulomb	59
Figure C 69 : Paramètre a pour la formule de Balay	61
Figure C 70 : Abaques de Chadeisson	61
Figure C 71 : Schéma de déviation d'un écran circulaire en paroi moulée	62
Figure C 72 : Configurations de pieux mixtes	63
Figure C 73 : Schéma d'un lit de tirants scellés	65
Figure C 74 : Schéma d'un lit de boutons	66
Figure C 75 : Schéma d'un lit de boutons avec option bracon	66
Figure C 76 : Vue en plan et coupe d'un écran circulaire muni d'une lierne	67
Figure C 77 : Surface de rupture multispirale dans un sol multicouche	68
Figure C 78 : Cinématique du mécanisme en poussée (à gauche) et du mécanisme de butée (à droite)	68
Figure C 79 : Recherche du diagramme de poussée (à gauche) et du diagramme de butée (à droite)	69
Figure C 80 : Diagrammes de poussée limite (à gauche) et butée limite (à droite) obtenus pour un sol multicouche (5 couches)	69
Figure C 81 : Diagramme de poussée limite d'un sol multicouche avec talus (à gauche) et diagramme de butée limite d'un sol multicouche avec une risberme (à droite)	70

TABLE DES TABLEAUX

Tableau C 1 : Types de comportement sous séisme	29
Tableau C 2 : Coefficients partiels appliqués dans l'approche 2/2*	36
Tableau C 3 : Coefficients partiels appliqués dans l'approche 3	37
Tableau C 4 : Coefficients partiels appliqués dans l'approche 1.1	38
Tableau C 5 : Coefficients partiels appliqués dans l'approche 1.2	38
Tableau C 6 : Exemple de pondération appliquée pour l'approche 2/2*	40

C.1. Introduction et grands principes

C.1.1. Objet du calcul et champ d'application

K-Réa permet d'étudier le comportement des écrans de soutènement (efforts internes et déformations) soumis à une série de phases de construction.

La méthode de calcul utilisée est la méthode de calcul aux coefficients de réaction (de type MISS-K¹ par référence à la norme d'application de l'Eurocode 7, qui sera appelée dans ce document simplement MISS, par simplification). Elle est fondée sur la modélisation des soutènements par des éléments de poutre sur appuis continus élasto-plastiques.

K-Réa permet d'analyser deux types de projets :

- Projets « Ecran simple » : comprenant un unique soutènement plan ;

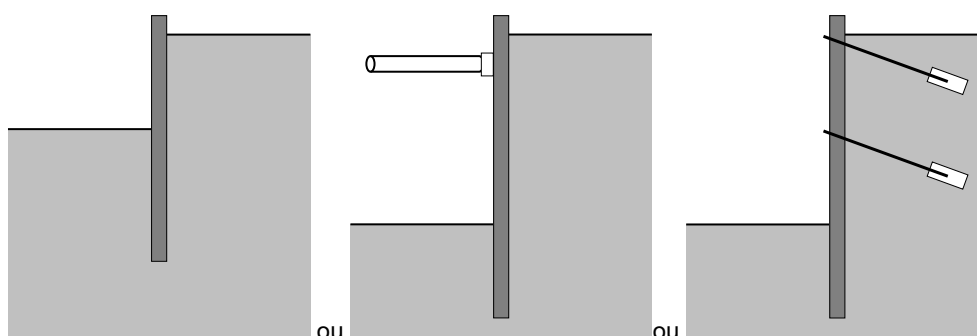


Figure C 1 : Exemples de projets « écran simple »

- Projets « Double-écran » : comprenant deux soutènements plans, liés ou non par une ou plusieurs nappes d'ancrages de liaison.

Nota : on désigne par doubles-écrans dans ce manuel à la fois les doubles-écrans et les contre-écrans.

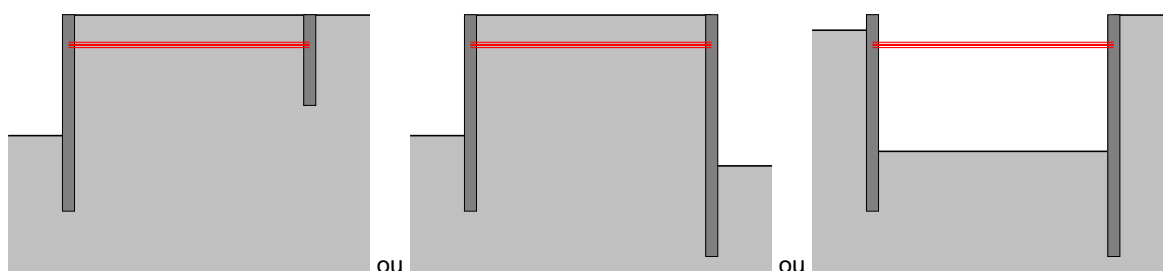


Figure C 2 : Exemples de projets « double-écran »

La série des phases de construction comprend la phase initiale de mise en place de(s) écrans et est suivie de différentes phases correspondant chacune à un ensemble d'actions telles que la mise en place d'un buton ou d'un tirant, la variation d'un niveau de sol ou d'eau, l'application de surcharges ou la mise en place d'un ancrage de liaison (dans le cas d'un projet double-écran).

Le calcul de base MISS est présenté et détaillé dans les chapitres C.1.2.1 et C.2.

D'autre part, en complément du calcul MISS, K-Réa permet également d'effectuer 3 types de vérifications aux ELU selon les préconisations de l'Eurocode 7 (cf chapitres C.1.2.2 et C.4),

¹ MISS-K : Modèle d'Interaction Sol Structure basé sur la méthode des coefficients de réaction.

avec en particulier la mise en œuvre d'un modèle aux équilibres limites (MEL) pour les phases où l'écran est auto-stable.

L'articulation globale des différents types de calcul et vérifications est présentée sous la forme d'un organigramme dans le chapitre C.1.2.3.

C.1.2. Introduction aux méthodes de calcul et vérifications proposées

C.1.2.1. Méthode de calcul de base MISS

La méthode MISS associe le modèle d'une poutre en flexion représentative de l'écran et celui d'une distribution de ressorts juxtaposés élasto-plastiques représentative de l'interaction sol/écran. Les éléments d'ancrage de types tirants ou butons sont introduits moyennant des ressorts élasto-plastiques équivalents.

Dans K-Réa, la mise en équation du modèle est traitée à l'aide d'une formulation matricielle globale associant les deux écrans. Dans cette formulation, les éléments de liaison de type tirants ou butons génèrent un couplage entre les degrés de liberté des deux écrans.

C.1.2.2. Vérifications ELU en lien avec l'Eurocode 7

L'Eurocode 7 (complété par ses normes d'application) fixe la liste des vérifications (ELU) à mener vis-à-vis des principaux risques de ruine des écrans de soutènement :

- Vérification du défaut de butée des terrains (1) ;
- Vérification de la résistance de la structure de l'écran et de ses appuis (2) ;
- Vérification de l'équilibre vertical de l'écran (3) ;
- Vérification de la stabilité hydraulique (4) ;
- Vérification de la stabilité du massif d'ancrage (5) ;
- Vérification de la stabilité d'ensemble (6) ;

Le logiciel K-Réa offre la possibilité de mener, pour chaque phase, les vérifications (1), (3) et (5) conformément à la norme NF P 94-282. Il fournit également les éléments nécessaires à la vérification (2). Les vérifications (4) et (6) doivent être menées à l'aide de programmes de calcul spécifiques.

Dans K-Réa v6, ces vérifications peuvent être menées selon l'une des trois approches de l'Eurocode 7 (voir §C.4.1 pour la description détaillée de ces approches et leur implémentation dans K-Réa v6).

C.1.2.3. Articulation des différents types de calculs

Dans le cas d'un calcul mené sans vérifications ELU, toutes les phases sont traitées à l'aide du modèle de « base » qui est un modèle aux déplacements basé sur la méthode des coefficients de réaction (modèle MISS-K, dont il est rappelé qu'il est appelé MISS dans ce document par simplification), et réalisé sans pondérations sur les caractéristiques des sols ni sur les surcharges. Les résultats obtenus comportent les déplacements de l'écran, les pressions mobilisées ainsi que les efforts de flexion et de cisaillement (V, M).

Dans le cas d'un calcul mené avec vérifications ELU, pour chaque phase, deux calculs sont réalisés :

- Un calcul « ELS » basé sur un modèle MISS réalisé sans pondération sur les caractéristiques des sols et des surcharges. Les résultats de ce calcul sont strictement identiques à ceux d'un calcul « sans vérifications ELU » : déplacements, pressions mobilisées, et efforts (V, M) ;
- Un calcul « ELU » dont le modèle diffère selon que l'écran soit ancré ou non dans la phase considérée : modèle MISS pour le cas d'un écran ancré, modèle MEL pour un

écran en console. Le résultat du calcul ELU est complété par l'examen des mécanismes de ruine suivants :

- Vérification du défaut de butée ;
- Vérification de l'équilibre vertical ;
- Vérification de la stabilité du massif d'ancrage

La figure ci-dessous résume l'organigramme général des calculs effectués par K-Réa et leur articulation.

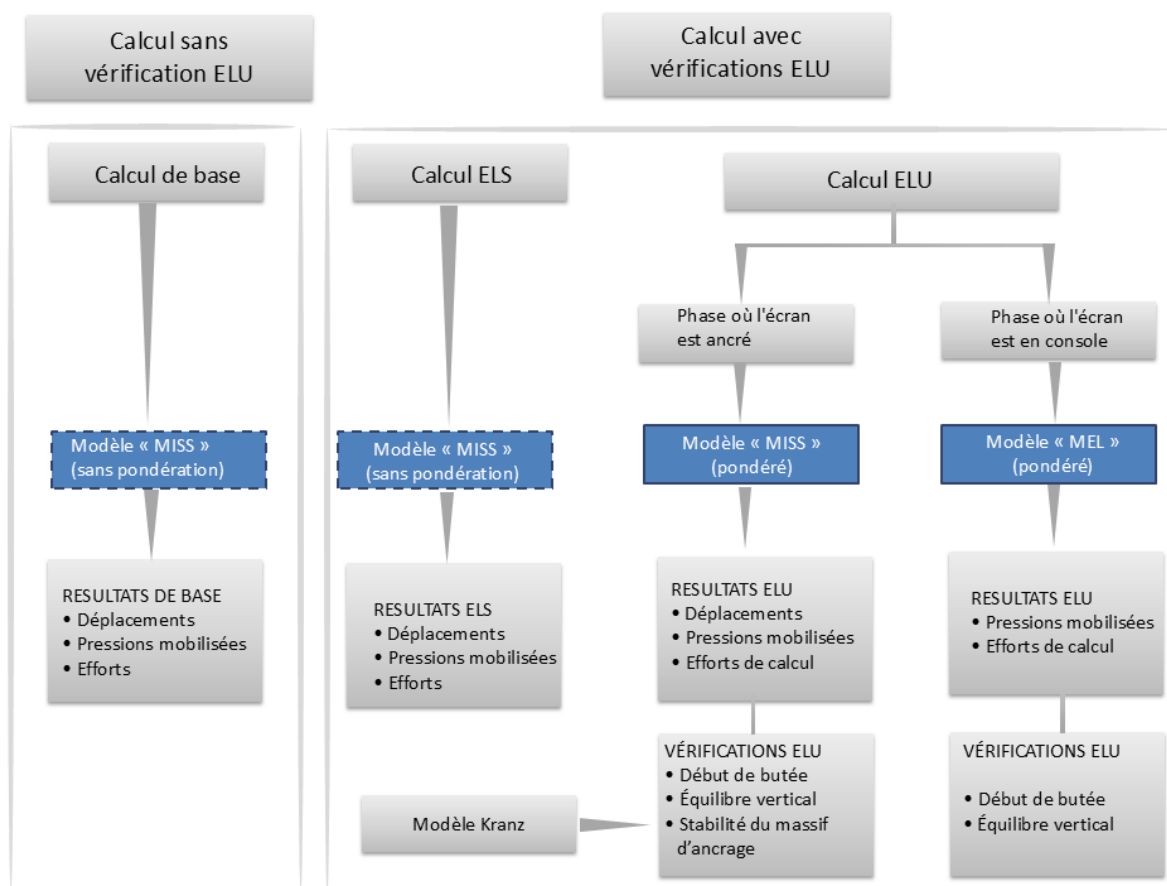


Figure C 3 : Organigramme de calcul

C.1.3. Conventions de signes

Pour chaque écran, le sol est découpé verticalement en côté gauche, situé à gauche de l'écran et en côté droit, situé à droite. Les déplacements de l'écran et les efforts sont positifs vers la droite (cf. Figure C 4).

Nota : l'excavation « principale » peut se situer indifféremment côté gauche ou côté droit.

Les ordonnées sont soit positives vers le haut lorsqu'elles servent à définir des **cotes**, soit positives vers le bas lorsqu'elles servent à définir des **profondeurs**. L'option est définie dans le **Menu Données, Titres et Options**.

Pour les efforts extérieurs à l'écran, les forces (représentées par F sur la figure ci-dessous) sont positives lorsqu'elles sont orientées de la gauche vers la droite et les couples (représentés par M sur la figure ci-dessous) sont positifs s'ils tournent dans le sens trigonométrique direct.

Les efforts des ancrages sont pris positifs :

- en traction dans le cas d'un tirant (scellé ou de liaison);
- en compression dans le cas d'un buton (isolé ou de liaison).

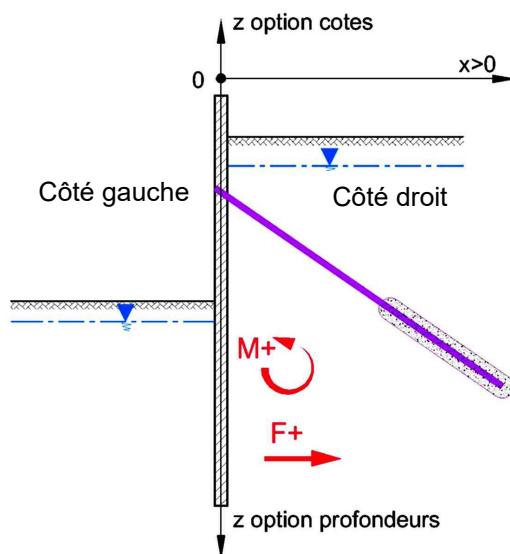


Figure C 4 : Conventions de signe pour les chargements extérieurs

Par ailleurs, pour ce qui concerne les efforts internes (M, V et N), la figure ci-dessous présente la convention de signe retenue dans K-Réa. L'effort axial N est pris positif en compression.

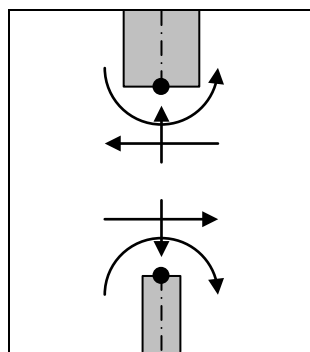


Figure C 5 : Convention de signe pour les efforts internes

C.2. Aspects théoriques

C.2.1. Mise en équation

C.2.1.1. Modélisation du comportement de l'écran

Chaque écran « i » est assimilé à une poutre de section homogène de comportement élastique linéaire. On adopte l'hypothèse de poutre mince ce qui permet de négliger les déformations dues à l'effort tranchant.

Le comportement en flexion de la poutre représentative de l'écran « i » peut ainsi être décrit à l'aide de l'équation générale suivante :

$$\frac{d^2}{dz^2} \left(EI_i \frac{d^2 w_i}{dz^2} \right) + Rc_i \cdot w_i = q_i^{\text{ext}} - (r_i^d - r_i^g) - r_i^a \quad (1)$$

Avec :

- w_i : flèche (déplacement transversal) de l'écran « i » (positive vers la droite) ;
- EI_i : produit d'inertie de l'écran « i » ;
- Rc_i : rigidité cylindrique de l'écran « i » ;
- r_i^d : densité de la réaction horizontale du sol côté droit de l'écran « i » ;
- r_i^g : densité de la réaction horizontale du sol côté gauche de l'écran « i » ;
- r_i^a : densité de la réaction horizontale des ancrages connectés à l'écran « i » ;
- q_i^{ext} : densité horizontale des charges extérieures appliquées sur l'écran « i ».

C.2.1.2. Loi d'interaction sol/écran

La loi d'interaction sol/écran est décrite, de chaque côté et pour chaque écran, à l'aide d'une courbe de mobilisation de poussée/butée classique caractérisée à l'aide de 4 paramètres :

- k_h : coefficient de réaction horizontal du sol (ou raideur par unité de surface) ;
- p_a : pression limite de poussée horizontale (ou poussée active) ;
- p_b : pression limite de butée horizontale (ou poussée passive) ;
- p_0 : pression de référence horizontale (ou pression dite « initiale » ou au repos).

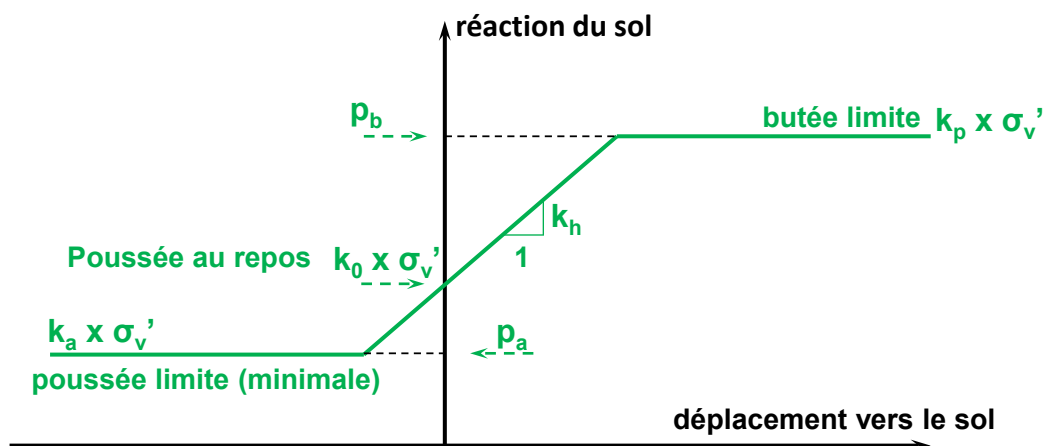


Figure C 6 : Loi d'interaction sol/écran

Selon les notations de la figure ci-dessus, la réaction latérale du sol sur une face de l'écran s'exprime ainsi :

$$\begin{cases} r_i^d = +\alpha \cdot w + \beta \\ r_i^g = -\alpha \cdot w + \beta \end{cases} \quad (2)$$

Avec :

- phase élastique : $\alpha = k_h$ $\beta = p_0$
- état limite de poussée : $\alpha = 0$ $\beta = p_a$
- état limite de butée : $\alpha = 0$ $\beta = p_b$

Par défaut, les valeurs de $p_a/p_b/p_0$ sont automatiquement déterminées par K-Réa en fonction des caractéristiques des sols et de la contrainte verticale effective σ_v' pour une phase, un écran et un côté donnés (voir §C.3.1).

C.2.1.3. Pression interstitielle

La présence d'une pression interstitielle $u(z)$ non nulle (régime hydrostatique ou écoulement) a pour conséquence de (cf. §C.3.1.3) :

- Modifier l'état de contrainte effective dont dépend directement la loi de mobilisation de la réaction du sol ($p_a/p_b/p_0$ sont fonctions de σ_v') ;
- Mobiliser une pression horizontale directe sur l'écran égale à $u(z)$, qui vient s'additionner à la densité des charges extérieures sur l'écran $q^{ext}(z)$.

C.2.1.4. Prise en compte des ancrages

Les ancrages isolés (boutons, tirants, liernes cylindrique, encastrement), ponctuels ou surfaciques, sont supposés suivre une loi de réaction élasto-plastique comme le schématise la figure ci-dessous.

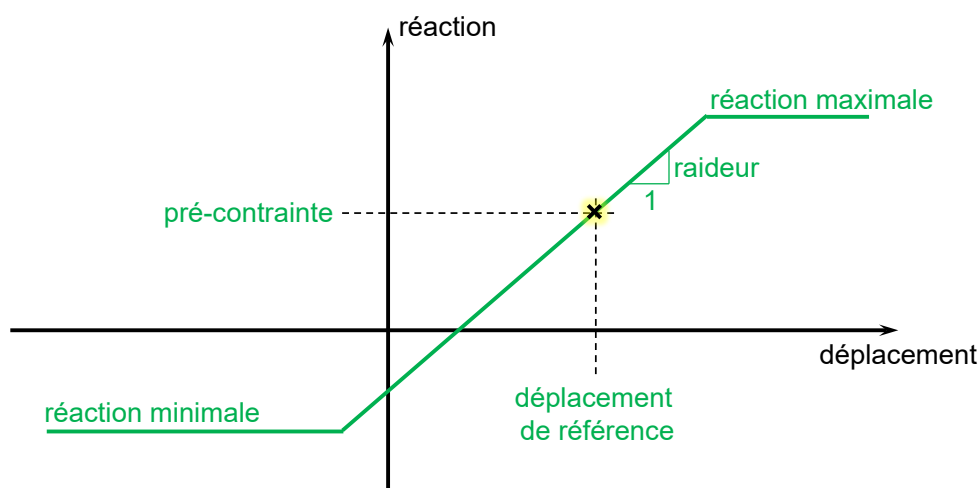


Figure C 7 : Schéma type pour la loi de mobilisation de la réaction des ancrages

La loi de mobilisation de la réaction des ancrages peut ainsi s'exprimer selon la formulation suivante :

$$r_i^a = k_i^a \cdot w + p_i^a \quad (3)$$

C.2.1.5. Résolution

La résolution du système d'équations (1) + (2) + (3) peut être menée numériquement en discrétisant la poutre représentative de l'écran « i » en éléments à deux nœuds et quatre degrés de liberté (deux déplacements et deux rotations).

Cette discrétisation permet d'exprimer l'équilibre élasto-plastique de l'écran sous la forme d'un système matriciel de taille $2(n+1) \times 2(n+1)$ où n désigne le nombre total d'éléments :

$$(\mathbf{K}_i^e + \mathbf{K}_i^s + \mathbf{K}_i^a) \mathbf{w}_i = \mathbf{F}_i^{ext} - \mathbf{P}_i^s - \mathbf{P}_i^a \quad (4)$$

Avec, pour l'écran « i » :

- $\mathbf{w}_i$: vecteur déplacement équivalent constitué par les déplacements et les rotations en chaque nœud du maillage ;
- $\mathbf{F}_i^{ext}$: vecteur chargement relatif aux charges extérieures (+ la pression d'eau);
- $\mathbf{P}_i^s$: vecteur réaction relatif à la part constante (β) de la réaction du sol ;
- $\mathbf{P}_i^a$: vecteur réaction relatif à la part constante (p^a) de la réaction des ancrages ;
- $\mathbf{K}_i^e$: matrice de rigidité de l'écran (en flexion et cylindrique) ;
- $\mathbf{K}_i^s$: matrice de rigidité du sol (part élastique α pour chaque niveau) ;
- $\mathbf{K}_i^a$: matrice de rigidité des ancrages (part élastique k^a pour chaque niveau) ;

La résolution de cette équation permet d'obtenir les déplacements et les réactions en tout point de chaque élément du maillage.

C.2.2. Traitement des ancrages de liaison

On s'intéresse à présent au cas d'un double-écran comportant un ou plusieurs ancrages de liaison de type tirants/butons (ponctuels et/ou surfaciques). Ces éléments sont supposés suivre une loi de réaction similaire à celle d'un ancrage « isolé » (cf. §C.2.1.4).

La particularité d'un ancrage de liaison réside dans le fait que sa réaction est fonction du déplacement relatif entre les deux écrans (et non du déplacement absolu).

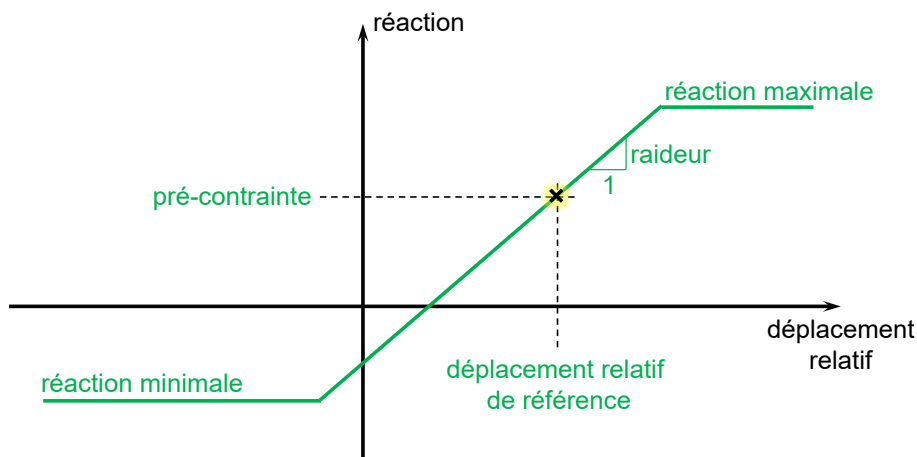


Figure C 8 : Schéma type pour la loi de mobilisation de la réaction des ancrages de liaison

A l'aide de la formulation matricielle retenue pour chaque écran, l'équilibre des deux écrans en interaction peut ainsi être résolu à l'aide d'un système matriciel unique :

$$\begin{pmatrix} \mathbf{K}_1^e + \mathbf{K}_1^s + \mathbf{K}_1^a + \mathbf{K}^L & -\mathbf{K}^L \\ -\mathbf{K}^L & \mathbf{K}_2^e + \mathbf{K}_2^s + \mathbf{K}_2^a + \mathbf{K}^L \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{w}_1 \\ \mathbf{w}_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{F}_1^{ext} - \mathbf{P}_1^s - \mathbf{P}_1^a - \mathbf{P}^L \\ \mathbf{F}_2^{ext} - \mathbf{P}_2^s - \mathbf{P}_2^a + \mathbf{P}^L \end{pmatrix}$$

Avec :

- $\mathbf{K}^L$: matrice de rigidité des ancrages de liaison (part élastique) ;
- $\mathbf{P}^L$: vecteur relatif à la part constante de la réaction des ancrages de liaison.

La validité de ce modèle suppose implicitement comme seule interaction entre les 2 écrans les ancrages de liaison s'ils existent. K-Réa ne prend donc en compte aucune interaction entre les 2 écrans au travers du massif de sol situé entre les deux écrans. En particulier, K-Réa ne procède pas explicitement à la vérification de « chevauchement » (figures ci-dessous) :

- des coins de poussée/butée dans le cas d'un double rideau ;
- des coins de butée dans le cas d'une fouille butonnée.

Ces interactions doivent donc être vérifiées par ailleurs par l'utilisateur. Néanmoins, dans le cas d'un double rideau (rideau ancré par un contre-rideau moyennant des tirants de liaison), la vérification de la stabilité du massif d'ancrage à l'aide d'un modèle de type Kranz (ce que K-Réa fait automatiquement si le calcul ELU est demandé) suggère implicitement que la distance entre les écrans est suffisante pour négliger toute interaction entre les deux rideaux à travers du massif de sol situé entre les deux écrans.

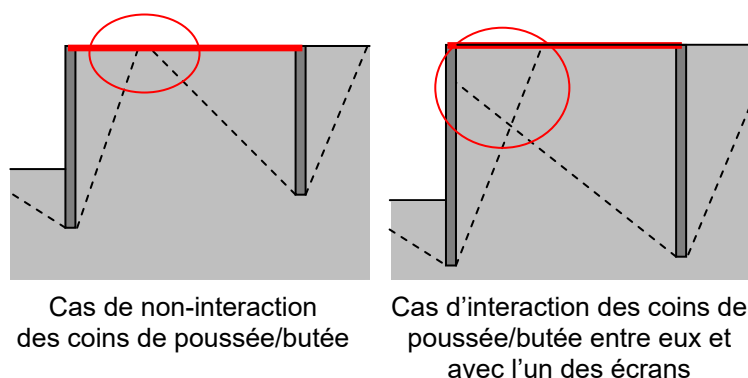


Figure C 9 : Cas d'un double-rideaux avec interaction entre coins de poussée/butée

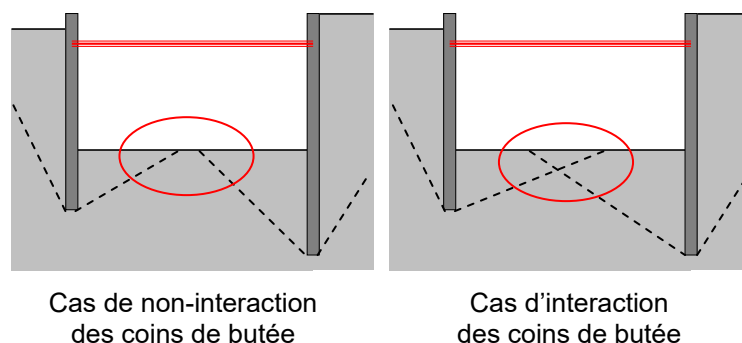


Figure C 10 : Cas d'une fouille butonnée avec interaction entre coins de butée

C.2.3. Calcul des sollicitations

Dans K-Réa, le calcul des sollicitations pour chaque écran se fait par intégration des réactions calculées à l'étape précédente.

- Effort tranchant $V_i(z) = \int_0^z [q_i^{\text{ext}}(t) - r_i^d(t) + r_i^g(t) - r_i^a(t) - R_{c_i}(t).w_i(t)] dt + V_i(0)$
- Moment fléchissant $M_i(z) = -\int_0^z V_i(t) dt + M_i(0) \quad (+ \text{ réaction des encastremements})$
- Effort de voûte $N_i^{\theta\theta}(z) = -R_{c_i}(z).w_i(z).R_i(z) \quad (\text{positif en compression})$

Où $R_i(z)$ désigne le rayon de l'enceinte à la cote z dans le cas d'une paroi circulaire ($R_{c_i} \neq 0$).

K-Réa calcule également un effort axial vertical $N_i^{zz}(z)$ tenant compte du poids « surfacique » de l'écran, la composante verticale des charges extérieures et des efforts d'appui, ainsi que la projection verticale de la pression des terres p_v . Cette dernière est estimée à partir de la pression des terres horizontale p_h selon le formalisme suivant :

$$p_v = \begin{cases} \tan \delta_a p_a \left(\frac{p_0 - p_h}{p_0 - p_a} \right) & \text{si } p_a \leq p_h \leq p_0 \\ \tan \delta_b p_b \left(\frac{p_h - p_0}{p_b - p_0} \right) & \text{si } p_0 \leq p_h \leq p_b \end{cases}$$

Où, δ_a et δ_b sont les valeurs de l'inclinaison des efforts des poussée et de butée limites par rapport à l'horizontale.

C.2.4. Effets de 2nd ordre

Il est possible de prendre en compte dans les calculs les effets de second ordre dans l'écran. Cela consiste à tenir compte des déplacements et efforts complémentaires (moments et efforts tranchants) amenés par l'effort axial vertical additionnel $\Delta N_{ad}(z)$ dû aux composantes verticales des charges linéaires et des efforts dans les tirants. Mathématiquement, cela équivaut à l'application d'une charge transversale complémentaire de densité $\Delta q_{ad}(z)$:

$$\Delta q_{ad} = \Delta N_{ad} \frac{d^2 w}{dz^2}$$

Le traitement de ces effets est mené de façon itérative jusqu'à convergence du terme $\Delta q_{ad}(z)$. A la fin du calcul, l'évaluation des sollicitations additionnelles (ΔM_{ad} , ΔV_{ad}) dues aux effets de 2nd est menée à l'aide de la formulation suivante :

$$\frac{d\Delta \Delta_{ad}}{dz} = \Delta N_{ad} \frac{dw}{dz} \quad \Delta V_{ad} = -\Delta N_{ad} \frac{dw}{dz}$$

C.2.5. Gestion du phasage

C.2.5.1. Vis-à-vis de la loi d'interaction sol/écran

C.2.5.1.1. Effet d'une modification de la contrainte verticale effective

La modification de la contrainte verticale effective du sol σ_v' dans une phase donnée, sous l'effet d'une excavation ($\Delta \sigma_v' < 0$), d'un remblaiement ($\Delta \sigma_v' > 0$) ou de l'application d'une surcharge sur le terrain ($\Delta \sigma_v' > 0$) a comme conséquence le double effet suivant :

- Modification de la valeur de la pression p_i pour un déplacement nul à l'aide des coefficients recompression k_r et de décompression k_d :
 - $\Delta p_i = k_r \cdot \Delta \sigma_v'$ si $\Delta \sigma_v' > 0$
 - $\Delta p_i = k_d \cdot \Delta \sigma_v'$ si $\Delta \sigma_v' < 0$
- Actualisation des deux paliers plastiques (poussée/butée) à l'aide des coefficients de poussée/butée définis par l'utilisateur pour chaque couche :
 - $\Delta p_a = k_a \cdot \Delta \sigma_v'$
 - $\Delta p_b = k_p \cdot \Delta \sigma_v'$

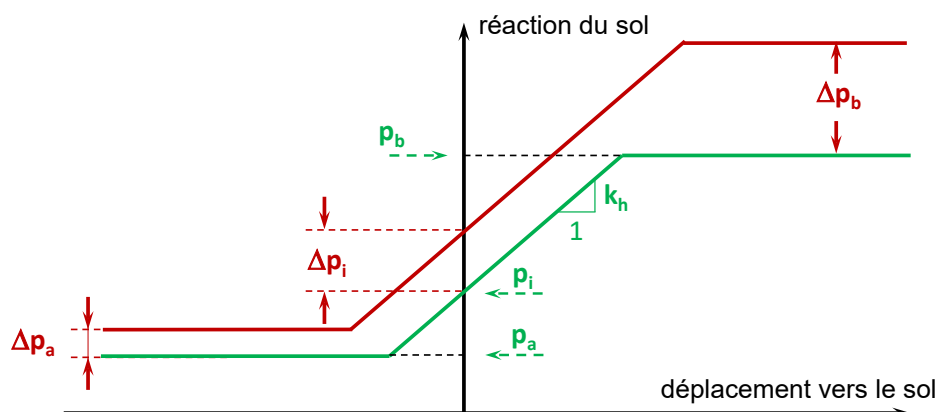


Figure C 11 : Effet d'une modification de la contrainte verticale effective

C.2.5.1.2. Effet de la plastification

La plastification du sol dans une phase particulière a pour effet, dans la phase suivante, de décaler horizontalement la courbe d'interaction sol/écran d'un déplacement résiduel δ_r . Cela conduit à une modification « fictive » de la pression initiale p_i . La valeur de celle-ci ne peut ainsi plus être reliée de manière directe à l'état de contrainte verticale.

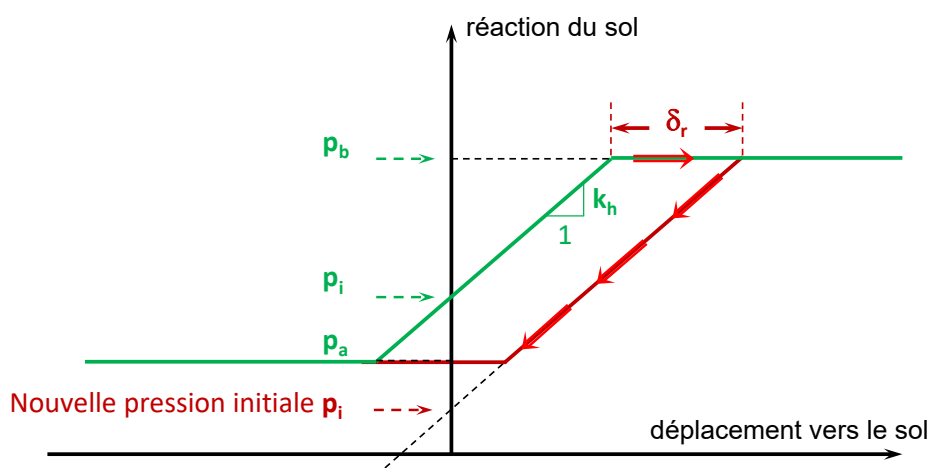


Figure C 12 : Effet d'une plastification du sol – notion de déplacement résiduel

Cas particulier du décollement : la droite de retour est inchangée et donc la pression initiale est inchangée également.

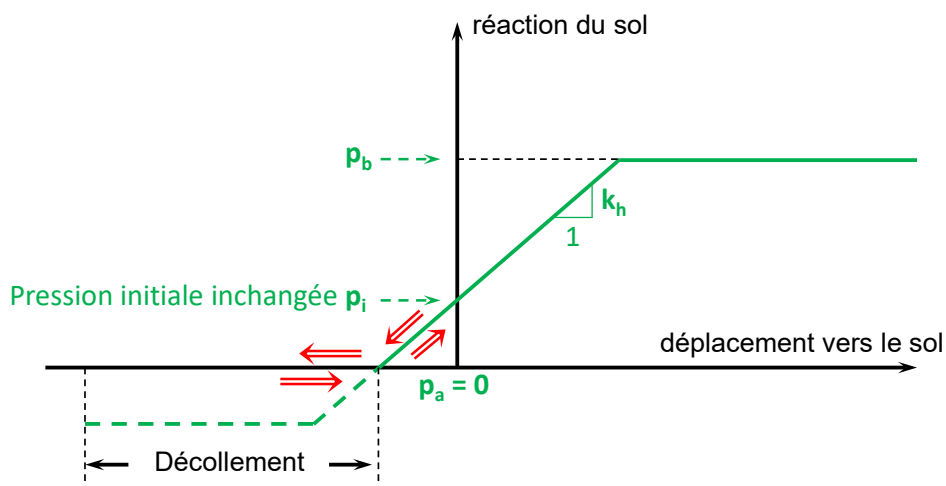


Figure C 13 : Cas particulier du décollement du sol

C.2.5.1.3. Modification du coefficient de réaction

La modification du coefficient de réaction conduit à une rotation de la partie élastique autour du point d'équilibre obtenu à la phase précédente, ce qui implique implicitement une modification de la pression initiale apparente (figure ci-dessous).

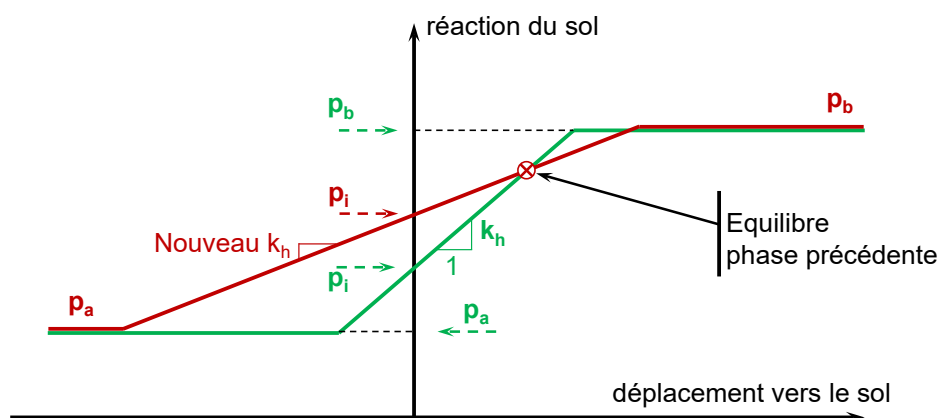


Figure C 14 : Effet d'une modification du coefficient de réaction du sol

Comme le suggère la figure ci-dessus, la seule modification du coefficient de réaction n'impacte pas l'équilibre précédent et aucun déplacement n'est généré en l'absence de tout autre chargement.

C.2.5.2. Ancrages

C.2.5.2.1. Fluage

La modification de la raideur d'un ancrage au cours du phasage est traitée de façon différente selon qu'il s'agisse d'une réduction (fluage) ou d'une augmentation de la raideur par rapport à sa valeur initiale. Le fait de diminuer la raideur d'un ancrage (fluage) conduit à une régénération de la loi d'interaction autour du point de référence, conduisant ainsi à un déplacement additionnel en l'absence de toute autre action pendant la phase étudiée.

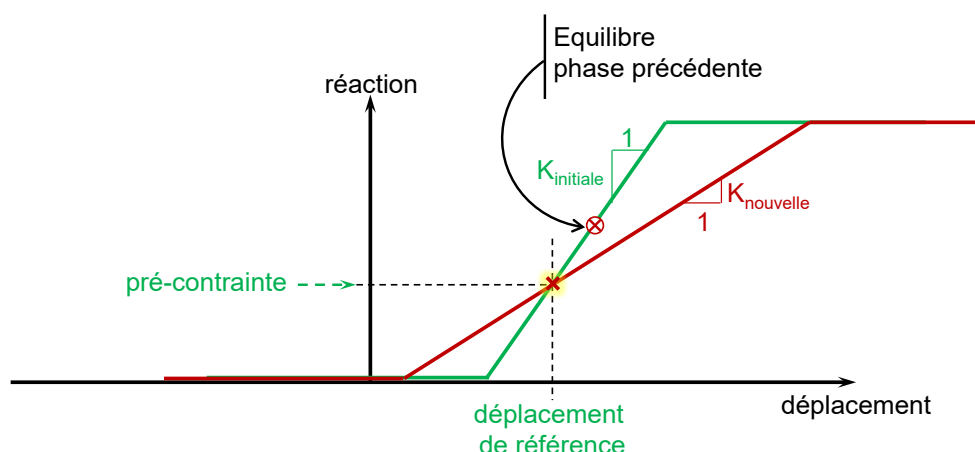


Figure C 15 : Fluage des ancrages – modification de la loi de mobilisation

C.2.5.2.2. Rigidification

L'augmentation de la raideur est traitée en appliquant une rotation de la loi de réaction autour du point d'équilibre obtenu à la phase précédente (et non autour du point de référence comme dans le cas d'un fluage). De ce fait, l'équilibre précédent n'est pas modifié et aucun déplacement n'est généré en l'absence de tout autre chargement.

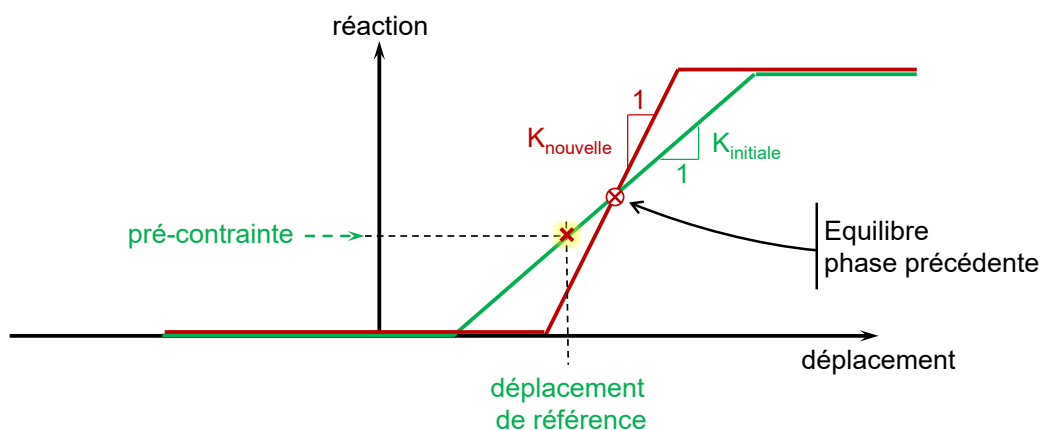


Figure C 16 : Augmentation de la raideur des ancrages

C.2.5.2.3. Modification de la pré-contrainte

La modification de la précontrainte au cours de phasage est traitée en opérant un décalage vertical de la courbe de mobilisation égal à la différence entre la nouvelle précontrainte et celle initiale (figure ci-dessous).

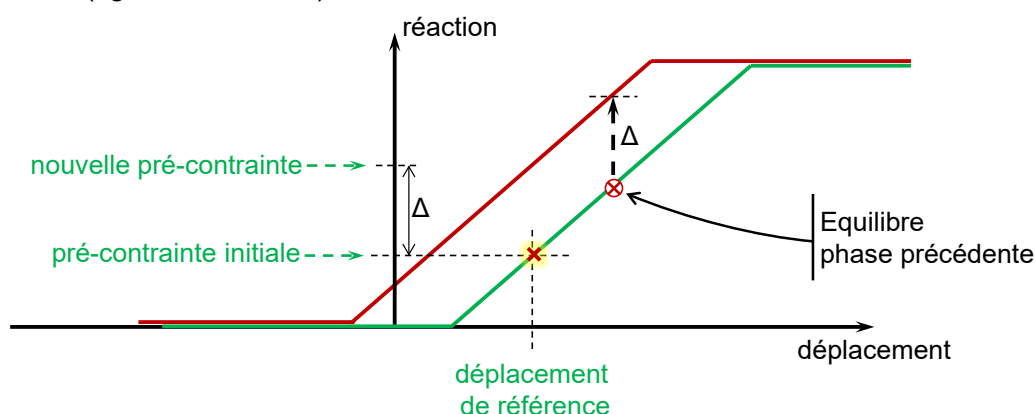


Figure C 17 : Effet d'une modification de la précontrainte au cours du phasage

C.2.5.2.4. Décollement

Les ancrages travaillant de façon « unilatérale » suivent une loi de réaction comprenant un palier « minimal » nul. Le processus de décollement/recollement est schématisé dans la figure ci-dessous.

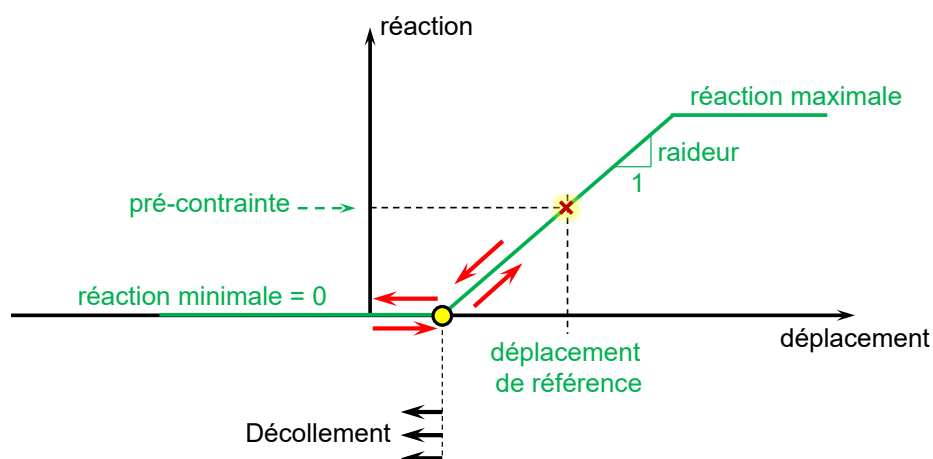


Figure C 18 : Processus de décollement/recollement pour un ancrage travaillant en mode unilatéral

C.2.5.2.5. Plastification

Dans le cas général, la gestion de la plastification au cours du phasage est menée de façon analogue que pour la loi d'interaction sol/écran en actualisant la loi de mobilisation à chaque phase tenant compte de l'accumulation des déplacements irréversibles.

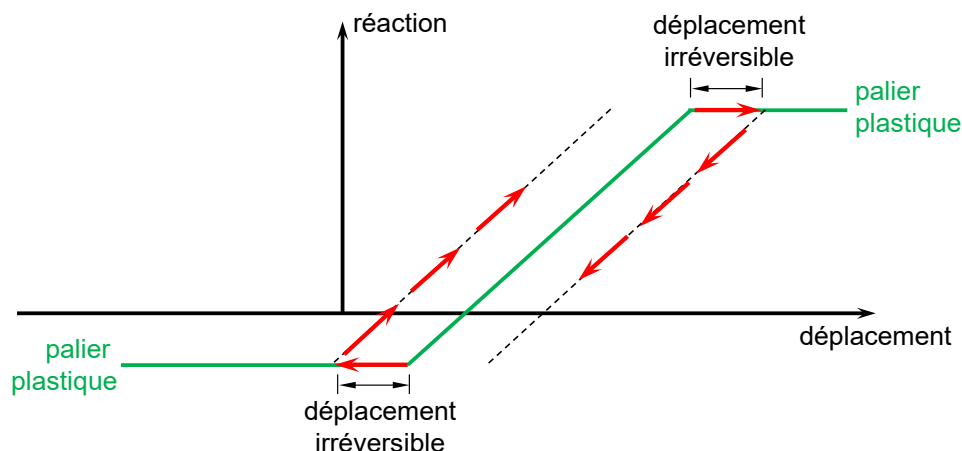


Figure C 19 : Plastification des ancrages au cours du phasage – schéma de principe général

C.2.5.3. Modification de la rigidité de l'écran

La modification de la rigidité de l'écran (produit d'inertie EI et/ou rigidité cylindrique) est traitée différemment selon qu'il s'agisse d'un fluage (réduction de la rigidité) ou d'une augmentation de la rigidité par rapport à la phase précédente. Cette différence de comportement est gérée automatiquement par le moteur de calcul de K-Réa, pour chaque section de l'écran.

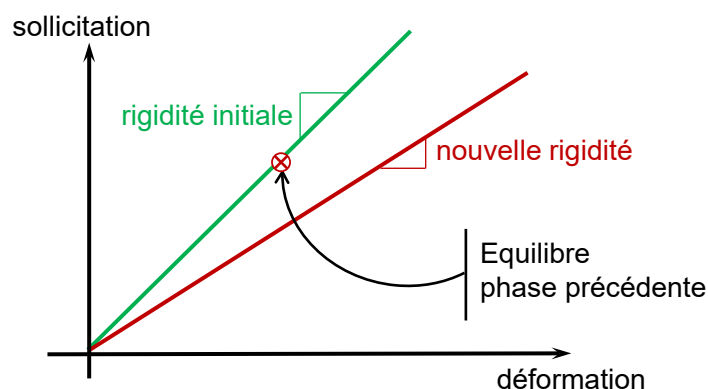


Figure C 20 : Modification de la rigidité de l'écran – Fluage

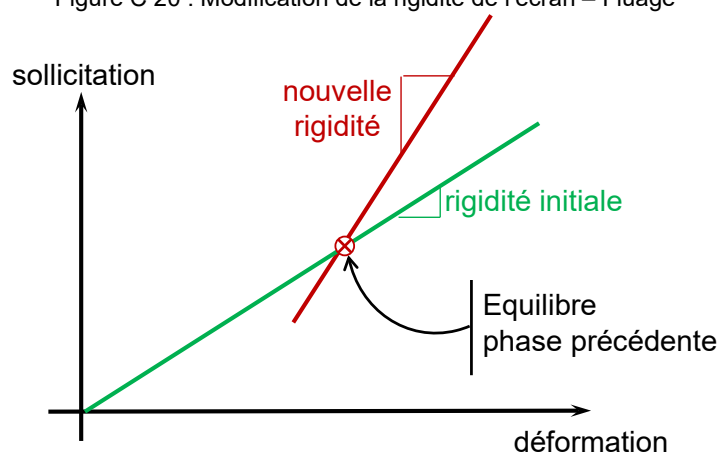


Figure C 21 : Modification de la rigidité de l'écran – Rigidification

C.3. Mise en œuvre

C.3.1. Pression des terres et d'eau

C.3.1.1. Pression au repos

La pression (horizontale) pour un déplacement nul, fait appel, dans l'état initial du sol, à la notion de poussée au repos caractérisée par le coefficient de poussée au repos k_0 affecté à la couche de sol considérée, auquel cas :

$$p_i = p_0 = k_0 \cdot \sigma'_{v0}$$

La valeur de k_0 est fonction de l'angle de frottement inter-granulaire du sol, de la pente du terrain initial ainsi que l'état de sur-consolidation (cf. §C.5.1.1). La contrainte verticale effective, au repos, est évaluée comme suit :

$$\sigma'_{v0} = \int_0^{z_w} \gamma dz + \int_{z_w}^z \gamma' dz$$

Avec :

γ	poids volumique total
γ'	poids volumique déjaugé
z_w	profondeur du toit de la nappe

Comme exposé au §C.2.5.1.1, la modification de cette pression sous l'effet d'un incrément de contrainte verticale fait appel à la notion des coefficients de recompression/décompression (k_r et k_d) selon le formalisme suivant :

- $\Delta p_i = k_r \cdot \Delta \sigma'_v$ si $\Delta \sigma'_v > 0$
- $\Delta p_i = k_d \cdot \Delta \sigma'_v$ si $\Delta \sigma'_v < 0$

La définition de ces coefficients est détaillée dans le §C.5.1.2.

C.3.1.2. Pression limite

Les pressions limites de poussée/butée sont reliées à la contrainte verticale effective σ'_v (au niveau de l'écran) moyennant les coefficients de poussée/butée :

- Poussée limite : $p_a = \max(k_{a\gamma} \cdot \sigma'_v - k_{ac} \cdot c ; k_{a\min} \cdot \sigma'_v)$
- Butée limite : $p_b = \min(k_{p\gamma} \cdot \sigma'_v + k_{pc} \cdot c ; p_{\max})$

Avec :

$k_{a\gamma}$	coefficient de poussée des terres (cf. §C.5.1.3)
k_{ac}	coefficient de poussée lié au terme de cohésion (cf. §C.5.1.3)
$k_{a\min}$	coefficient de poussée minimale, pris par défaut égal à 0,10 (NF P 94-282)
$k_{p\gamma}$	coefficient de butée des terres (cf. §C.5.1.3)
k_{pc}	coefficient de butée lié au terme de cohésion (cf. §C.5.1.3)
$p_{\max}$	pression ultime du sol (valeur applicable pour un écran discontinu)
c	cohésion du sol

C.3.1.3. Pression interstitielle

C.3.1.3.1. Régime hydrostatique

En régime hydrostatique, la pression interstitielle s'exerçant sur l'écran est évaluée comme suit :

$$u_w^0(z) = \gamma_w (z - z_w)$$

Où γ_w désigne le poids volumique de l'eau.

C.3.1.3.2. Gradient hydraulique

La présence d'un gradient hydraulique est synonyme d'un régime hydraulique différent de celui hydrostatique. Un tel régime peut être caractérisé par un diagramme de pression interstitielle définie selon le formalisme suivant :

$$u_w(z) = \gamma_w [z - h_w(z)]$$

Où $h_w(z)$ ² désigne le potentiel hydraulique à la profondeur z .

La présence d'un gradient hydraulique implique par ailleurs une modification de la contrainte verticale effective selon la relation suivante :

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} - \Delta\sigma(u) \text{ avec } \Delta\sigma(u) = u_w - u_w^0 = [z_w - h_w(z)]\gamma_w$$

En particulier, un gradient hydraulique « ascendant » ($u_w \geq u_w^0$) réduit la contrainte effective et par conséquent la résistance disponible (diminution de la butée limite).

C.3.1.4. Poussée réduite

Le cas d'un écran discontinu nécessite la correction des pressions de poussée/butée de chaque côté de l'écran.

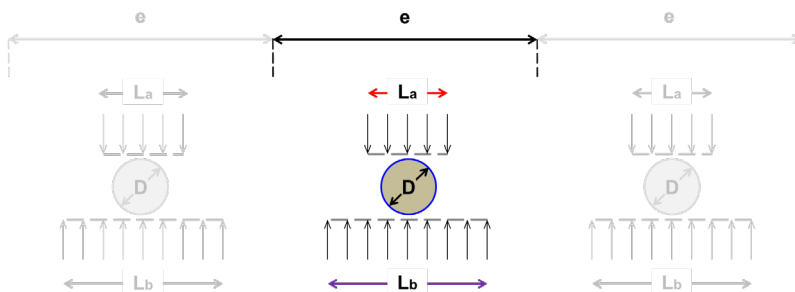


Figure C 22 : Conventions et notations pour un écran discontinu

Pour un élément isolé, nous avons :

- mobilisation de la poussée sur une largeur L_a supérieure ou égale au diamètre équivalent de chaque élément D ;
- mobilisation de la butée sur une largeur L_b supérieure ou égale à L_a (effet d'épanouissement).

Le calcul est mené en considérant un « écran » de rigidité équivalente avec :

- Une poussée réduite par rapport à celle d'un écran continu : $p_a|_{\text{réduite}} = \frac{L_a}{e} p_a$
- Une butée réduite par rapport à celle d'un écran continu : $p_b|_{\text{réduite}} = \frac{L_b}{e} p_b$

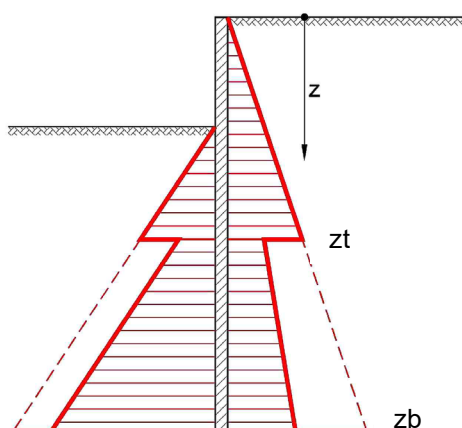
² Dans le cas d'un régime hydrostatique, nous avons : $h_w(z) = Cte = z_w$

Dans K-Réa, cette réduction est contrôlée moyennant les deux facteurs R et C suivants :

$$R = \frac{L_a}{e} \quad C = \frac{L_b}{L_a}$$

Soit :

$$p_a|_{\text{réduite}} = R \cdot p_a \quad p_b|_{\text{réduite}} = R \cdot C \cdot p_b$$



Entre zt et zb :
 Poussée des terres multipliée par R
 Butée multipliée par R.C
 Poussée de l'eau multipliée par R

Figure C 23 : Définition de la poussée réduite

Usuellement, la largeur de poussée est prise égale au diamètre (soit $R = D/e$), celle de la butée égale à 2 à 3 fois le diamètre (soit $C = 2$ à 3).

La norme NF P 94 282 recommande ce qui suit :

- $L_b = 2 \times D$ pour un sol purement cohérent (soit $R \times C = 2D/e$), $L_b = 3 \times D$ pour un sol frottant et cohérent (soit $R \times C = 3D/e$) ;
- $L_a = L_b$ (soit $C = 1$ selon les conventions considérées dans K-Réa) ;

C.3.1.5. Remblaiement

L'activation d'un remblai au cours du phasage a pour effet d'initialiser une nouvelle couche de sol au-dessus des terrains situés sous le remblai avec :

- Sous le remblai, un accroissement des contraintes verticales par le poids du remblai ;
- Sur la hauteur du remblai, l'initialisation d'une loi de mobilisation de la pression des terres selon les principes suivants :
 - Lors de la phase de mise en place du remblai, celui-ci agit comme une pression horizontale imposée sur l'écran égale à $p_i = k_i \cdot \sigma'_v$;
 - A partir de la phase qui suit la mise en place du remblai, celui-ci se comporte comme une couche de sol avec une loi de mobilisation caractérisée par une pression initiale égale à p_i , un coefficient de réaction k_h et des pressions limites de poussée/butée p_a et p_b (calculées selon les principes décrits en §C.3.1.2).

Le coefficient k_i peut être choisi selon les principes suivants :

- $k_i = k_0$ pour rendre compte d'un état de contraintes proche de celui d'un sol au repos ;
- $k_i > k_0$ pour rendre compte d'un compactage des terres constituant le remblai ;
- $k_i = k_a$ pour simuler la mobilisation d'un état limite de poussée (en ignorant l'effet de la cohésion).

C.3.2. Surcharges sur le sol

C.3.2.1. Caquot

Il s'agit d'une surcharge semi-infinie s'exerçant sur un côté de l'écran, à une profondeur z_0 . Son application induit un incrément de contrainte verticale uniforme sous z_0 :

$$\Delta\sigma_v(z) = q \quad \text{pour} \quad z \geq z_0$$

C.3.2.2. Surcharge de Boussinesq

C.3.2.2.1. Cas général

Il s'agit d'une surcharge verticale localisée, de largeur l et densité S , appliquée à une profondeur z_0 et à une distance x de l'écran. Son application induit un incrément de contrainte horizontale au niveau de l'écran estimé par intégration de la solution de Boussinesq (établie à l'origine pour le cas d'un sol homogène semi-infini) :

$$\Delta\sigma_h = \alpha_e \frac{S}{\pi} \left(\operatorname{atg} \left(\frac{hl}{x(x+1)+h^2} \right) + \frac{xh}{x^2+h^2} - \frac{(x+1)h}{(x+1)^2+h^2} \right) \quad \text{avec} \quad h = z - z_0$$

Le facteur α_e désigne un facteur amplificateur destiné à tenir compte de « l'effet miroir » implicitement induit par la présence de l'écran de soutènement (effet absent par construction dans la solution de Boussinesq). La valeur de α_e peut être approchée à l'aide de la formule suivante (NF P 94 282) :

$$\alpha_e \approx \frac{x+2}{x+1}$$

Dans K-Réa, cet incrément de contrainte horizontal est « transformé » en incrément équivalent de contrainte verticale à l'aide de la relation :

$$\Delta\sigma_v = \frac{1}{0,5} \Delta\sigma_h$$

Sur la base de cet incrément de contrainte verticale (équivalent), la modification des paliers de poussée initiale, active et passive, est ensuite menée selon le formalisme décrit en §C.2.5.1.1.

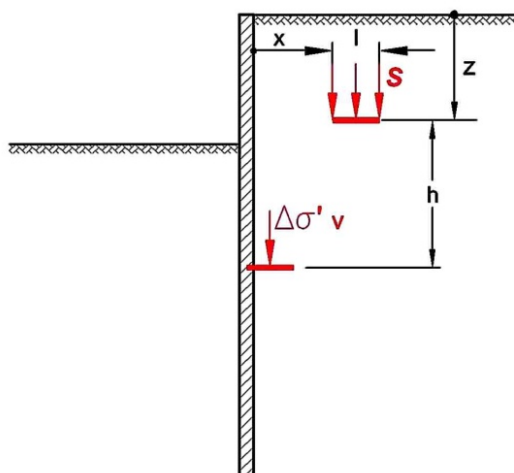


Figure C 24 : Simulation d'une surcharge sur le terrain à l'aide du modèle de Boussinesq

C.3.2.2.2. Cas d'une surcharge définie en phase initiale

Pour les surcharges définies dans les phases courantes de calcul, l'incrément de contrainte qui en résulte n'est considéré que du côté où la surcharge est appliquée (effet d'écran). En phase initiale, en l'absence de l'écran, il y a en toute rigueur continuité des contraintes de part et d'autre de l'écran et l'incrément qui résulte d'une surcharge déclarée en phase initiale est considéré (initialement) des deux côtés de l'écran.

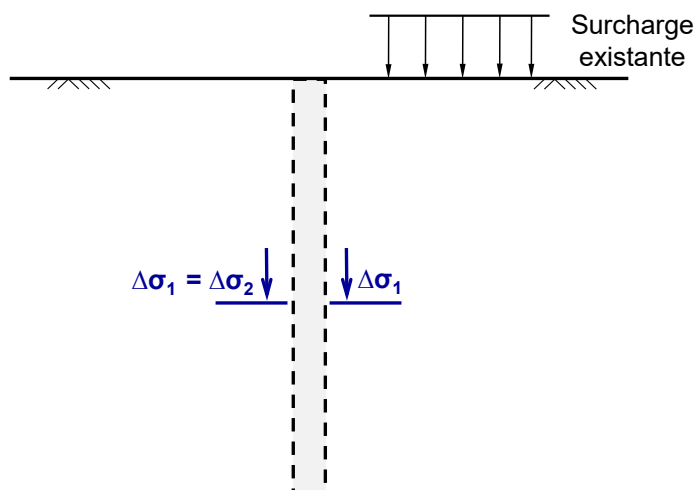


Figure C 25 : Traitement d'une surcharge « de Boussinesq » définie en phase initiale

Ainsi, une surcharge de Boussinesq définie en phase initiale (représentative par exemple d'un immeuble existant) requiert les adaptations suivantes (appliquées automatiquement par le moteur de calcul) :

- incrément de contrainte identique (horizontale et vertical équivalent) des deux côtés de l'écran ;
- absence d'effet miroir ($\alpha_e = 1$).

Ces adaptations s'appliquent à la fois sur les surcharges de Boussinesq et sur les actions qui en dépendent (pression initiale liée aux effets de talus et risberme – cf. §C.3.3).

C.3.2.3. Surcharge de Graux

Il s'agit d'une surcharge localisée sur le terrain dont la diffusion en profondeur est supposée obéir à un « cône de diffusion » lié aux paramètres de cisaillement des couches traversées comme le montre la figure ci-dessous. L'incrément de contrainte généré à une profondeur z s'exprime ainsi :

$$\Delta\sigma_v(z) = S \frac{1}{l_{\text{diff}}(z)}$$

Où $l_{\text{diff}}(z)$ désigne la largeur de diffusion à la profondeur z . Sur la base de cet incrément de contrainte verticale, la modification des paliers de poussée initiale, active et passive, est ensuite menée selon le formalisme décrit en §C.2.5.1.1.

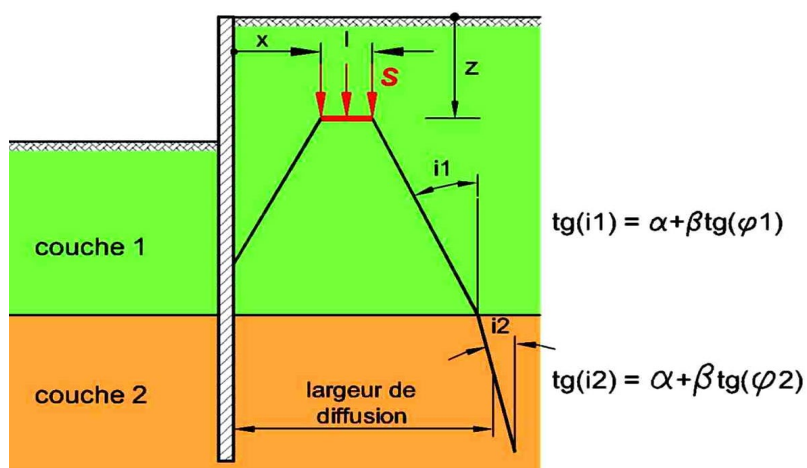


Figure C 26 : Principe de diffusion des contraintes verticales sous une surcharge de Graux

C.3.2.4. Approche élasto-plastique (à venir)

C.3.3. Talus et Risberme

La simulation des effets de talus et risberme peut être menée selon trois approches.

C.3.3.1. Méthode des surcharges équivalentes

Dans le cas d'un talus, cette méthode consiste à assimiler le poids du talus à une superposition de surcharges de Boussinesq de densité équivalente $S(x)$ comme le schématise la figure ci-dessous. L'actualisation des paliers de poussée/butée (initial et limite) se fait alors selon la même démarche que celle décrite dans les §C.2.5.1.1 et §C.3.2.2.

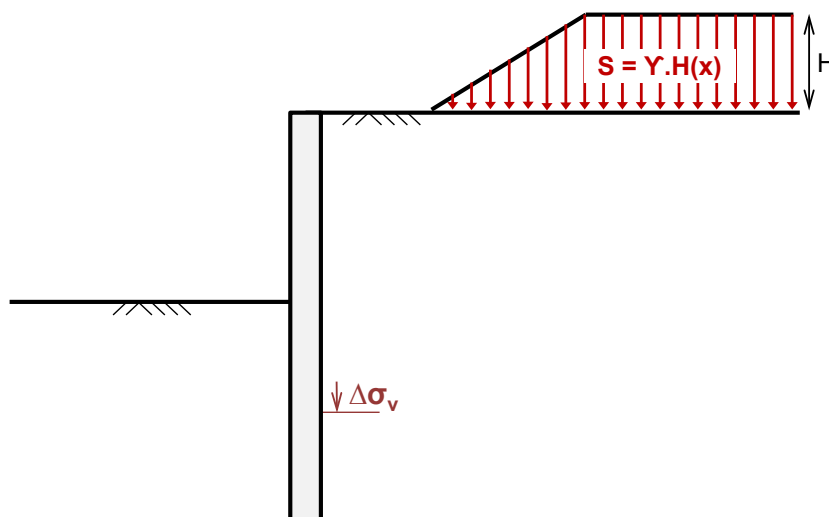


Figure C 27 : Simulation de l'effet d'un talus par des surcharges de Boussinesq équivalentes

Dans le cas d'une risberme, cette méthode consiste à assimiler la risberme à une couche horizontale fictive dont le poids est corrigé par une superposition de surcharges semi-infinies négatives appliquées à différents niveaux sur la hauteur de la risberme comme le schématise la figure ci-dessous.

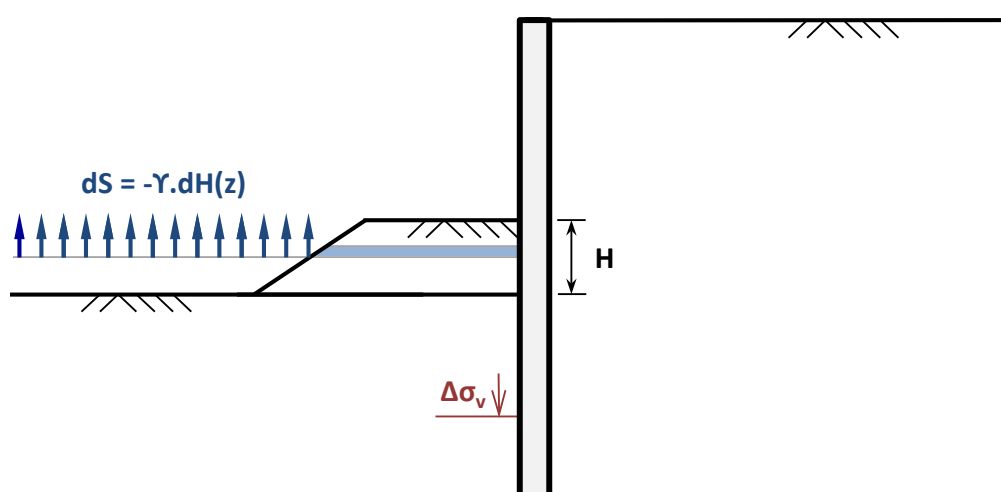


Figure C 28 : Simulation de l'effet d'une risberme par des surcharges de Boussinesq équivalentes

L'actualisation des paliers de poussée/butée (initial et limite) se fait alors selon la même démarche que celle décrite en §C.2.5.1.1 et §C.3.2.2.

L'attention est attirée sur le fait qu'une telle approche est susceptible de conduire dans certains cas à des résultats exagérément optimistes (cf. NF P 94 282).

C.3.3.2. Modèles issus de la norme NF P 94-282

L'application des modèles ci-dessous vise exclusivement le contrôle des diagrammes de poussée/butée limites en lien avec les recommandations de la norme NF P 94 282. La poussée « initiale » (ou au repos) est, dans tous les cas, évaluée par la méthode des surcharges équivalentes décrite précédemment.

C.3.3.2.1. Cas d'un talus

La norme NF P 94 282 recommande d'évaluer les effets d'un talus conformément au modèle de Houy comme le schématise la figure ci-dessous.

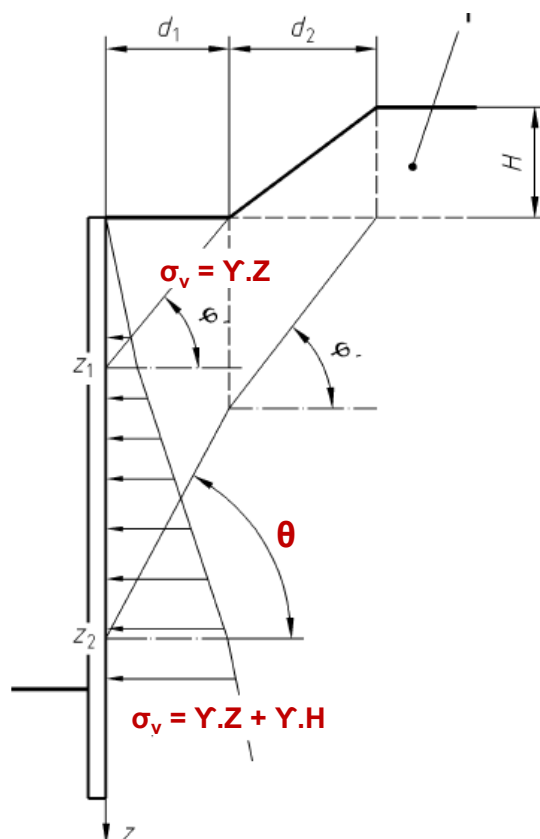


Figure C 29 : Effet d'un talus selon le modèle de Houy

Selon les notations de la figure ci-dessus :

- pour $z \leq z_1$ talus non pris en compte
- pour $z \geq z_2$ effet équivalent à celui d'une surcharge de Caquot équivalente
- pour $z_1 \leq z \leq z_2$ interpolation linéaire des diagrammes de poussée/butée

La valeur de θ est prise égale à :

- $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ pour l'évaluation de la poussée limite ;
- $\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ pour l'évaluation de la butée limite ;

Le cas d'un multicouche nécessite un retraitement adapté du modèle, géré automatiquement par K-Réa (schéma intégrant un angle de frottement variable par couche).

C.3.3.2.2. Cas d'une Risberme

Le principe du modèle de Houy présenté précédemment peut être étendu au cas d'une Risberme selon le schéma présenté par la figure ci-dessous.

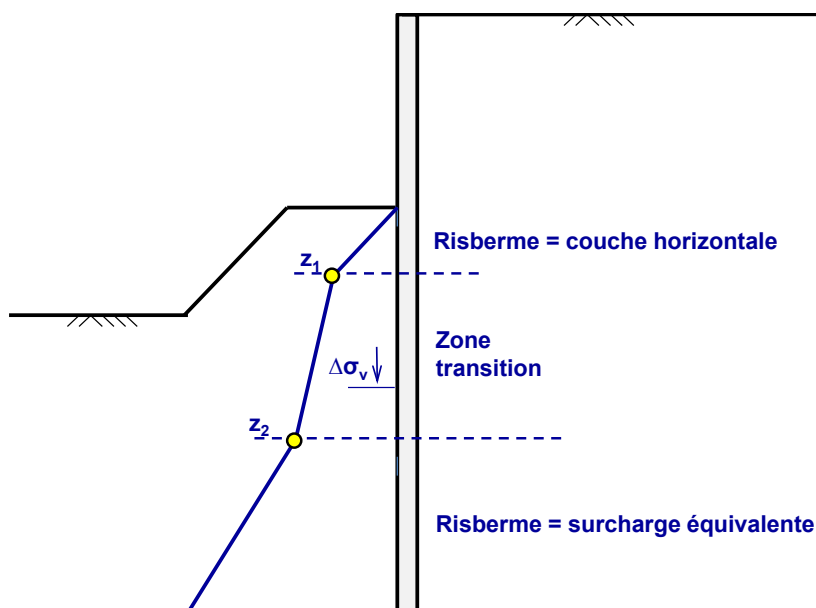


Figure C 30 : Effet d'une risberme selon le modèle de Houy généralisé

On distingue ainsi trois zones :

- pour $z \leq z_1$ l'effet de la risberme est celui d'une couche horizontale
- pour $z \geq z_2$ effet équivalent à celui d'une surcharge équivalente
- pour $z_1 \leq z \leq z_2$ interpolation linéaire des diagrammes de poussée/butée

Par ailleurs, la norme NF P 94-282 recommande, à défaut d'une approche plus élaborée, de contrôler la butée limite mobilisable sur la hauteur H d'une risberme en s'assurant que celle-ci n'excède pas le cisaillement résultant mobilisable à la base de la risberme, soit selon les notations de la figure ci-dessous :

$$B_{\max} = \frac{1}{2} k_p \gamma H^2 + k_{pc} c \cdot H \leq W \cdot \tan(\varphi) + c \cdot L_r$$

Cela revient à supposer implicitement que le mécanisme de rupture par butée est un mécanisme plan, horizontal, qui se développe préférentiellement à la base de la risberme. A noter que K-Réa applique cette vérification en tout point sur la hauteur de la risberme.

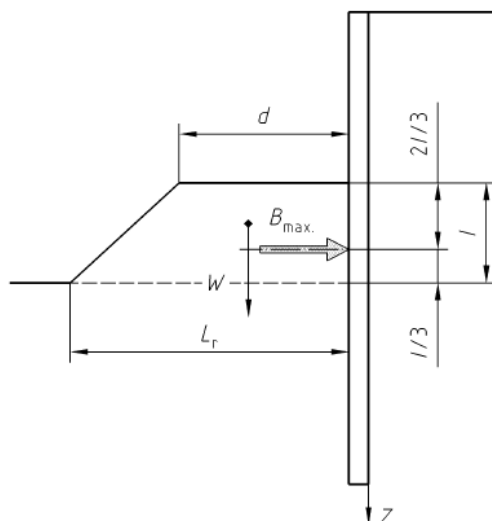


Figure C 31 : Approche « Banquette » pour contrôler la butée limite mobilisable sur la hauteur d'une Risberme

C.3.3.3. Recours à la méthode cinématique du calcul à la rupture

Le recours à la méthode cinématique du calcul à la rupture telle que implémentée dans le logiciel Talren v6 constitue un cadre rigoureux dans lequel les diagrammes de poussée/butée peuvent être évalués pour une stratigraphie quelconque comme le schématise la figure ci-dessous (Cuira et Simon, 2016). Pour la poussée limite, on recherche un diagramme de pression stabilisant permettant d'obtenir l'équilibre limite. Pour la butée limite, l'équilibre limite est recherché avec un diagramme déstabilisant.

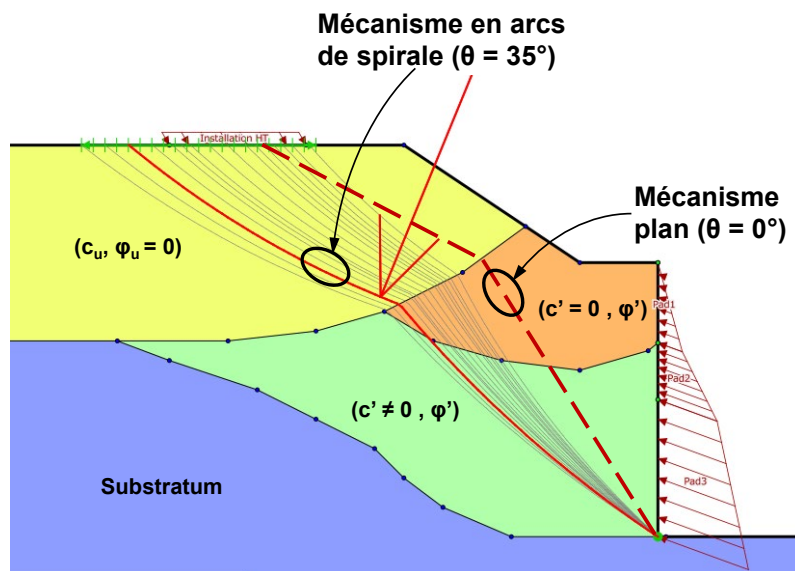


Figure C 32 : Utilisation du calcul à la rupture (Logiciel Talren v6) pour déterminer la poussée limite

Les diagrammes de poussée/butée ainsi obtenus peuvent être introduits directement dans K-Réa à l'aide de l'option « pressions imposées ».

A noter que le recours au calcul à la rupture rend également aisé la prise en compte d'éléments de renforcement dans la masse (clous, inclusions, colonnes ballastées...) comme le montre la figure ci-dessous (exemple de calage de la butée limite dans une fouille renforcée par inclusions rigides).

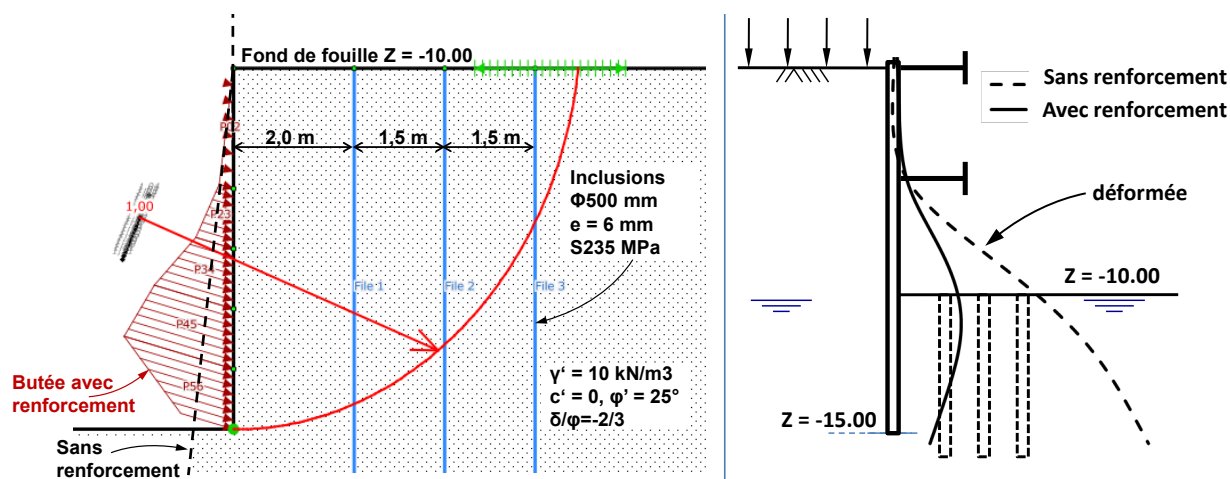


Figure C 33 : Utilisation du calcul à la rupture (Logiciel Talren v6) pour déterminer la butée limite dans une fouille renforcée par inclusions

C.3.4. Traitement des combinaisons de charge

Le traitement de projets complexes comportant un grand nombre de cas de charge nécessite une gestion automatisée des différentes combinaisons à étudier en fonction du cadre réglementaire applicable au projet. Cela concerne de manière générale toutes les applications où la paroi communique avec des ouvrages de génie civil (directement ou indirectement via le massif de sol). Cela intéresse également les ouvrages portuaires pour lesquelles le nombre de combinaisons à étudier est très élevé et se révèle laborieux à mener par un traitement manuel.

Le schéma de phasage usuellement considéré pour les calculs génie civil consiste à traiter les combinaisons de charge par l'intermédiaire de phases complémentaires orphelines émanant de la phase étudiée (1 phase par combinaison). La validité d'un tel schéma suppose implicitement un comportement « linéaire élastique » et l'absence de tout déplacement « irréversible » du système ce qui n'est pas le cas d'un ouvrage de soutènement pour lequel il est indispensable d'assurer la cohérence du calcul élasto-plastique pour une combinaison de charge donnée. Cela justifie le recours au principe de phase ci-dessous qui consiste à générer un schéma de phasage « complet » en parallèle pour chacune des combinaisons de charge étudiées. L'interface n'exploite ensuite que les phases pour lesquelles la combinaison a été demandée.

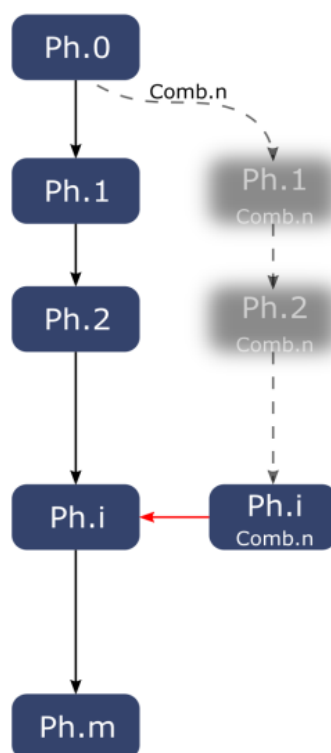


Figure C 34 : Principe de phasage appliqué pour le traitement des combinaisons de charge

A noter que pour un calcul ELU, les pondérations définies dans le cadre des combinaisons de charge sont additionnées à celles propres à l'approche de calcul choisie pour les vérifications ELU :

- Calcul ELU sans combinaisons de charge $S_{\text{calcul}} = \gamma_Q \cdot S$
- Calcul ELU avec combinaisons de charge $S_{\text{calcul}} = \psi_{\text{comb}} \cdot \gamma_Q \cdot S$

C.3.5. Prise en compte du séisme

C.3.5.1. Principe

Les effets sismiques dans K-Réa sont simulés selon une approche pseudo-statique dont les principes sont les suivants (figure ci-dessous) :

- Réévaluation des paliers limites de poussée (p_a) et de butée (p_b) de chaque côté de l'écran tenant compte des forces d'inertie dans le sol ;
- Réévaluation de la pression d'eau s'appliquant sur l'écran tenant compte des effets hydrodynamiques dans les niveaux où la nappe est considérée comme « libre » sous séisme (sol « ouvert » sous séisme ou absent) ;
- Prise en compte des forces d'inertie $F_H = k_H \times P_{\text{écran}}$ et $F_V = k_V \times P_{\text{écran}}$ associées au poids propre de l'écran $P_{\text{écran}}$;
- Réévaluation de la rigidité apparente des tirants ;
- Aucune modification du palier élastique (k_h) ni de la pression initiale p_i .

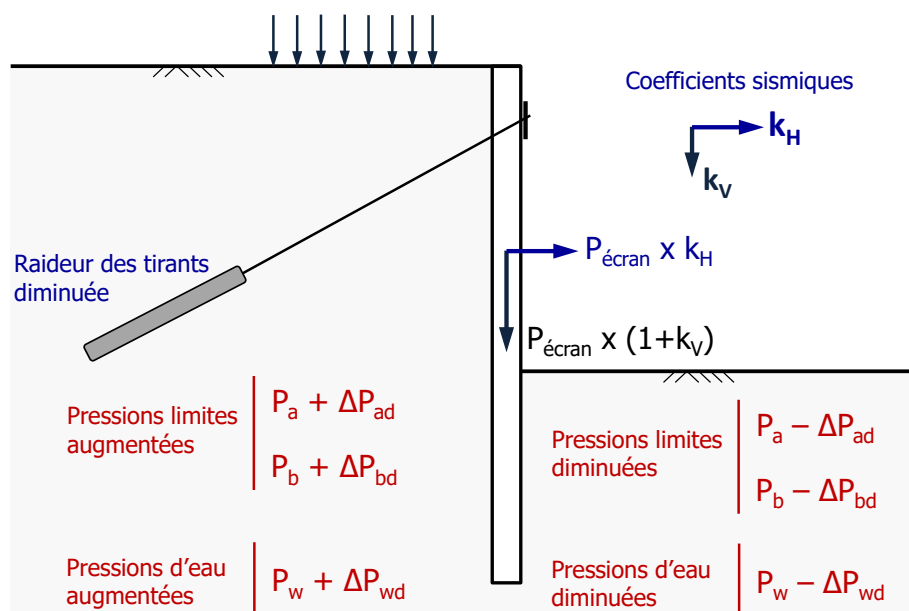


Figure C 35 : Prise en compte du séisme – principes de la méthode implémentée dans K-Réa v6

C.3.5.2. Modes de comportement sous séisme

La mise en œuvre du modèle pseudo-statique pour la justification des soutènements sous séisme distingue, au sens de l'Eurocode 8 – Partie 5, trois types (ou modes) de comportement du sol sous sollicitations sismiques : sol sec, sol « ouvert » et sol « fermé ». Pour chaque type de comportement, le tableau ci-dessous précise les caractéristiques de sol à prendre en compte pour le calcul sismique.

Cas	Type de sol	Comportement au cisaillement	Paramètres de cisaillement	Poids volumique
A	Sables et graves hors nappe	Frottant	Angle de frottement	$\gamma^* = \gamma$
B	Sol « ouvert » sous nappe = très perméable sous séisme	Frottant	Angle de frottement	$\gamma^* = \gamma'$
C	Sol « fermé » sous nappe = « imperméable » sous séisme	Cohérent	Cohésion non drainée	$\gamma^* = \gamma'$

Tableau C 1 : Types de comportement sous séisme

C.3.5.3. Coefficients sismiques

La mise en œuvre de la méthode pseudo-statique se base sur la notion de coefficients sismiques définis comme suit :

$$k_H = \frac{1}{r} \frac{a_N}{g} \quad k_V = \pm \frac{1}{2} k_H$$

Où a_N désigne l'accélération sismique nominale, fonction de la zone de sismicité, de la classe du sol et de la catégorie de l'ouvrage.

Le paramètre « r » est un coefficient adimensionnel supérieur ou égal à 1, fonction de la sensibilité de la structure étudiée aux déplacements. Une valeur de $r = 1$ est à considérer pour un ouvrage sensible aux déplacements.

La notion de coefficients sismiques permet d'introduire celle de l'inclinaison sismique équivalente θ dont la valeur dépend du type de comportement selon les notations du tableau précédent :

- Cas A (sables et graves hors nappe) $\tan\theta = \frac{k_H}{1 \pm k_V}$
- Cas B (sol ouvert sous nappe) $\tan\theta = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \cdot \frac{k_H}{1 \pm k_V}$
- Cas C (sol fermé sous nappe) $\tan\theta = \frac{\gamma}{\gamma'} \cdot \frac{k_H}{1 \pm k_V}$

Où

- γ poids volumique total (ou humide) du sol ;
- γ' poids volumique déjaugé du sol ;
- γ_d poids volumique sec du sol (et non déjàugé).

C.3.5.4. Incrément de poussée (limite) dynamique

Les effets sismiques impliquent une réduction de la résistance (au cisaillement) disponible et par conséquent une augmentation du palier de poussée limite par un incrément « dynamique » Δp_{ad} tel que schématisé dans la figure ci-dessous.

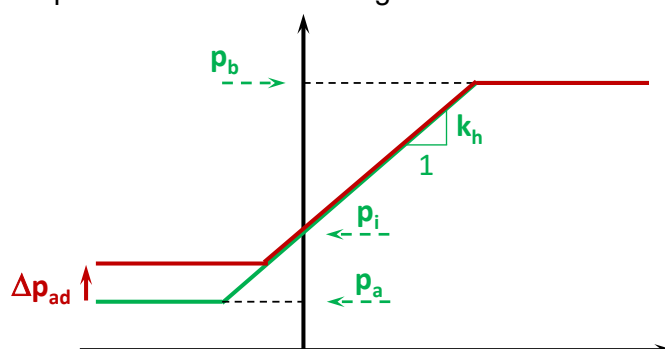


Figure C 36 : Prise en compte d'un incrément dynamique sur le palier de poussée limite

L'évaluation de cet incrément dynamique est menée à l'aide d'une forme généralisée du modèle de Mononobé-Okabé (1924), étendu au cas d'un terrain de cohésion non nulle. Ce modèle, il convient de le rappeler, n'est autre que la généralisation du coin de poussée de Coulomb en intégrant à l'équilibre des forces celles relatives aux effets d'inertie affectant la masse du coin comme le montre la figure ci-après, où P désigne la réaction « stabilisatrice » de l'écran à l'état d'équilibre limite (poussée résultante limite).

Le modèle se limite à l'exploration de mécanismes de rupture plans formant un angle α par rapport à l'écran. Pour chaque valeur de α , la projection à la verticale et à l'horizontale de

l'équilibre limite des forces conduit à un système à deux équations et deux inconnues (R_f et P), ce qui permet de tirer la valeur de $P(\alpha)$. On recherche ensuite la valeur de α telle que P soit maximale.

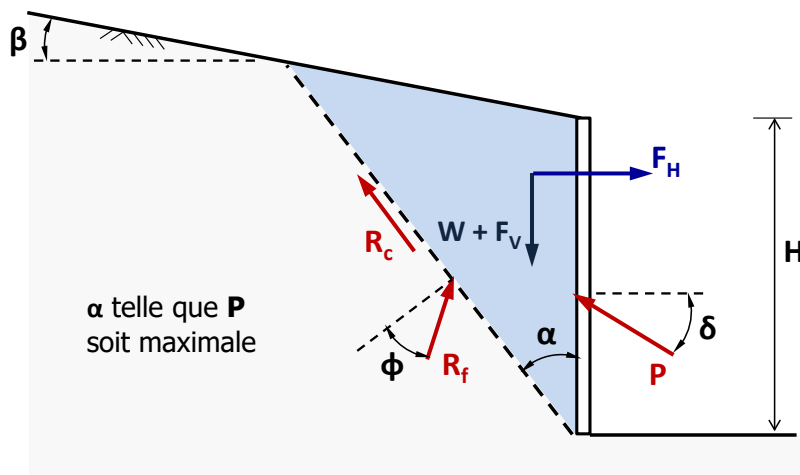


Figure C 37 : Modèle de Mononobé-Okabé pour un terrain de cohésion non nulle – mécanisme de poussée

La mise en application de ce modèle permet d'établir l'expression de la résultante de la poussée limite dynamique selon le formalisme suivant :

$$P_{ad} = K_{ad} \left[\frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) H^2 \right] - K_{acd} [cH]$$

Les coefficients de poussée dynamique K_{ad} et K_{acd} sont fonctions de quatre paramètres :

$$\begin{cases} K_{ad} = f_1(\varphi, \delta, \theta, \lambda) \\ K_{acd} = f_2(\varphi, \delta, \theta, \lambda) \end{cases} \quad \text{avec} \quad \lambda = \frac{\gamma H}{2c}$$

Les fonctions f_1 et f_2 sont obtenues par intégration numérique et sont présentées dans la figure ci-dessous dans le cas d'une poussée horizontale ($\delta = 0$).

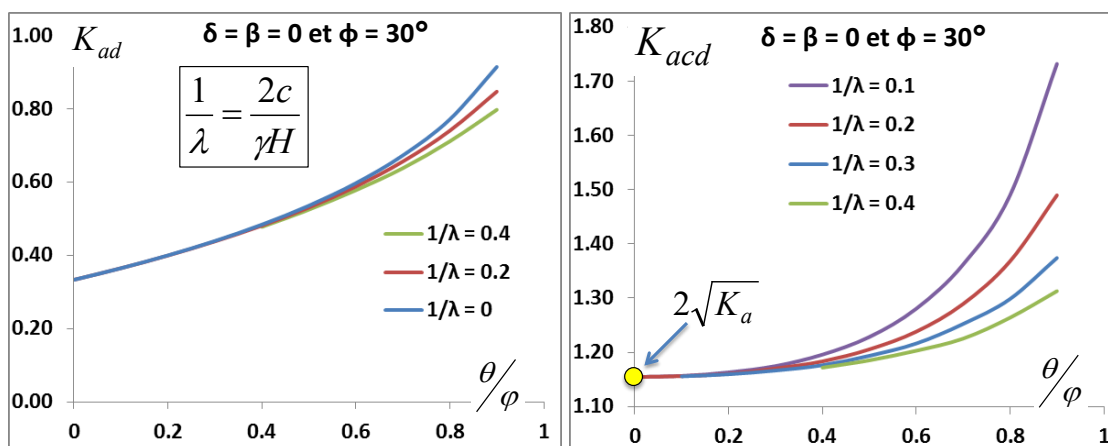


Figure C 38 : Modèle de Mononobé-Okabé pour un terrain de cohésion non nulle – coefficients de poussée dynamique

A partir de la variation de P_{ad} avec la profondeur, on évalue par différenciation une densité de poussée dynamique p_{ad} entre les profondeurs z_{i-1} et z_i depuis la tête de l'écran :

$$p_{ad}(z_{i-1} \leq z \leq z_i) = \frac{P_{ad}(H = z_i) - P_{ad}(H = z_{i-1})}{z_i - z_{i-1}}$$

On en déduit ensuite l'incrément « dynamique » à considérer sur la pression limite de poussée « statique » :

$$\Delta p_{ad} = p_{ad}(k_H, k_V) - p_{ad}(k_H = 0, k_V = 0)$$

La pression limite de poussée prise en compte dans le calcul s'écrit ainsi :

$$p_a|_{\text{statique+dynamique}} = p_a|_{\text{statique}} + \Delta p_{ad}$$

C.3.5.5. Incrément de butée (limite) dynamique

Les effets sismiques impliquent une réduction de la résistance (au cisaillement) disponible et par conséquent une diminution du palier de butée limite par un incrément « dynamique » Δp_{bd} tel que schématisé dans la figure ci-dessous.

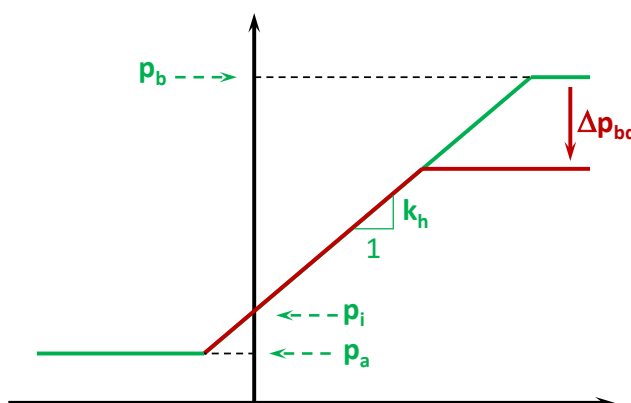


Figure C 39 : Prise en compte d'un incrément dynamique sur le palier de butée limite

L'évaluation de cet incrément dynamique est menée à l'aide d'une forme généralisée du modèle de Mononobé-Okabé (1924), étendu au cas d'un terrain de cohésion non nulle. Ce modèle, il convient de le rappeler, n'est autre que la généralisation du coin de butée de Coulomb en intégrant à l'équilibre des forces celles relatives aux effets d'inertie affectant la masse du coin comme le montre la figure ci-dessous, où P désigne la réaction « déstabilisatrice » de l'écran à l'état d'équilibre limite (butée résultante limite).

Le modèle se limite à l'exploration de mécanismes de rupture plans formant un angle α par rapport à l'écran. Pour un α donné, la projection à la verticale et à l'horizontale de l'équilibre des forces conduit à un système à deux équations et deux inconnues (R_f et P), ce qui permet de tirer la valeur de $P(\alpha)$. On recherche ensuite la valeur de α telle que P soit minimale.

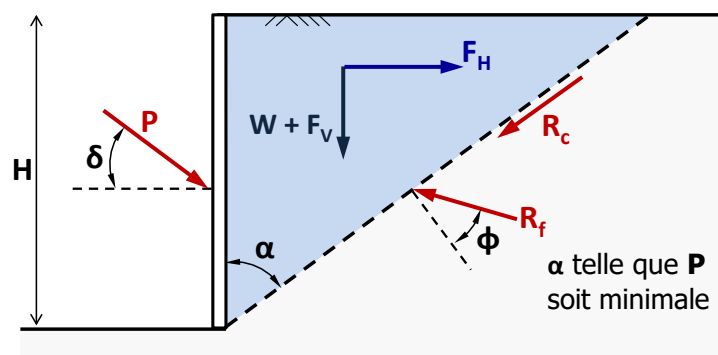


Figure C 40 : Modèle de Mononobé-Okabé pour un terrain de cohésion non nulle – mécanisme de butée

La mise en équation de ce modèle permet d'établir l'expression de la résultante de la butée limite dynamique selon le formalisme suivant :

$$P_{bd} = K_{pd} \left[\frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) H^2 \right] + K_{pcd} [cH]$$

Les coefficients de butée dynamique K_{pd} et K_{pcd} sont fonctions de quatre paramètres :

$$\begin{cases} K_{pd} = g_1(\varphi, \delta, \theta, \lambda) \\ K_{pcd} = g_2(\varphi, \delta, \theta, \lambda) \end{cases} \quad \text{avec} \quad \lambda = \frac{\gamma H}{2c}$$

Les fonctions g_1 et g_2 sont obtenues par intégration numérique.

A partir de la variation de P_{bd} avec la profondeur, on évalue par différenciation une densité de butée dynamique p_{bd} entre les profondeurs z_{i-1} et z_i depuis la tête de l'écran :

$$p_{bd}(z_{i-1} \leq z \leq z_i) = \frac{P_{bd}(H = z_i) - P_{bd}(H = z_{i-1})}{z_i - z_{i-1}}$$

On en déduit ensuite l'incrément « dynamique » à considérer sur la pression limite de butée « statique » :

$$\Delta p_{bd} = p_{bd}(k_H = 0, k_V = 0) - p_{bd}(k_H, k_V)$$

La pression limite de butée prise en compte dans le calcul s'écrit ensuite :

$$p_b|_{\text{statique+dynamique}} = XP \cdot (p_b|_{\text{statique}} - \Delta p_{bd})$$

Où XP est un facteur multiplicateur (inférieur ou égal à 1,00) visant à réduire la butée prise en compte dans le calcul pour les ouvrages sensibles aux déplacements (pour des installations industrielles sensibles, XP est usuellement compris entre 0,33 et 0,50).

C.3.5.6. Effets hydrodynamiques

Les effets hydrodynamiques susceptibles de se développer dans les niveaux où la nappe est considérée comme « libre » sous séisme (absence de terrain ou terrain « ouvert ») sont simulés à l'aide du modèle de Westergaard comme le schématise la figure ci-dessous.

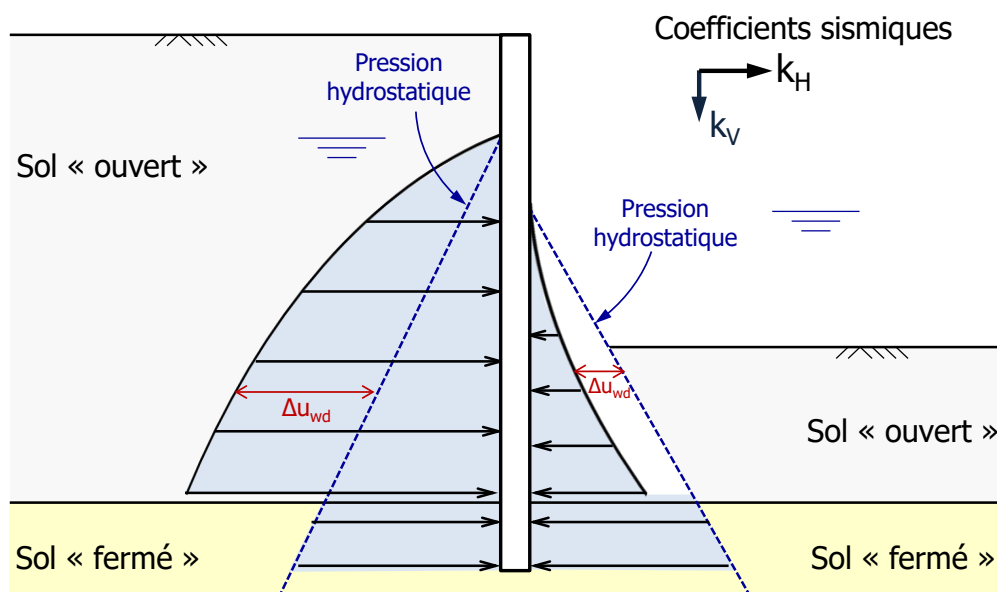


Figure C 41 : Principe du modèle de Westergaard tel que implémenté dans K-Réa v6

La prise en compte du séisme implique ainsi une modification de la pression d'eau « statique » d'un incrément dynamique tel que (dans les niveaux « ouverts » sous nappe) :

$$u_w|_{\text{statique+dynamique}} = u_w|_{\text{statique}} \pm \Delta u_{wd}$$

Avec :

$$\Delta u_{wd}(z) = \frac{7}{8} k_H \gamma_w \sqrt{Hz}$$

Où :

- Z désigne la profondeur du point de calcul comptée à partir du toit de la nappe ;
- H représente la hauteur de la nappe comptée depuis la base de l'écran.

C.3.5.7. Modification de la raideur apparente des ancrages

Les effets sismiques induisent une modification de la raideur apparente des tirants selon le formalisme suivant :

$$K_{\text{dynamique}} = \frac{1}{1 + 1,5|k_H|} \left(\frac{\cos(\alpha \pm \theta)}{\cos \alpha} \right)^2 \cdot K_{\text{statique}}$$

Où α désigne l'inclinaison du tirant par rapport à l'horizontale.

C.4. Vérifications ELU

C.4.1. Approches de calcul

C.4.1.1. Principe de pondération

Le système de pondération dans K-Réa s'applique à la fois sur les actions (permanentes et variables), les effets des actions (résultats des calculs), les paramètres de résistance (caractéristiques de cisaillement), ainsi que sur les résistances (butée et ancrages). Trois approches de calcul sont proposées (1, 2 et 3) conformément à l'Eurocode 7 et sa norme d'application NF P 94-282.

C.4.1.1.1. Pondération des actions

La pondération des actions est appliquée selon le formalisme suivant :

$$A_d = \gamma_A \cdot A_k$$

Dans K-Réa, cela concerne les paramètres suivants :

- Poussée « active » du sol pondération des coefficients de poussée limite
- Pression d'eau pondération de la pression différentielle d'eau
- Surcharges sur le sol pondération de la valeur caractéristique de la surcharge
- Surcharges sur l'écran pondération de la valeur caractéristique de la surcharge

C.4.1.1.2. Pondération des effets des actions

La pondération des effets des actions est appliquée selon le formalisme suivant :

$$E_d = \gamma_E \cdot E_k$$

Dans K-Réa, cela s'applique sur les « résultats » du calcul et vise à évaluer les valeurs de calcul des sollicitations dans l'écran, les ancrages et le sol :

- Sollicitations dans l'écran pondération du diagramme des efforts (N, V, M)
- Efforts d'ancrage pondération des réactions des boutons et tirants
- Butée mobilisée pondération de la butée mobilisée (défaut de butée)

La valeur du coefficient partiel γ_E est identique pour tous les effets des actions.

C.4.1.1.3. Pondération des paramètres de cisaillement

La pondération des paramètres de cisaillement est appliquée selon le formalisme suivant :

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_M} \quad c_d = \frac{c_k}{\gamma_M}$$

Dans K-Réa, cela implique une réévaluation des coefficients de poussée/butée (limite) sur la base des valeurs de calcul des paramètres de cisaillement. Il est à noter que coefficient de pression au repos (k_0) ainsi que le coefficient de réaction demeurent inchangés.

C.4.1.1.4. Pondération des résistances

La pondération des résistances est appliquée selon le formalisme suivant :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

Dans K-Réa, cela concerne les paramètres suivants :

- Butée limite du sol pondération de la butée mobilisable (en post-traitement)
- Structure des ancrages pondération de la limite élastique des ancrages
- Massif d'ancrage pondération de l'effort déstabilisant issu de Kranz

C.4.1.2. Approche 2/2* - NF P 94 282

Au sens de la norme d'application de l'Eurocode 7 en France (NF P 94-282), l'approche 2/2* propose des coefficients partiels qui diffèrent selon le modèle de calcul utilisé (MISS ou MEL) pour l'équilibre ELU de l'écran :

- MISS : pondération (en post-traitement) des effets des actions et des résistances ;
- MEL : pondération (à la source) des actions et des résistances ;

Dans les deux cas, aucune pondération n'est appliquée sur les paramètres de résistance.

Le tableau ci-dessous présente les coefficients partiels proposés par défaut dans K-Réa quand cette approche est utilisée.

Approche 2/2*			Modèle MISS	Modèle MEL
Actions (γ_A)	Poussée active du sol		1.00	1.35
	Pression d'eau		1.00	1.35
	Poids propre écran		1.00	1.35
	Surcharges sur le sol	Permanent	1.00	1.00
		Variable	1.11	1.11
	Surcharges directes sur l'écran	Permanente favorable	1.00	1.00
		Permanente défavorable	1.00	1.35
		Variable défavorable	1.11	1.50
Effets des actions (γ_E)	Sollicitations écran			
	Sollicitations ancrages		1.35	1.00
	Butée mobilisée			
Paramètres de résistance (γ_M)	Angle de frottement	En comportement drainé	1.00	1.00
	Cohésion (effective)	En comportement drainé		
	Angle de frottement	En comportement non drainée	1.00	1.00
	Cohésion	En comportement non drainée		
Résistances (γ_R)	Butée mobilisable	Phase durable	1.40	1.40
		Phase transitoire	1.10	1.10
	Résistance des appuis	Limite élastique	1.00	-
	Massif d'ancrage (Kranz)	Effort déstabilisant	1.10	-

Tableau C 2 : Coefficients partiels appliqués dans l'approche 2/2*

C.4.1.3. Approche 3

L'approche 3 propose par défaut des coefficients partiels identiques entre les modèles MISS et MEL.

À la différence de l'approche 2/2*, cette approche se caractérise par l'application d'une pondération à la source sur les paramètres de résistance (c et ϕ), ce qui nécessite une réévaluation par le moteur de calcul des coefficients de poussée/butée considérés dans le calcul ELU :

$$k_{a,d} = k_a \left(\frac{\tan \phi_k}{\gamma_M} \right) \quad k_{p,d} = k_p \left(\frac{\tan \phi_k}{\gamma_M} \right)$$

Ensuite, à l'exception des surcharges variables (pondérées par 1,30), aucune pondération n'est appliquée sur les actions (permanentes d'origine non structurale), les effets des actions ou les résistances.

Il convient de noter par ailleurs que cette approche ne permet (par défaut) aucune distinction du niveau de sécurité entre les phases transitoire et durable.

Le tableau ci-dessous présente les coefficients partiels proposés par défaut dans K-Réa quand cette approche est utilisée.

Approche 3			Modèle MISS	Modèle MEL
Actions (γ_A)	Poussée active du sol		1.00	1.00
	Pression d'eau		1.00	1.00
	Poids propre écran		1.00	1.00
	Surcharges sur le sol	Permanent	1.00	1.00
		Variable	1.30	1.30
	Surcharges directes sur l'écran	Permanente favorable	1.00	1.00
		Permanente défavorable	1.35	1.35
		Variable défavorable	1.50	1.50
Effets des actions (γ_E)	Sollicitations écran			
	Sollicitations ancrages		1.00	1.00
	Butée mobilisée			
Paramètres de résistance (γ_M)	Angle de frottement	Comportement drainé	1.25	1.25
	Cohésion (effective)	Comportement drainé		
	Angle de frottement	Comportement non drainée	1.40	1.40
	Cohésion	Comportement non drainée		
Résistances (γ_R)	Butée mobilisable	Phase durable	1.00	1.00
		Phase transitoire	1.00	1.00
	Résistance des appuis	Limite élastique	1.00	-
	Massif d'ancrage (Kranz)	Effort déstabilisant	1.00	-

Tableau C 3 : Coefficients partiels appliqués dans l'approche 3

C.4.1.4. Approches 1.1/1.2

L'approche 1 comporte deux « variantes » :

- une variante 1.1 dont le formalisme est « proche » de celui de l'approche 2 (pondération des actions, aucune pondération des paramètres de résistance) ;
- une variante 1.2 dont le formalisme est « proche » de celui de l'approche 3 (pondération des paramètres de résistance, aucune pondération sur les actions) ;

Dans les pays où cette approche s'applique (par exemple en Angleterre), il convient d'examiner successivement les deux variantes et de retenir celle conduisant au dimensionnement le plus défavorable.

Les tableaux ci-après présentent les coefficients partiels proposés par défaut dans K-Réa quand cette approche est utilisée.

Approche 1.1			Modèle MISS	Modèle MEL
Actions (γ_A)	Poussée active du sol		1.35	1.35
	Pression d'eau		1.35	1.35
	Poids propre écran		1.35	1.35
	Surcharges sur le sol	Permanententes	1.00	1.00
		Variables	1.11	1.11
	Surcharges directes sur l'écran	Permanente favorable	1.00	1.00
		Permanente défavorable	1.35	1.35
		Variable défavorable	1.50	1.50
Effets des actions (γ_E)	Sollicitations écran			
	Sollicitations ancrages		1.00	1.00
	Butée mobilisée			
Paramètres de résistance (γ_M)	Angle de frottement	Comportement drainé	1.00	1.00
	Cohésion (effective)	Comportement drainé		
	Angle de frottement	Comportement non drainée	1.00	1.00
	Cohésion	Comportement non drainée		
Résistances (γ_R)	Butée mobilisable	Phase durable	1.00	1.00
		Phase transitoire	1.00	1.00
	Résistance des appuis	Limite élastique	1.10	-
	Massif d'ancrage (Kranz)	Effort déstabilisant	1.00	-

Tableau C 4 : Coefficients partiels appliqués dans l'approche 1.1

Approche 1.2			Modèle MISS	Modèle MEL
Actions (γ_A)	Poussée active du sol		1.00	1.00
	Pression d'eau		1.00	1.00
	Poids propre écran		1.00	1.00
	Surcharges sur le sol	Permanententes	1.00	1.00
		Variables	1.30	1.30
	Surcharges directes sur l'écran	Permanente favorable	1.00	1.00
		Permanente défavorable	1.00	1.00
		Variable défavorable	1.30	1.30
Effets des actions (γ_E)	Sollicitations écran			
	Sollicitations ancrages		1.00	1.00
	Butée mobilisée			
Paramètres de résistance (γ_M)	Angle de frottement	Comportement drainé	1.25	1.25
	Cohésion (effective)	Comportement drainé		
	Angle de frottement	Comportement non drainée	1.40	1.40
	Cohésion	Comportement non drainée		
Résistances (γ_R)	Butée mobilisable	Phase durable	1.00	1.00
		Phase transitoire	1.00	1.00
	Résistance des appuis	Limite élastique	1.10	-
	Massif d'ancrage (Kranz)	Effort déstabilisant	1.00	-

Tableau C 5 : Coefficients partiels appliqués dans l'approche 1.2

C.4.2. Niveaux de terrain

K-Réa offre la possibilité de « pondérer » les niveaux de terrain considérés dans les calculs ELU (modèles MISS ou MEL). Cette « pondération » est contrôlée par un paramètre de « sur-excavation » Δa défini par l'utilisateur par côté et par phase.

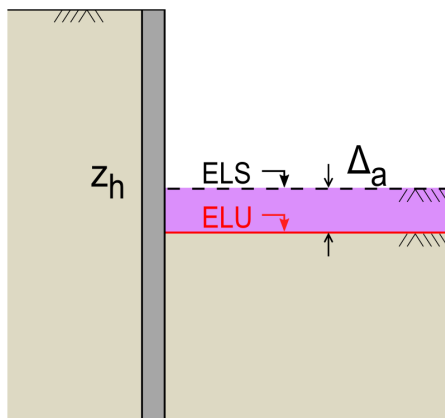


Figure C 42 : Niveaux de terrain – notion de sur-excavation

En l'absence d'un contrôle stricte du fond de l'excavation, la norme NF P 94-282 recommande la valeur suivante :

$$\Delta a = \min (50 \text{ cm}, 10\%H)$$

Où H désigne la hauteur de soutènement effective définie selon les indications de la figure ci-dessous.

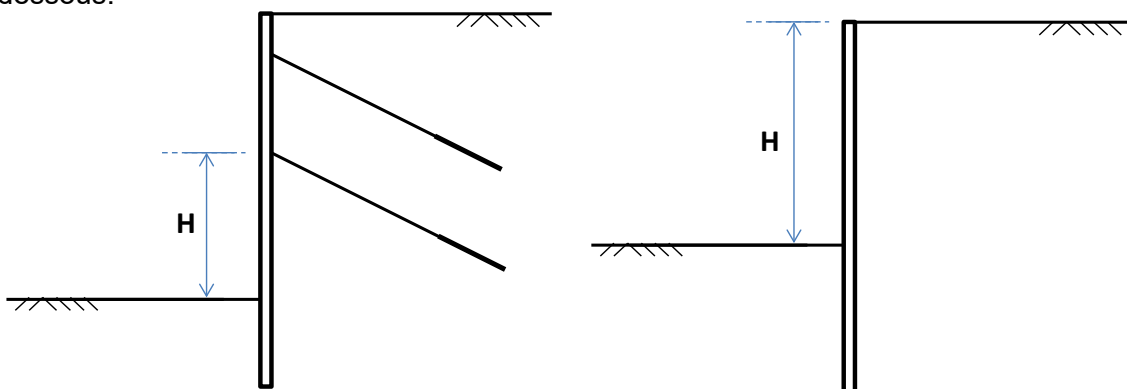


Figure C 43 : Notion de hauteur de soutènement effective

C.4.3. Vérification du défaut de butée

L'examen du défaut de butée vise à vérifier que la fiche disponible de l'écran permet une sécurité suffisante entre la butée mobilisable et celle nécessaire à l'équilibre (ELU) de l'écran.

C.4.3.1. Cas général

Pour le cas général des phases où l'écran comporte un ou plusieurs niveaux d'ancrage, cette vérification est menée sur la base des résultats du modèle MISS, selon le formalisme suivant :

$$B_{t,d} \leq B_{m,d}$$

Où :

- $B_{t,d}$: valeur de calcul de la résultante de la butée mobilisée (issue du modèle MISS) ;
- $B_{m,d}$: valeur de calcul de la résultante de la butée limite (ou mobilisable).

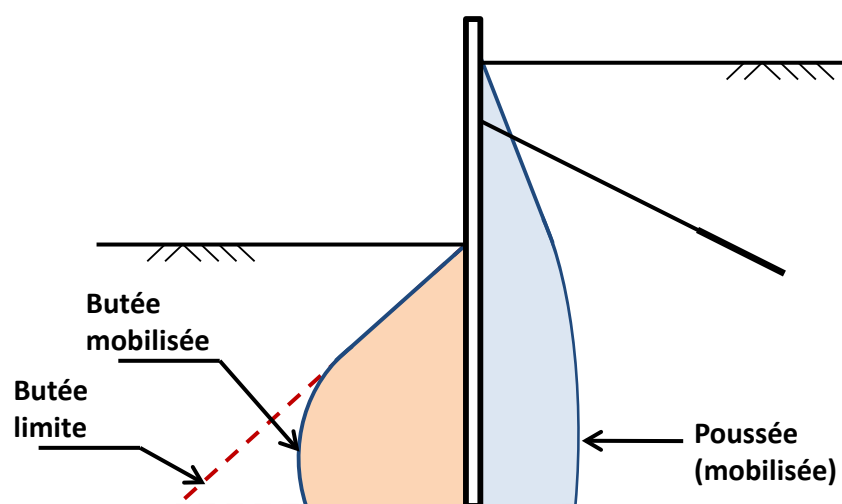


Figure C 44 : Butées mobilisée et limite pour le modèle d'équilibre d'un écran ancré

Les valeurs de calcul des butées mobilisée et mobilisable sont définies à partir des relations suivantes :

$$B_{t,d} = \gamma_E \cdot B_{t,k} \qquad B_{m,d} = \frac{B_{m,k}}{\gamma_R}$$

Les valeurs de γ_E et γ_R sont précisées (pour chaque approche de calcul) dans le §C.4.1. En particulier, pour l'approche 2/2* (NF P 94 282), les valeurs considérées par défaut dans K-Réa (modèle MISS) sont les suivantes :

Nature de la phase	γ_E	γ_R
Transitoire	1,35	1,10
Durable	1,35	1,40

Tableau C 6 : Exemple de pondération appliquée pour l'approche 2/2*

C.4.3.2. Cas particulier : phases où l'écran est en console

C.4.3.2.1. Principe

La norme NF P 94-282 impose l'utilisation d'un modèle aux équilibres limites pour les vérifications ELU des phases où l'écran est en console.

Ce modèle consiste, comme son nom l'indique, à examiner l'équilibre de l'écran, supposé parfaitement rigide (le calcul ne tient implicitement pas compte de la flexibilité propre de l'écran) en considérant que le sol des deux côtés de l'écran est à l'état limite de poussée/butée jusqu'à un certain point dit « point de transition ». Au-delà de celui-ci, le sol est supposé en état limite de contre-poussée à l'aval de l'écran, tandis qu'à l'amont, on s'assure que la contre-butée nécessaire à l'équilibre horizontal de l'écran est inférieure, avec une sécurité suffisante, à la contre-butée disponible sous le point de transition (voir Figure C 45).

La définition du « point de transition » fait l'objet des paragraphes §C.4.3.2.3 et §C.4.3.2.4.

Avec les notations de la Figure C 45, l'équilibre de l'écran fait intervenir le système des efforts suivants :

- F_a : résultante horizontale du diagramme de poussée $p_{a,d}$
- F_b : résultante horizontale du diagramme de butée $p_{b,d}$
- F_{c_a} : résultante horizontale du diagramme de contre-poussée $p_{c_a,d}$
- F_{c_b} : résultante horizontale du diagramme de contre-butée disponible $p_{c_b,d}$
- ΔU : résultante horizontale du diagramme de pressions différentielles d'eau $u_a - u_b$

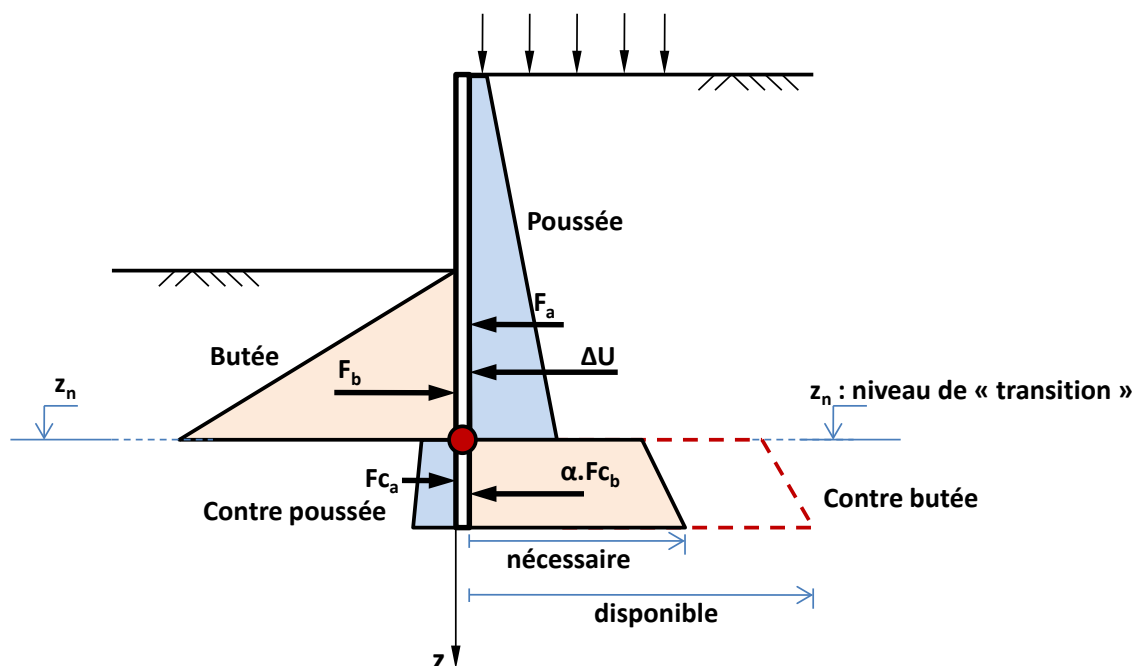


Figure C 45 : Principe conventionnel du modèle d'équilibre limite (MEL)

Le facteur « α » est appelé facteur de « mobilisation » de la contre-butée et est défini comme le rapport entre la contre-butée nécessaire à l'équilibre horizontal de l'écran et celle disponible (ou limite). Les diagrammes de pressions introduits ci-dessus sont exprimés en « valeurs de calcul » selon le système de pondération détaillé dans les §C.4.1. L'équilibre limite de l'écran prend également en compte les surcharges appliquées directement sur l'écran (force linéique, couple, surcharge trapézoïdale), également exprimées en valeurs de calcul.

Sur la base de ce modèle, et selon les dispositions de la norme NF P 94-282, on justifie la stabilité vis-à-vis du défaut de butée en procédant aux vérifications suivantes :

- Vérification de la fiche, qui consiste à s'assurer que la fiche disponible est supérieure, avec une sécurité suffisante, à la fiche minimale nécessaire à l'équilibre des moments.
- Vérification de la contre-butée, qui consiste à s'assurer que la contre-butée disponible sous le point de transition est suffisante pour équilibrer les efforts horizontaux. La mise en œuvre de cette vérification nécessite de déterminer la position du point de transition. Pour cela, deux modèles de calcul sont proposés dans K-Réa : approche D (appliquée par défaut) et approche F.

C.4.3.2.2. Vérification de la fiche

La vérification de la fiche de l'écran est basée sur la condition suivante (Figure C 46) :

$$f_b \geq 1,20 f_0$$

Où :

- f_b : fiche de l'écran « disponible » sous le point de pression différentielle nulle O ;
- f_0 : fiche minimale, sous le point de pression différentielle nulle O, nécessaire à l'obtention de l'équilibre des moments (au-dessus du point C).

Selon les notations de la Figure C 46, on a :

$$f_b = (z_P - z_O) \text{ et } f_0 = (z_C - z_O).$$

La pression différentielle ainsi évoquée, notée p_d , désigne le diagramme résultant obtenu en superposant les valeurs de calcul des diagrammes de poussée, de butée et de pressions d'eau. On a donc, par définition (pour le cas où la fouille est située à gauche) :

$$p_d = p_{a, droite} - p_{b, gauche} + u_{droite} - u_{gauche}$$

La recherche du point C est menée en écrivant l'équation générale traduisant l'équilibre des moments par rapport à ce même point :

$$M(p_d)_{||C} + M(S_d)_{||C} = 0$$

Où :

- $M(p_d)_{||C}$: moment par rapport au point C, de la résultante du diagramme de pressions différentielles p_d (entre la tête de l'écran et le point C ;
- $M(S_d)_{||C}$: moment par rapport au point C, de la résultante des surcharges éventuelles appliquées directement sur l'écran entre sa tête et le point C.

La résolution de cette équation est menée par un processus de recherche dichotomique avec un critère d'arrêt relatif fixé par défaut à 10^{-4} .

Sur la Figure C 46, l'effort R_C désigne la résultante (valeur de calcul) des efforts horizontaux appliqués sur la hauteur comprise entre la tête de l'écran et le point C :

$$R_C = -R(p_d)_{||C} - R(S_d)_{||C}$$

Où :

- $R(p_d)_{||C}$: résultante du diagramme de pressions différentielles p_d sur la hauteur comprise entre la tête de l'écran et le point C ;
- $R(S_d)_{||C}$: résultante des surcharges appliquées (en valeurs de calcul) directement sur l'écran entre sa tête et le point C.

La vérification de la contre-butée a pour objectif de s'assurer que la contre-butée disponible est suffisante pour reprendre l'effort R_C .

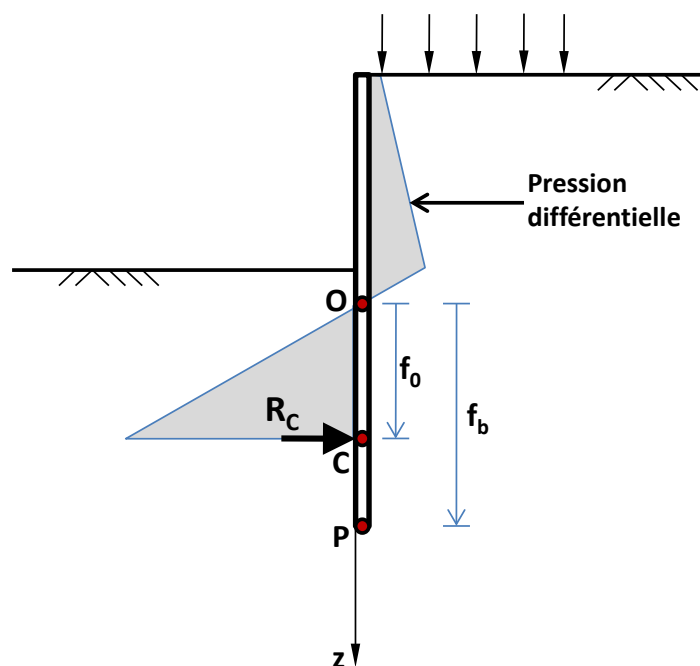


Figure C 46 : Notions de fiches minimale f_0 et disponible f_b selon le modèle MEL

C.4.3.2.3. Vérification de la contre-butée avec « l'approche D »

L'approche D, appliquée par défaut dans K-Réa, permet de s'affranchir des hypothèses simplificatrices implicitement introduites dans les errements usuels, en recherchant rigoureusement le point de transition z_n pour assurer l'équilibre global à la fois des efforts et des moments sur toute la hauteur de l'écran (figure ci-dessous).

Dans ce modèle, la fiche (conventionnelle, comptée à partir du point O) de l'écran prise en compte dans le calcul peut être « paramétrée » selon trois options (figure ci-dessous) :

- Option 1 fiche de calcul = fiche réelle de l'écran (option par défaut) ;
- Option 2 fiche de calcul = $1,2 \times f_0$ (recommandée si la fiche réelle est longue) ;
- Option 3 fiche de calcul = valeur imposée par l'utilisateur.

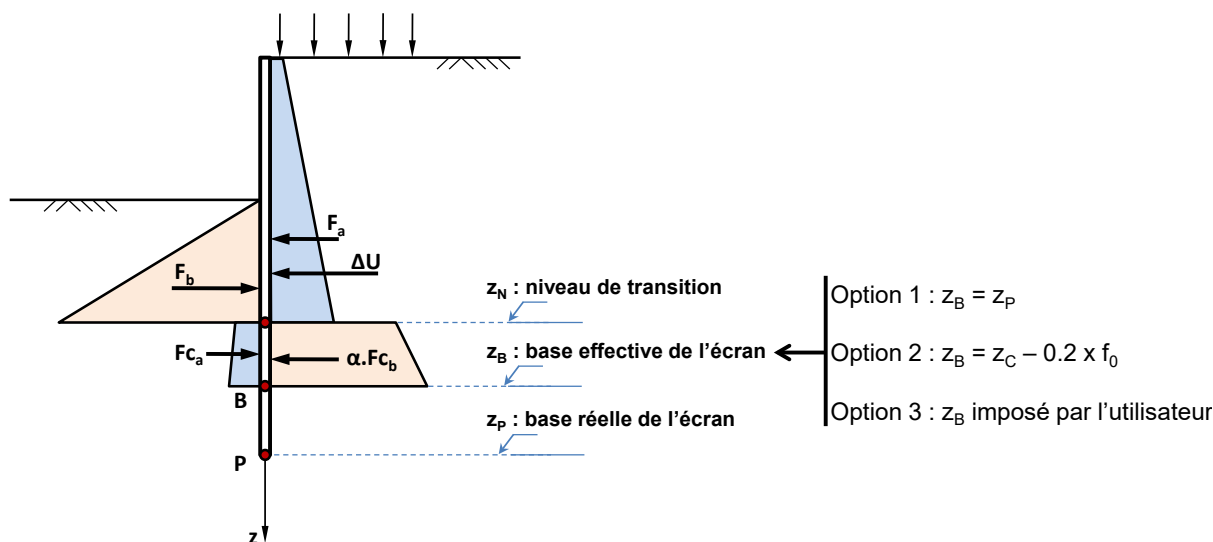


Figure C 47 : Vérification de la contre-butée selon l'approche D

Selon les notations de la figure précédente, l'équilibre global de l'écran peut être traduit par un système de deux équations à deux inconnues (α , z_n) :

- Equilibre des efforts : $F_a - F_b + \alpha \cdot F_{c_b} - F_{c_a} + \Delta U + R(S_d) = 0$
- Equilibre des moments : $M(F_a) - M(F_b) + \alpha \cdot M(F_{c_b}) - M(F_{c_a}) + M(\Delta U) + M(S_d) = 0$

Où :

- F_a , F_b , F_{c_a} , F_{c_b} sont respectivement les résultantes des diagrammes de poussée, butée, contre-poussée et contre-butée. Leurs valeurs sont fonctions de la position du point de transition z_n ;
- $M(F_a)$, $M(F_b)$, $M(F_{c_a})$, $M(F_{c_b})$ sont respectivement les moments des efforts F_a , F_b , F_{c_a} , F_{c_b} par rapport au point P (pied de l'écran). Leurs valeurs sont également fonctions de la position de z_n ;
- ΔU et $M(\Delta U)$ respectivement la résultante du diagramme de pressions différentielles d'eau et le moment correspondant par rapport au point P. Leurs valeurs sont indépendantes de z_n ;
- $R(S_d)$ et $M(S_d)$ respectivement la résultante et le moment par rapport à P des surcharges éventuelles (valeurs de calcul) appliquées directement sur l'écran.

La résolution de ce système d'équations est menée par un processus de recherche dichotomique avec un critère d'arrêt relatif fixé à 10^{-4} . La mise en œuvre de cette approche permet ainsi d'obtenir simultanément la cote de transition z_n et le facteur α permettant de vérifier la contre-butée à travers la condition : $\alpha \leq 1$.

C.4.3.2.4. Vérification de la contre-butée avec « l'approche F »

L'approche F est une méthode simplifiée qui consiste à assimiler la contre-butée mobilisée à une pression uniforme appliquée sur une longueur égale à $0,2f_0$ de part et d'autre du point C, comme le montre la figure ci-dessous.

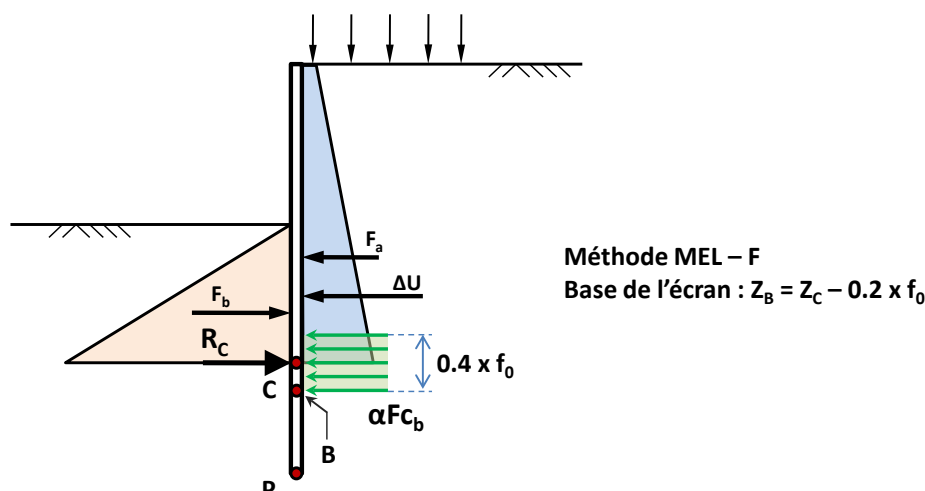


Figure C 48 : Vérification de la contre-butée selon l'approche F

Ainsi, selon les notations de la figure ci-dessus, l'équilibre des efforts horizontaux se traduit par l'égalité :

$$R_C = \alpha \cdot F_{c_b} - F_{c_a} + \Delta U_{inf} + R(S_d)_P^C$$

Où :

- $R(S_d)_P^C$: est la résultante des surcharges éventuelles, appliquées directement sur l'écran sous le point C ;
- ΔU_{inf} : est la résultante des pressions différentielles d'eau exercées sur l'écran sous le point C.

Le facteur de mobilisation « α » est ainsi obtenu par la relation :

$$\alpha = \frac{R_C + F_{c_a} - \Delta U_{inf} - R(S_d)_P^C}{F_{c_b}}$$

C.4.4. Calcul des sollicitations ELU

Le calcul des sollicitations ELU est mené selon le même modèle ayant servi à la vérification du défaut de butée : MISS pour les phases où l'écran est ancré, MEL pour les phases où l'écran est considéré comme en console. La valeur de calcul des sollicitations dans l'écran et les ancrages est obtenue selon le formalisme suivant :

$$E_d = \gamma_E \cdot E_k$$

Pour rappel, dans le cas de l'approche 2/2* (NF P 94 282), la valeur de γ_E est prise égale à :

- $\gamma_E = 1,35$ pour le modèle MISS établi par défaut sans pondération sur les actions permanentes et les résistances ;
- $\gamma_E = 1,00$ pour le modèle MEL établi par défaut avec pondération à la source des actions permanentes par 1,35 et des résistances par 1/1,10 ou 1/1,40.

A noter que dans le cas où l'approche 3 est utilisée, nous avons $\gamma_E = 1,00$ pour les modèles MISS et MEL. Ceux-ci sont établis avec pondération à la source des paramètres de cisaillement par 1,25.

C.4.5. Vérification de l'équilibre vertical

C.4.5.1. Cas général

La vérification de l'équilibre vertical consiste à estimer la résultante verticale des efforts appliqués sur l'écran, et à vérifier son orientation (vers le haut si la résultante est négative, ou vers le bas si la valeur est positive). La résultante verticale des efforts, si elle est orientée vers le bas, doit ensuite servir de paramètre d'entrée pour vérifier la portance de l'écran (à l'aide de modèles de calcul spécifique non intégrés à K-Réa).

Cette vérification permet également de juger de la pertinence des valeurs considérées pour les inclinaisons de poussée/butée.

La valeur de calcul de la résultante verticale $R_{v,d}$ des efforts appliqués sur l'écran est donnée par l'expression générale suivante :

$$R_{v,d} = P_d + P_{v,d} + F_{v,d} + T_{v,d}$$

Où :

- P_d : poids total de l'écran ;
- $P_{v,d}$: valeur de calcul de la résultante verticale des pressions des terres sur la hauteur de l'écran ;
- $F_{v,d}$: valeur de calcul de la résultante verticale des surcharges extérieures inclinées s'exerçant sur l'écran ;
- $T_{v,d}$: valeur de calcul de la résultante verticale des efforts dus aux ancrages inclinés connectés à l'écran.

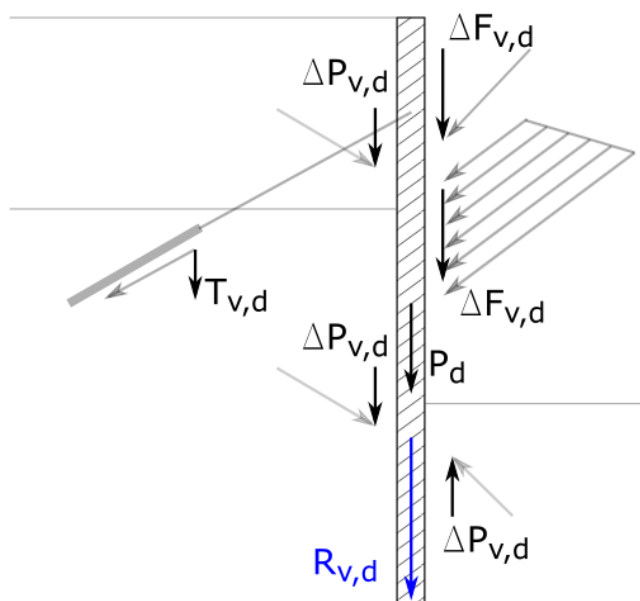


Figure C 49 : Bilan des efforts verticaux s'exerçant sur l'écran

Il est à rappeler que K-Réa calcule, à l'ELS comme à l'ELU, l'effort axial (vertical) en chaque point de l'écran. La résultante verticale des efforts n'est autre que la valeur de cet effort axial au pied de l'écran :

$$R_{v,d} = N_{ELU}^{zz}(z = z_{base})$$

C.4.5.2. Cas d'un écran en console

Dans le cas d'un écran en console, l'équilibre ELU de l'écran étant traité par un modèle aux équilibres limites, la composante verticale de la pression des terres s'obtient directement par projection selon les inclinaisons « limites » (et non intermédiaires) de poussée/butée renseignées par l'utilisateur.

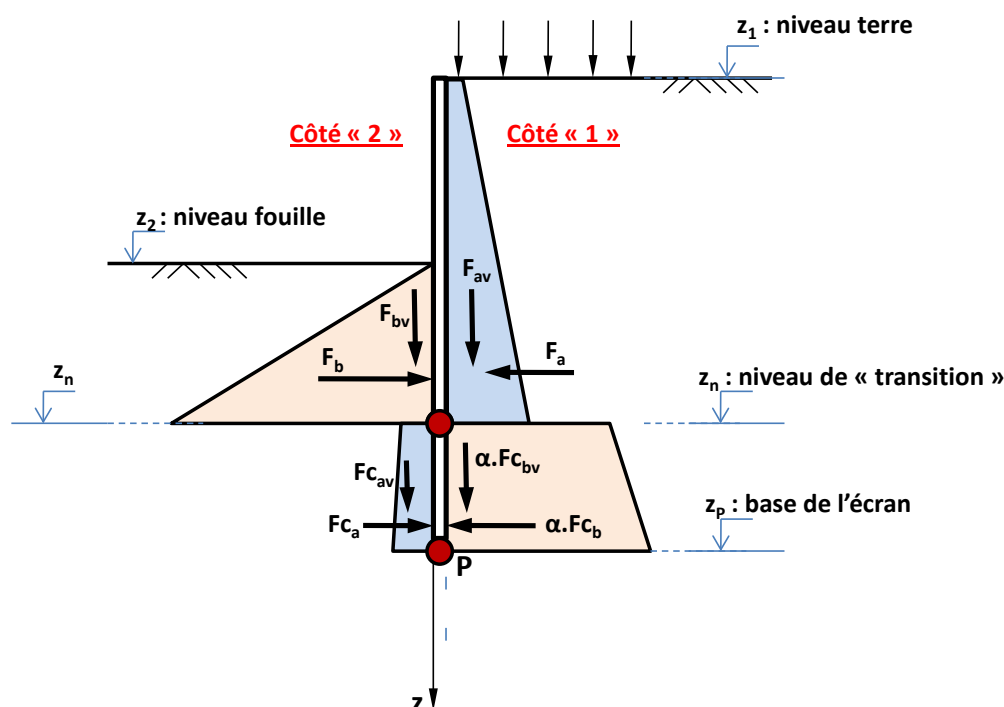


Figure C 50 : Bilan vertical des efforts pour le cas d'un modèle d'équilibre limite (MEL).

Dans le cas où la résultante verticale obtenue est dirigée vers le haut, K-Réa offre la possibilité d'agir, de façon manuelle ou automatique, sur l'inclinaison des pressions de contre-butée de façon à obtenir un équilibre vertical « pertinent » (i.e. avec résultante vers le bas). En mode « automatique », cet ajustement est contrôlé par un facteur « Xcb » défini comme suit :

$$(\delta/\varphi)_{\text{contre-butée}} = X_{cb} \times (\delta/\varphi)_{\text{butée}}$$

Le facteur Xcb a une valeur initiale de 1,00 puis est diminué automatiquement (si nécessaire) jusqu'à l'obtention d'une résultante verticale vers le bas. Le processus s'arrête dans tous les cas quand Xcb atteint la valeur de -1,00.

A noter que la modification de l'inclinaison de la contre-butée implique celle des coefficients de contre-butée $k_{p,cb}$ et $k_{pc,cb}$ qui interviennent dans le calcul de la contre-butée disponible sous le point de transition z_n . Ces coefficients sont re-calculés automatiquement par le programme selon la méthode de calcul « de référence » désignée par l'utilisateur (par défaut « Kérisel et Absi »).

C.4.6. Vérification de la stabilité du massif d'ancrage

C.4.6.1. Principe général

Le principe général de la vérification est de s'assurer que les efforts d'ancrage (correspondant aux tirants d'ancrage uniquement) peuvent être transférés au massif de sol en toute sécurité, en vérifiant la stabilité de la surface de rupture à la base du massif de sol, et de montrer ainsi que la longueur de chaque tirant d'ancrage est suffisante.

Cette vérification est menée par défaut dans K-Réa selon l'approche « Kranz » simplifiée évoquée dans l'annexe G de la norme NF P 94 -282. Le caractère simplifié de la méthode (Cuira et al. 2014) réside dans l'adoption d'une surface de rupture plane (CD) comme le montre la Figure C 51. Il est également possible de mener la vérification en considérant une surface en arc de spirale (§C.4.6.5).

Selon les notations de la Figure C 51, le modèle de Kranz (1953) consiste à justifier la stabilité du massif ABCDA en s'assurant que l'effort d'ancrage dans le tirant demeure inférieur à une valeur limite correspondant à l'équilibre ultime du massif, appelée « effort déstabilisant ».

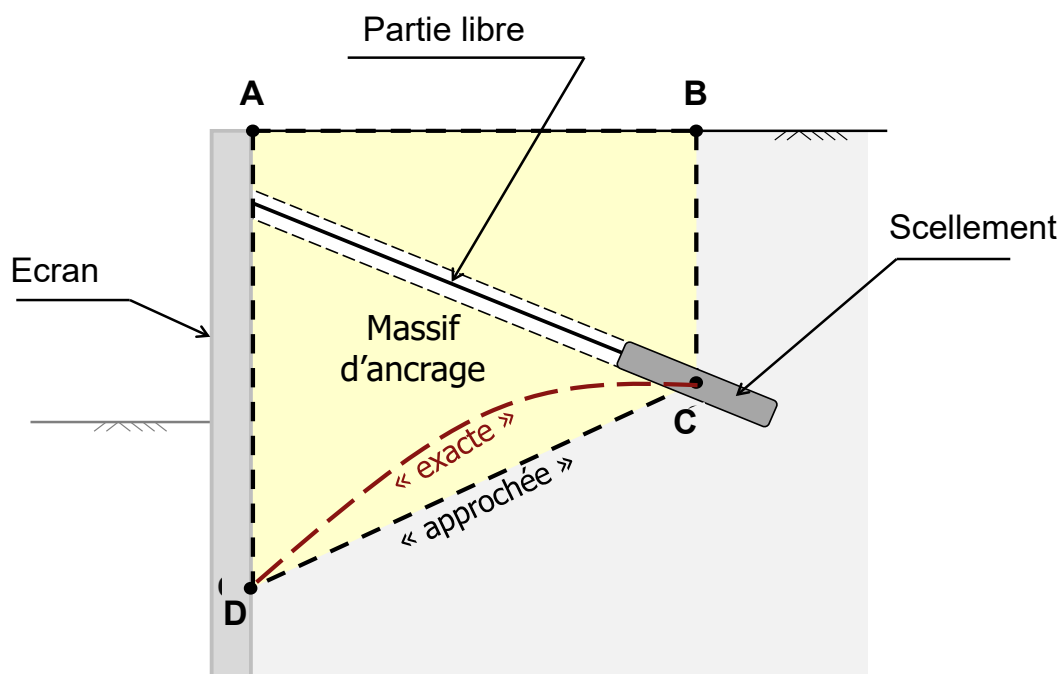


Figure C 51 : Approche Kranz simplifiée – Schéma de principe

C.4.6.2. Cas d'un seul tirant

C.4.6.2.1. Définition du massif d'ancrage

Le massif d'ancrage ABCDA objet de la vérification est délimité par les points suivants :

- **A** : tête de l'écran ou intersection de l'écran avec le toit de la première couche ;
- **D** : point d'effort tranchant nul (pris sous le fond de l'excavation) ;
- **C** : point d'ancrage effectif du tirant correspondant à la longueur utile du tirant L_u ;
- **B** : projection verticale du point C sur l'axe (AX) ;

C.4.6.2.2. Bilan des efforts extérieurs

La Figure C 52 récapitule le bilan des efforts appliqués sur le massif ABCDA :

- T_u : effort d'ancrage du tirant ;
- P_1 : réaction de l'écran, prise égale à la résultante des pressions de terres sur [AD] ;
- P_2 : effort de poussée exercé à l'amont du massif sur [BC] ;
- W : poids du massif (humide au-dessus de la nappe, et déjaugé en-dessous). La nappe est supposée horizontale ;
- F_e : résultante des surcharges (permanentes) appliquées sur ou dans le massif ;
- R_c : résistance limite due à la cohésion mobilisable le long de [CD] ;
- R_f : résistance limite due au frottement mobilisable le long de [CD].

L'équilibre limite du massif se traduit ainsi par l'équation vectorielle (figure ci-dessous) :

$$\vec{R}_c + \vec{R}_f + \vec{W} + \vec{F}_e + \vec{P}_1 + \vec{P}_2 + \vec{T} = \vec{0}$$

Cet équilibre appelle plusieurs commentaires :

- L'effort F_e intègre uniquement la résultante des surcharges « permanentes ». Les surcharges variables s'appliquant entre A et B ne sont pas comptabilisées dans ce modèle étant donné leur caractère favorable vis-à-vis de la stabilité du massif ;
- L'effort de frottement R_f est incliné d'un angle égal à φ par rapport à la normale ;
- La composante horizontale de P_1 , notée P_{1H} , est calculée directement par intégration des pressions horizontales mobilisées, résultat du calcul d'équilibre horizontal de l'écran. Sa composante verticale, notée P_{1V} est calculée avec la même démarche que celle considérée pour la vérification de l'équilibre vertical de l'écran (voir §C.4.5) ;
- L'effort de poussée amont P_2 est supposé horizontal ($P_{2V} = 0$, approche sécuritaire). Sa composante horizontale P_{2H} est calculée directement à partir des caractéristiques des couches rencontrées entre B et C, et tenant compte des surcharges appliquées à l'amont du massif d'ancrage (permanentes et variables) ;
- Le calcul de l'effort R_c se fait par simple intégration de la cohésion du sol le long du segment [CD] tenant compte de sa variation éventuelle avec la profondeur.

Pour toute la suite, on désigne par T_{dsb} la valeur de T permettant de vérifier l'équation d'équilibre ci-dessus et d'atteindre donc l'équilibre limite du massif (effort d'ancrage déstabilisant).

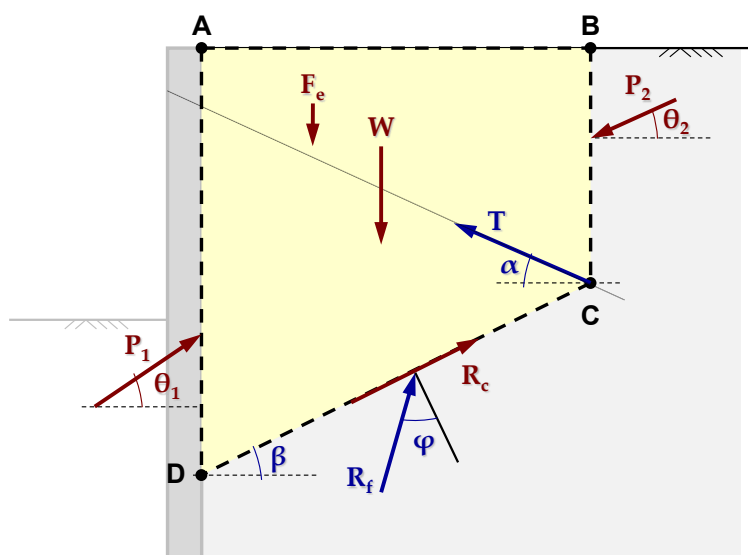


Figure C 52 : Bilan schématique des efforts exercés sur le massif d'ancrage

C.4.6.2.3. Discretisation du massif d'ancrage

On se place dans le cas général où la surface de rupture supposée [CD] traverse plusieurs couches de sol. Dans ce cas, la résolution de l'équilibre limite du massif nécessite de discrétiser le massif (ABCD) en autant de blocs que de couches traversées, de sorte que la « base » d'un bloc donné soit « homogène ».

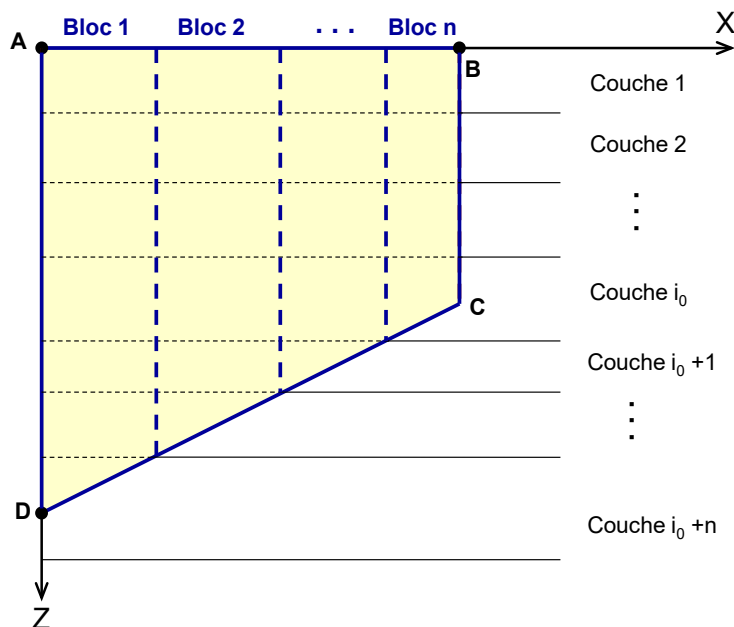


Figure C 53 : Discretisation du massif d'ancrage en plusieurs blocs

L'équilibre local d'un bloc « k » est régi par le système d'efforts suivants (figure ci-dessous) :

- $H_1^{(k)}$ et $V_1^{(k)}$ réactions extérieures mobilisées sur la frontière verticale gauche ;
- $H_2^{(k)}$ et $V_2^{(k)}$ réactions extérieures mobilisées sur la frontière verticale droite ;
- $W^{(k)}$ poids propre déjaugé ;
- $F_e^{(k)}$ résultante des surcharges extérieures appliquées dans le bloc k ;
- $R_c^{(k)}$ résistance due à la cohésion mobilisable le long du segment $D^{(k)}C^{(k)}$;
- $R_f^{(k)}$ résistance due au frottement mobilisable le long du segment $D^{(k)}C^{(k)}$.

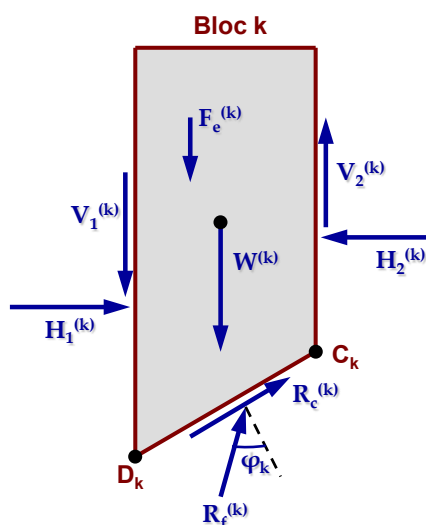


Figure C 54 : Equilibre local d'un bloc – bilan des efforts

Dans la figure ci-dessus, φ_k désigne l'angle de frottement de la couche de sol rencontrée à la base du bloc « k ».

Par souci de simplification, on adopte l'hypothèse dite de Bishop qui consiste à supposer que les réactions « inter – blocs » sont horizontales, ce qui revient à considérer, selon les notations de la Figure C 54 que :

$$V_1^{(k)} = 0 \text{ et } V_2^{(k)} = 0$$

Cette condition est valable uniquement le long des frontières « inter – blocs », une exception est donc à considérer pour le premier ($k = 1$) et le dernier bloc ($k = n$). On aboutit ainsi au schéma général de la figure ci-dessous :

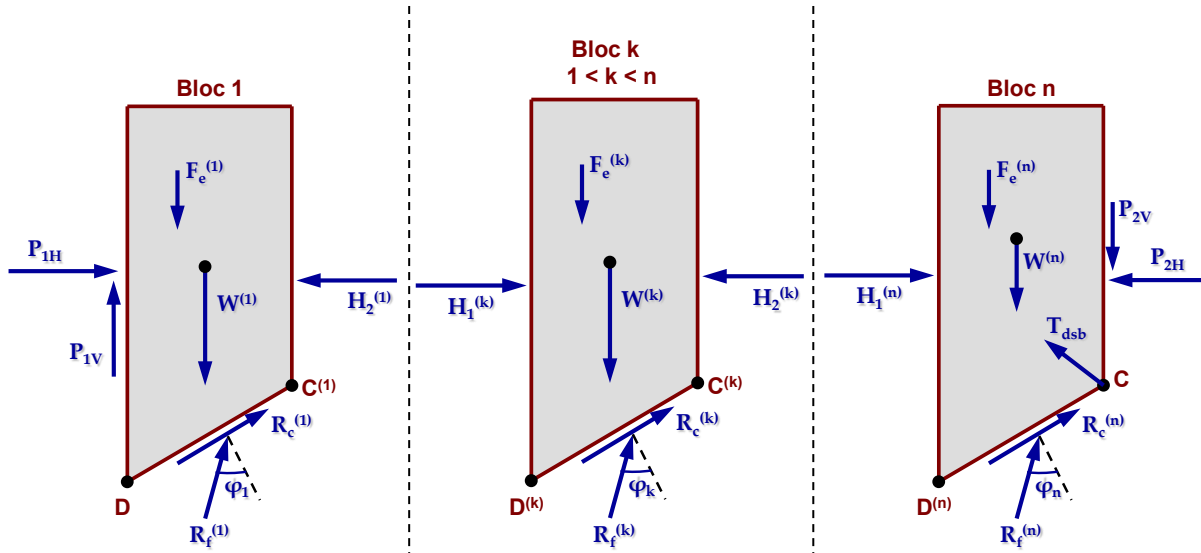


Figure C 55 : Equilibres locaux des blocs tenant compte de l'hypothèse simplificatrice de Bishop

Il est à noter que du fait des coupures successives, l'effort d'ancrage T_{dsb} est pris en compte uniquement dans l'équilibre du dernier bloc (n). En réalité, comme la ligne d'action est unique, l'affectation de cet effort à l'un quelconque des blocs s'avère sans incidence.

C.4.6.2.4. Résolution de l'équilibre général

Pour une discrétisation en « n » blocs, la mise en équation des équilibres locaux conduit à un système de $3n - 1$ équations à $3n - 1$ inconnues. Plus précisément, le système d'équations est obtenu en projetant l'équilibre local de chaque bloc selon Ox et Oz (soit 2 équations par bloc) et en écrivant le principe d'action/réaction entre deux blocs joints se traduisant par : $H_1^{(k)} = H_2^{(k-1)}$.

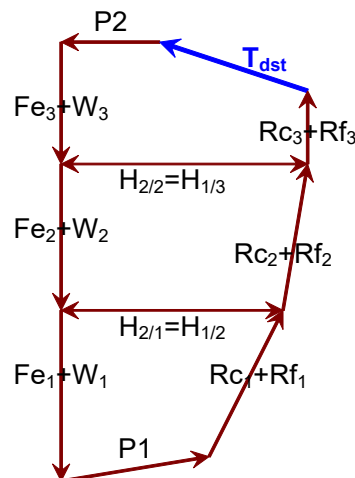


Figure C 56 : Exemple de bilan des efforts pour le cas de 3 blocs

La résolution de ce système permet d'obtenir les valeurs de $H_1^{(k)}$, $H_2^{(k)}$, $R_f^{(k)}$ et T_{dsb} .

C.4.6.2.5. Vérification

L'obtention de la valeur caractéristique de l'effort déstabilisant T_{dsb} permet de conduire la vérification de la stabilité du massif d'ancrage à l'ELU :

$$T_{réf,d} = \gamma_E \cdot T_{réf} \leq T_{dsb,d} = \frac{T_{dsb}}{\gamma_R}$$

Dans le cas de l'approche 2/2* au sens de la norme NF P 94 282 : $\gamma_R = 1,10$ et $\gamma_E = 1,35$.

C.4.6.3. Cas de plusieurs tirants

C.4.6.3.1. Principe général

On considère le cas d'un écran ancré par plusieurs lits de tirants comme le schématise la figure ci-dessous.

La vérification de la stabilité du massif d'ancrage est menée en examinant successivement la stabilité des massifs « associés » à chaque tirant tel que cela a été défini pour le cas d'un tirant unique. Ainsi pour chaque tirant « j », on examine la stabilité du massif AB_jC_jDA tenant compte des efforts d'ancrage de tous les tirants situés à l'intérieur de ce massif.

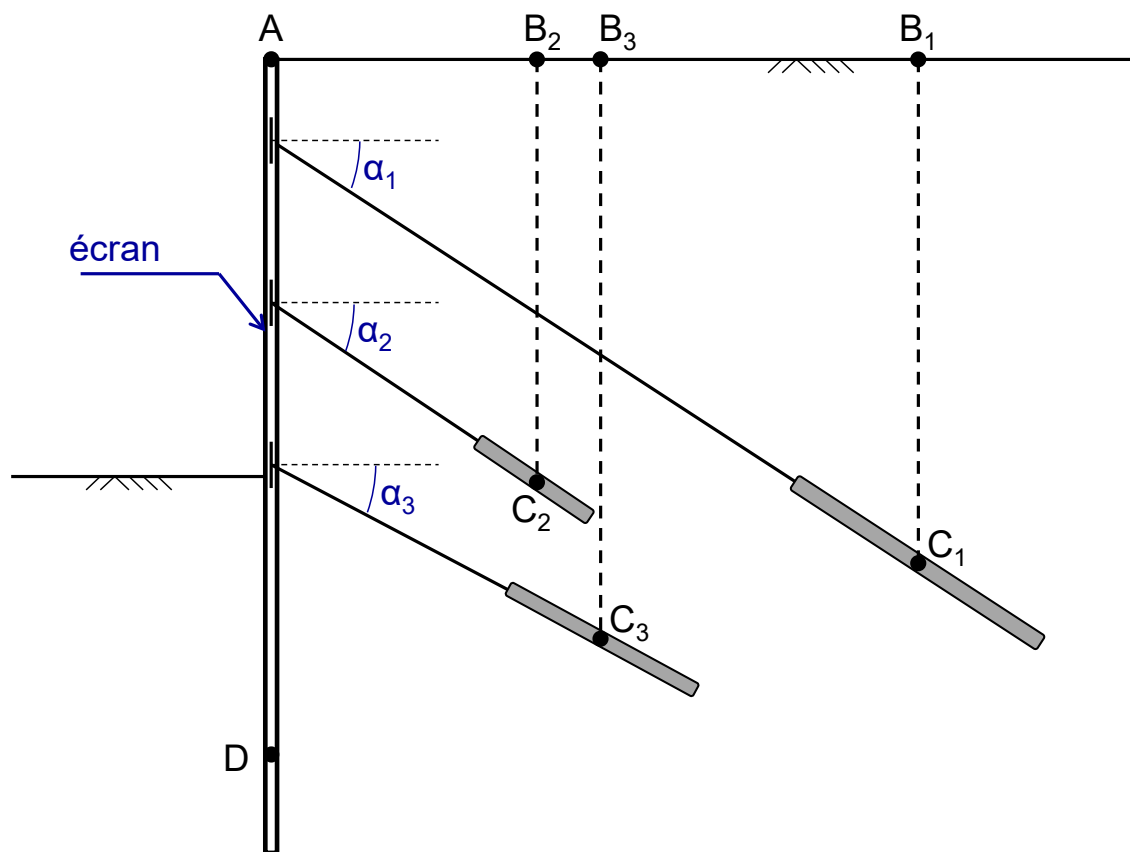


Figure C 57 : Généralisation au cas de plusieurs lits de tirants

A titre d'exemple, pour le cas schématisé dans la figure ci-dessus, la vérification de la stabilité du massif d'ancrage consiste à examiner trois situations :

- **Situation 1** : on isole le massif d'ancrage AB_1C_1DA associé au tirant « 1 ». Les points d'ancrage C_2 et C_3 sont situés à l'intérieur du massif, par conséquent les trois tirants sont pris en compte ;

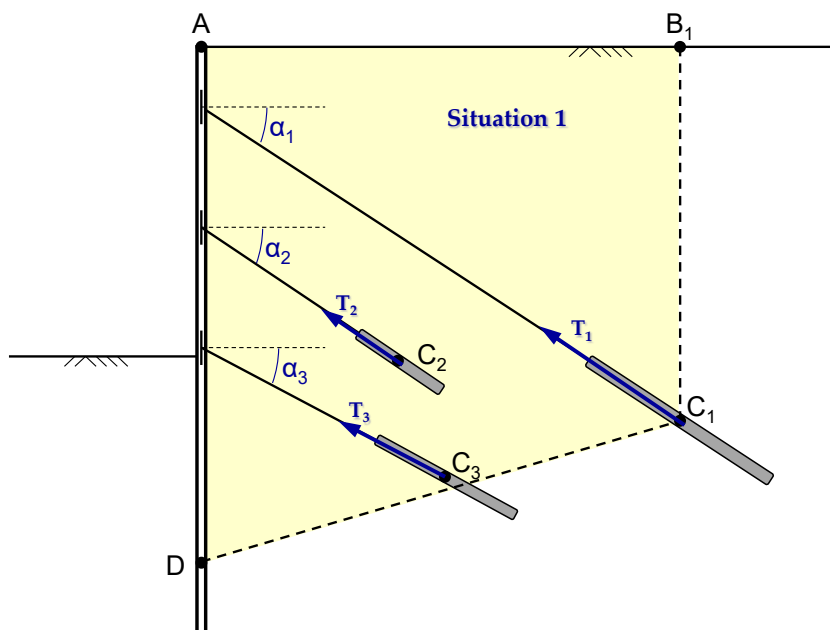


Figure C 58 : Exemple d'application - Situation 01

- **Situation 2** : on isole le massif d'ancrage AB_2C_2DA associé au tirant « 2 ». Les points d'ancrage C_1 et C_3 sont situés à l'extérieur du massif, par conséquent seul le tirant « 2 » est pris en compte ;

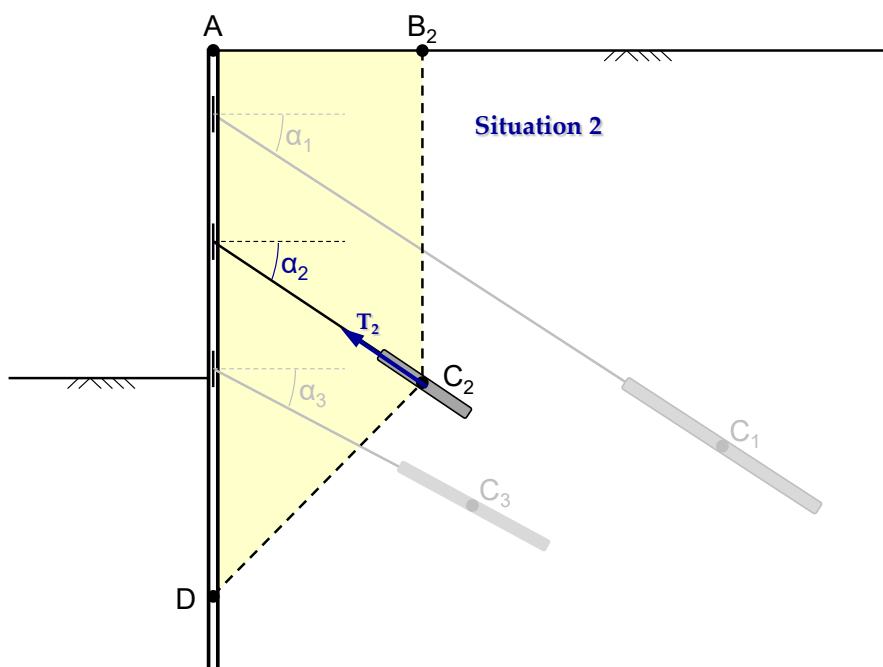


Figure C 59 : Exemple d'application - Situation 02

- **Situation 3** : on isole le massif d'ancrage AB_3C_3DA associé au tirant « 3 ». Le point d'ancrage C_2 est situé à l'intérieur du massif, tandis que C_1 est situé à l'extérieur. Les tirants 2 et 3 sont donc pris en compte.

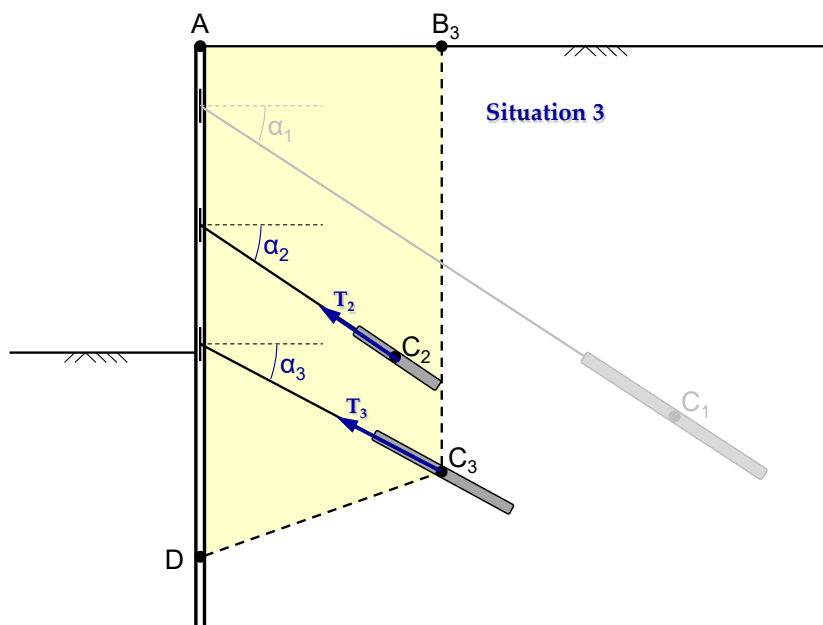


Figure C 60 : Exemple d'application - Situation 03

Pour une situation donnée, la prise en compte ou non d'un tirant d'ancrage est contrôlée par la position relative de son point d'ancrage par rapport aux frontières du massif d'ancrage étudié. L'attention est attirée sur le cas où ce point d'ancrage, bien qu'il soit situé géométriquement en dehors du massif, se trouve à proximité des frontières BC ou CD, et auquel cas son influence ne peut être négligée. Le recours à l'option complémentaire présentée dans le paragraphe §C.4.6.3.4 permet de surmonter cette limitation.

C.4.6.3.2. Bilan des efforts

Pour une situation donnée, on calcule la résultante équivalente T_{eq} des efforts T_i repris par tous les tirants pris en compte dans cette situation. On désigne par α_{eq} l'inclinaison de cet effort résultant par rapport à l'horizontale. Pour l'examen de la stabilité du massif d'ancrage associé à la situation considérée, on se ramène donc à un système d'équilibre similaire à celui considéré pour un seul tirant (figure ci-dessous), avec un tirant « fictif » incliné α_{eq} par rapport à l'horizontale et reprenant un effort égal à T_{eq} .

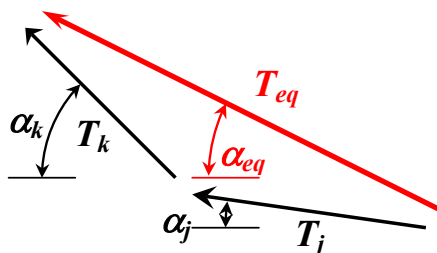


Figure C 61 : Résultante d'un tirant fictif

C.4.6.3.3. Résolution

Pour chaque situation, la mise en équation se fait selon une démarche identique à celle suivie pour le cas d'un seul tirant. Pour une situation donnée, la résolution du système d'équilibre fournit la valeur caractéristique de l'effort déstabilisant $T_{dsb,k}$ du massif d'ancrage associé. Sa valeur de calcul $T_{dsb,d}$ prise égale à T_{dsb} / γ_R est ensuite comparée à la valeur de calcul de l'effort d'ancrage de référence équivalent $T_{réf,d} = \gamma_E \times T_{eq}$.

La stabilité du massif d'ancrage est justifiée si pour toutes les situations, on a : $T_{réf,d} \leq T_{dsb,d}$.

C.4.6.3.4. Prise en compte de la longueur de scellement

En complément de la démarche présentée ci-dessus, il est possible de « matérialiser » la longueur de scellement « L_s » de chaque tirant dans la gestion des tirants à prendre en compte pour le calcul de l'effort d'ancrage de référence. Ainsi, pour un massif d'ancrage donné, on distingue, pour chaque tirant « i », trois configurations (Figure C 62) :

- Configuration 1 : le point d'ancrage C_i (= milieu du scellement) est situé à l'intérieur du massif, dans ce cas l'effort du tirant « i » est intégralement pris en compte ;
- Configuration 2 : la tête du scellement S_i est située à l'extérieur du massif, dans ce cas le tirant « i » n'est pas pris en compte ;
- Configuration 3 : cas intermédiaire, S_i à l'intérieur, C_i à l'extérieur du massif. L'effort du tirant « i » est alors partiellement pris en compte au prorata du rapport $S_i R_i / S_i C_i$, où R_i désigne le point d'intersection du scellement avec la frontière extérieure du massif.

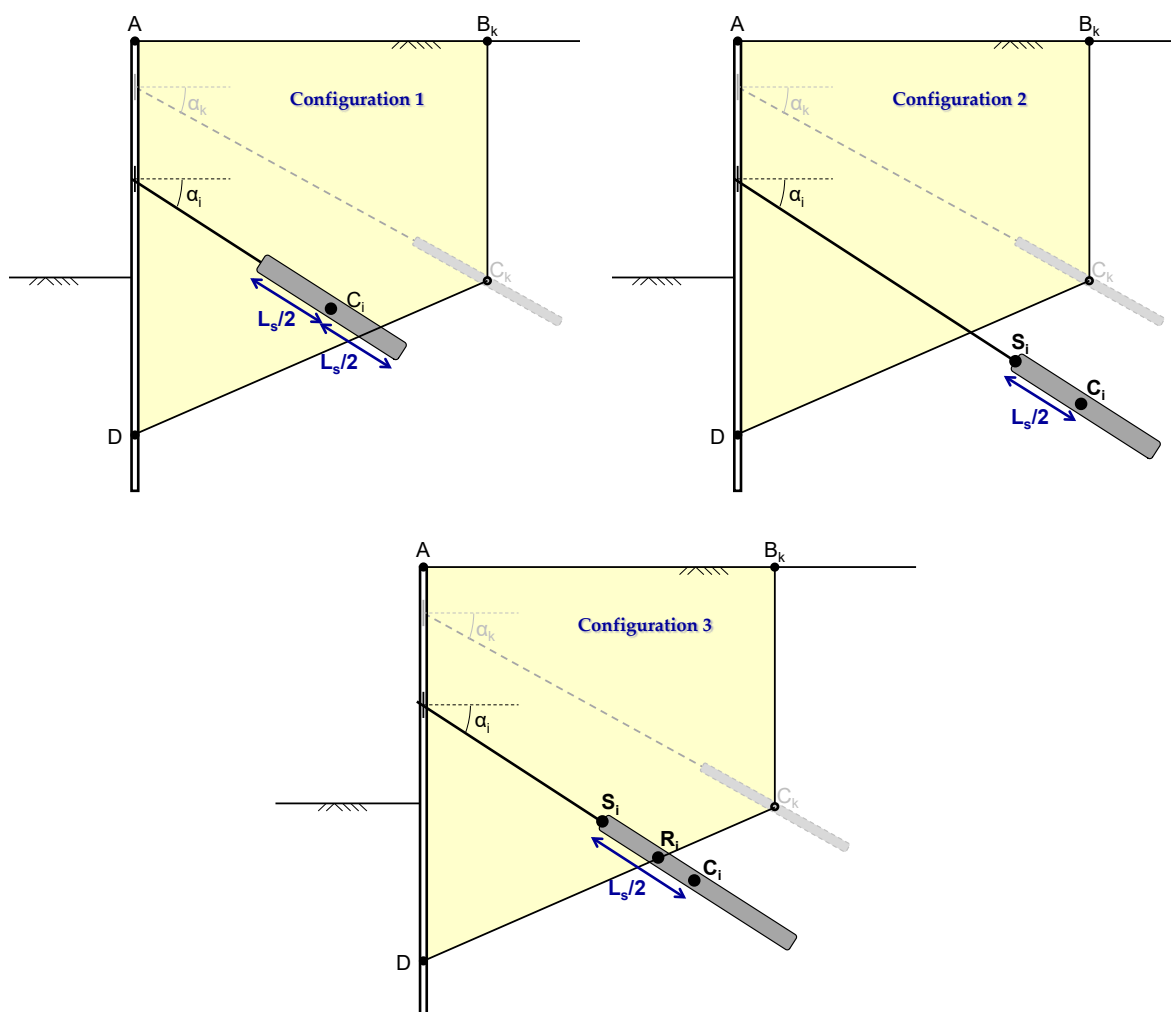


Figure C 62 : Les 3 configurations possibles pour un tirant vis-à-vis du massif d'ancrage

Avec les notations ci-dessus, l'effort d'ancrage de référence pris en compte dans une situation donnée est calculé selon la formule suivante :

$$\vec{T}_{\text{réf}} = \sum_i \min\left(\frac{S_i R_i}{S_i C_i}; 1\right) \cdot \vec{T}_i = \sum_i \frac{\min(2S_i R_i; L_s^i)}{L_s^i} \cdot \vec{T}_i$$

C.4.6.4. Prise en compte du séisme

Le modèle décrit précédemment peut être aisément adapté en introduisant les forces d'inertie qui résultent d'une action sismique affectant le massif du sol.

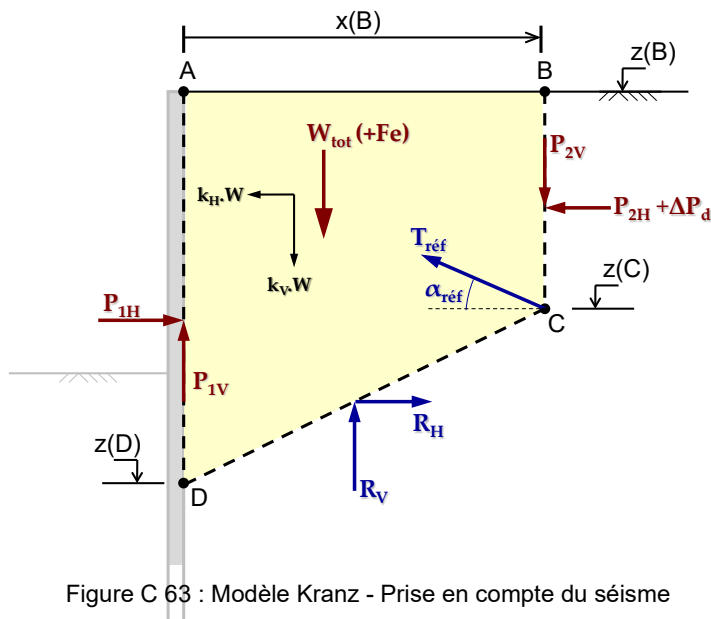


Figure C 63 : Modèle Kranz - Prise en compte du séisme

Avec les notations de la figure ci-dessus, ces forces d'inertie impacte l'équilibre comme suit :

- Prise en compte d'un incrément dynamique dans l'évaluation des forces de poussée à l'amont (P_{2H} et P_{2V}), ce qui modifie le bilan du dernier bloc ;
- Introduction des forces d'inertie verticale et horizontale (proportionnelles au poids) dans l'équilibre élémentaire de chaque bloc.

La résolution de l'équilibre limite met en évidence un effet exclusivement défavorable du séisme avec une réduction systématique de la sécurité disponible entre l'effort d'ancrage déstabilisant et celui nécessaire à l'équilibre de l'écran.

C.4.6.5. Surface de rupture en arc de spirale

Le modèle de calcul présenté précédemment peut être perfectionné par une exploration de surfaces de rupture en arc de spirale à concavité vers le bas comme le schématise la figure ci-dessous.

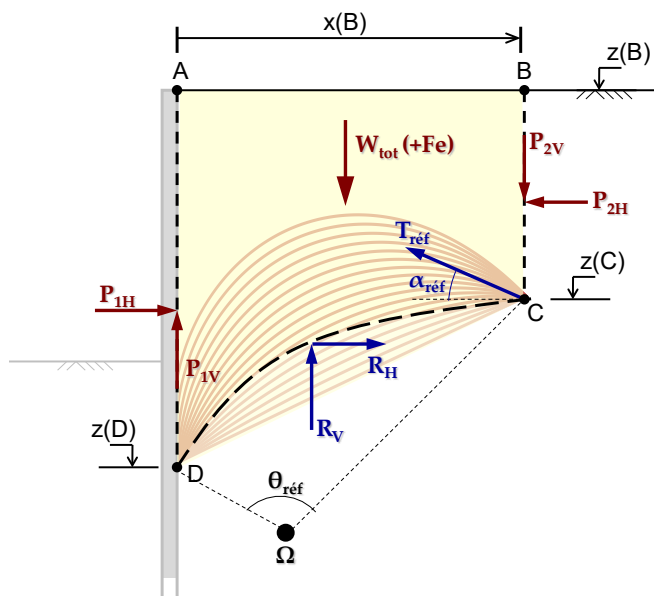


Figure C 64 : Stabilité du massif d'ancrage examinée par une surface de rupture en arc de spirale

Pour chaque surface de rupture, l'équilibre limite est examiné par décomposition en tranches verticales avec les hypothèses simplificatrices de Bishop. La forme courbe de la surface de rupture impose une décomposition fine du massif d'ancrage : par défaut, K-Réa applique un découpage en 100 blocs et un balayage des surfaces de rupture selon un pas $\Delta\theta_{\text{réf}} = 5^\circ$.

Le processus exploratoire retient la surface (associée à un angle $\theta_{\text{réf}}$ donné) conduisant à l'effort déstabilisant le plus faible. Une valeur de $\theta_{\text{réf}} = 0$ correspond à une surface plane.

C.4.6.6. Cas d'un projet double écran

C.4.6.6.1. Système de type « rideau ancré sur contre-rideau »

Le modèle Kranz, tel que détaillé dans les paragraphes précédents pour le cas d'un écran ancré par un ou plusieurs tirants scellés, peut être adapté au cas d'un système d'écran principal ancré sur un écran secondaire comme le schématise la figure ci-dessous.

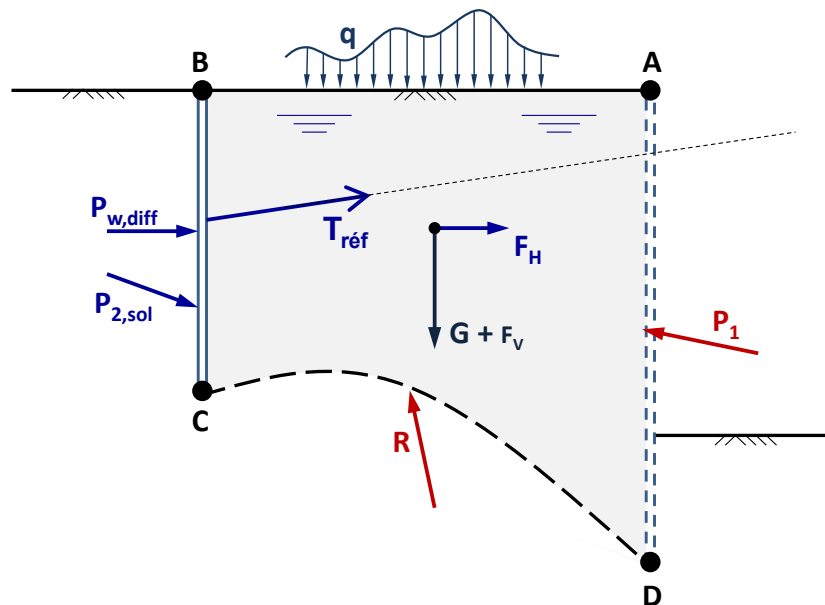


Figure C 65 : Equilibre limite du massif d'ancrage pour un projet de double écran

Le cas d'un double écran requiert les adaptations suivantes :

- Géométrie du massif : la frontière amont du massif correspond à la face arrière du contre rideau. Le point C est confondu avec le pied du contre-rideau si celui-ci est court et plus généralement avec le point d'effort tranchant nul du contre-rideau ;
- La force d'ancrage de référence ($T_{\text{réf}}$) correspond à la somme vectorielle de l'ensemble des efforts d'ancrage mobilisés dans les tirants de liaisons (linéiques et surfaciques) et ceux dont le scellement est situé (au moins partiellement) à l'intérieur du massif d'ancrage ABCD ;
- L'effort de poussée amont (P_2) représente la résultante des forces extérieures au massif s'appliquant sur le contre-rideau. Cela inclut d'une part la poussée du sol à l'arrière du massif ainsi que la pression différentielle d'eau entre les deux côtés de l'écran.

$$\vec{P}_2 = \vec{P}_{2,\text{sol}} + \vec{P}_{w,\text{diff}}$$

Ces adaptations sont appliquées automatiquement par le moteur de calcul de K-Réa.

C.4.6.6.2. Cas d'un double ancrage

K-Réa permet également de traiter les projets de double-écran à « double ancrage » comme le schématise la figure ci-dessous : un écran principal (1) ancré sur un écran secondaire (2), lui-même ancré par un tirant scellé. Les points « C » et « D » désignent les points d'effort tranchant nul respectivement au niveau des écrans 1 et 2.

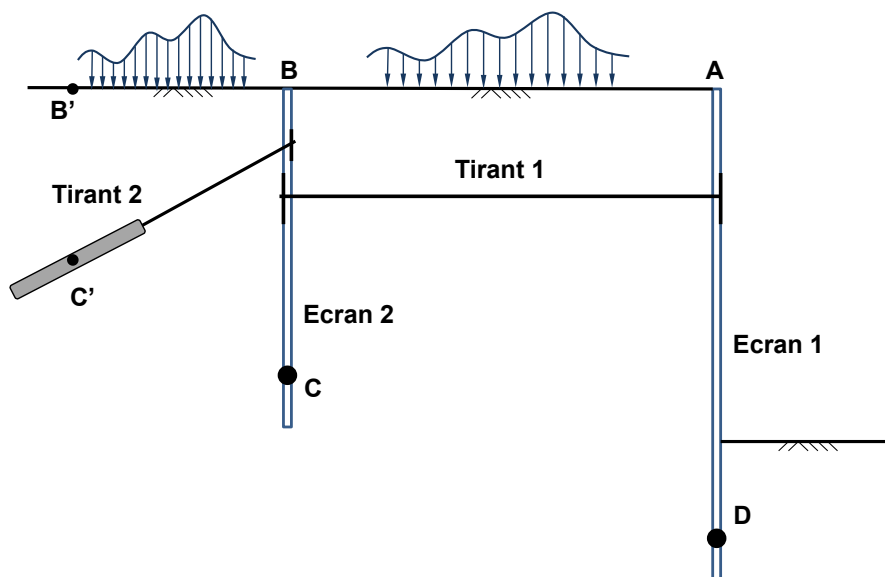


Figure C 66 : Equilibre limite du massif d'ancrage pour un projet de double écran à double ancrage

Dans ce cas, K-Réa examine (au moins) deux configurations correspondant chacune à un massif d'ancrage :

- Massif d'ancrage ABCD associé à l'écran principal, dont l'effort déstabilisant est comparé (après pondération) à l'effort repris par le tirant de liaison (tirant 1). Pour cette configuration, l'effort mobilisé par le tirant « 2 » scellé est déduit de l'effort de poussée amont (P2) s'appliquant à arrière du massif ;

$$\vec{P}_2 = \vec{P}_{2,\text{sol}} - \vec{T}_2$$

- Massif d'ancrage BCC'B' associé à l'écran secondaire, dont l'effort déstabilisant est comparé (après pondération) à l'effort repris par le tirant scellé (2).

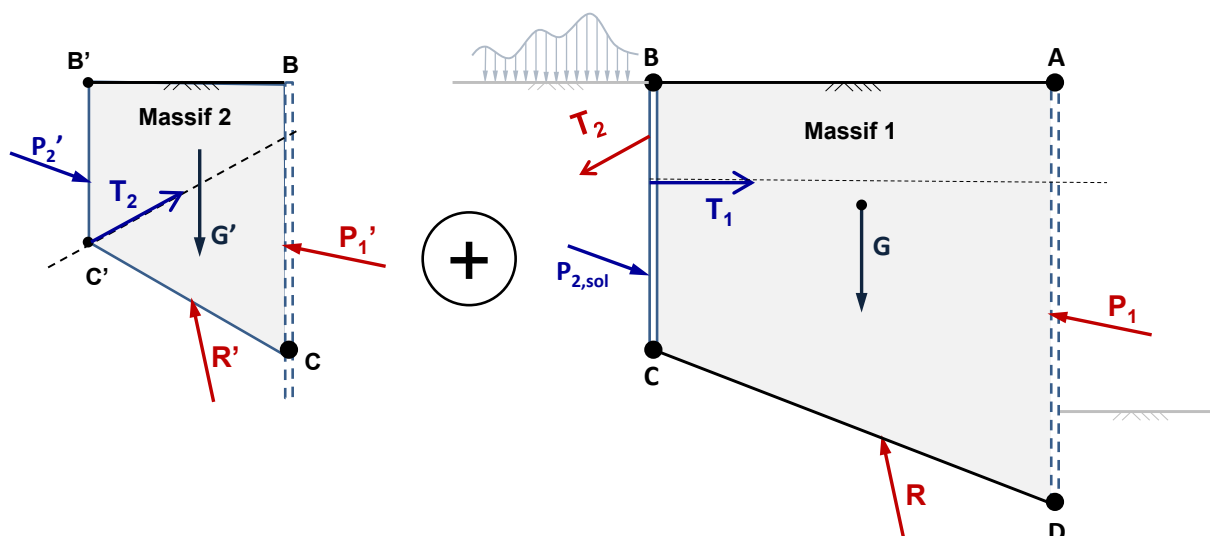


Figure C 67 : Massifs d'ancrage considérés dans le cas d'un système de double-écran à double ancrage

C.5. Bases théoriques utilisées pour les différents assistants à la saisie de données

Ce chapitre décrit les bases théoriques utilisées pour les différents assistants proposés à l'utilisateur. La manipulation de ces assistants est décrite dans la partie B du manuel (manuel d'utilisation).

ATTENTION : LES ASSISTANTS SONT UNE AIDE APPOREE A L'UTILISATEUR MAIS LEUR UTILISATION RESTE DE LA RESPONSABILITE DE L'UTILISATEUR.

C.5.1. Assistants relatifs aux caractéristiques des sols

C.5.1.1. Le coefficient k_0

L'assistant k_0 (**Jaky**) calcule la valeur du coefficient des terres au repos k_0 par la formule suivante :

$$k_0 = (1 + \sin \beta)(1 - \sin \varphi)\sqrt{\text{OCR}}$$

Avec :

- β : inclinaison du terrain [°] ;
- φ : angle de frottement du sol [°] ;
- OCR : rapport de surconsolidation.

C.5.1.2. Les coefficients k_d et k_r

Les coefficients de décompression k_d et de recompression k_r permettent de prendre en compte les variations des contraintes horizontales que le sol exerce sur l'écran dues aux chargements et déchargements de ce sol, en modifiant la pression initiale à déplacement nul et les valeurs des paliers de plasticité.

- Dans le cas général, pour un sol normalement consolidé, de comportement drainé, on peut prendre $k_d = k_r \approx k_0$.
- Dans le cas d'un sol surconsolidé, dont le comportement peut être assimilé à celui d'un matériau élastique, on peut prendre $k_d = k_r = \frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} < k_0$
- Dans le cas d'un sol normalement consolidé de comportement non drainé (solicitations trop rapides vis-à-vis de la perméabilité du sol), on a alors $k_d = k_r \approx 1 \geq k_0$ ($v_{ur} \sim 0,5$).

L'article référencé en [6] propose une formule de calcul pour le coefficient k_d en fonction de la valeur du paramètre OCR.

L'attention est attirée sur l'influence importante que peuvent avoir les valeurs attribuées à ces paramètres pour le dimensionnement (notamment pour le cas de structures très hyperstatiques).

C.5.1.3. Les coefficients k_{ay} et k_{py}

3 assistants sont proposés dans K-Réa pour la détermination des coefficients k_{ay} et k_{py} de poussée et butée des terres.

C.5.1.3.1. Assistant « Tables de poussée et de butée des terres de Kerisel et Absi »

Cet assistant est la reproduction fidèle des tables établies par Kerisel et Absi, éditées par les Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, sous le titre « Tables de poussée et butée des terres de Kerisel et Absi » [1]. C'est l'assistant utilisé en « mode automatique ».

C.5.1.3.2. Assistant « Poussée et butée des terres selon la formule de Coulomb »

Cet assistant affiche le résultat du calcul des formules de Coulomb extraites des Techniques de l'ingénieur - Construction - C242 - « Ouvrages de soutènement, poussée et butée » rédigé par F. Schlosser [2] :

$$k_{ay,\delta} = \frac{\cos^2(\lambda - \phi)}{\cos(\lambda + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cos(\lambda - \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{py,\delta} = \frac{\cos^2(\lambda + \phi)}{\cos(\lambda + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cos(\lambda - \beta)}} \right]^2}$$

avec :

- ϕ angle de frottement [°] ;
- β inclinaison de la surface libre par rapport à l'horizontale [°] ;
- λ angle de l'écran avec la verticale (par défaut 0) [°] ;
- δ/ϕ rapport de l'obliquité des contraintes sur l'angle de frottement.

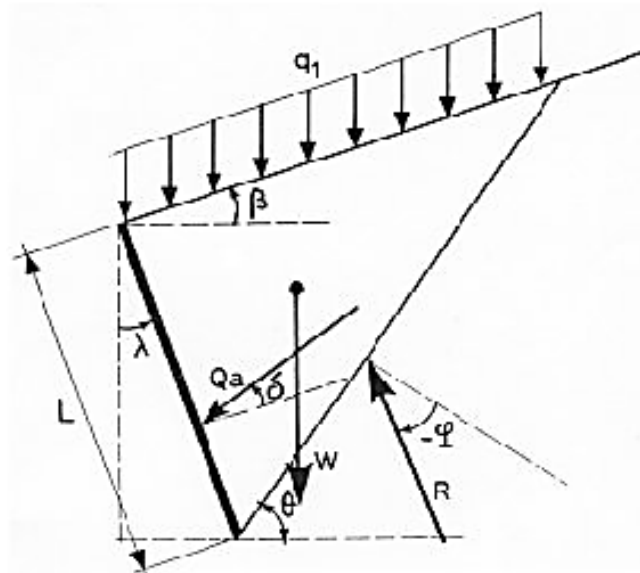


Figure C 68 : Données pour la formule de Coulomb

Les coefficients $k_{ay,\delta}$ et $k_{py,\delta}$ correspondent aux valeurs des coefficients de poussée et butée inclinées de δ_a et δ_p . L'assistant fournit ensuite les valeurs k_{ay} et k_{py} des coefficients de poussée et butée horizontales.

C.5.1.3.3. Assistant « Poussée et butée des terres selon la formule de Rankine »

Cet assistant est disponible sous 2 formes différentes :

- L'assistant Rankine simplifié correspondant au bouton « Rankine » sur la boîte de dialogue principale de saisie des caractéristiques des sols : cet assistant calcule les valeurs de $k_{a\gamma}$ et $k_{p\gamma}$ par la formule de Rankine avec une surface libre horizontale et transfère automatiquement les valeurs dans la case correspondante telle que :

$$k_{a\gamma} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ et } k_{p\gamma} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Avec φ l'angle de frottement ($^{\circ}$).

- L'assistant Rankine permettant de prendre en compte l'inclinaison du talus, accessible par le bouton « $k_{a\gamma}/k_{p\gamma}$ » sur la boîte de dialogue principale de saisie des caractéristiques des sols, puis le choix « Rankine » : cet assistant affiche le résultat des formules de Rankine pour un mur de soutènement avec un talus incliné en tête extraites des Techniques de l'ingénieur - Construction - C242 - « Ouvrages de soutènement, poussée et butée » rédigé par F. Schlosser [2] et rappelées ci-dessous :

$$k_{a\gamma} = \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right] \cos \beta$$

$$k_{p\gamma} = \left[\frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right] \cos \beta$$

Avec :

- φ : angle de frottement [$^{\circ}$] ;
- β : inclinaison de la surface libre par rapport à l'horizontale [$^{\circ}$].

C.5.1.4. Les coefficients k_{ac} et k_{pc}

Il s'agit des coefficients de poussée/butée appliqués sur le terme de cohésion :

- Poussée limite $k_{ac} = \frac{1}{\tan \varphi} \left[\frac{\cos \delta_a - \sin \varphi \cos \alpha}{1 + \sin \varphi} e^{-(\alpha - \delta_a) \tan \varphi} \cos \delta_a - 1 \right]$
- Butée limite $k_{pc} = \frac{1}{\tan \varphi} \left[\frac{\cos \delta_p + \sin \varphi \cos \alpha}{1 - \sin \varphi} e^{(\alpha + \delta_p) \tan \varphi} \cos \delta_p - 1 \right]$

Avec $\sin \alpha = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$.

C.5.1.5. Le coefficient k_h

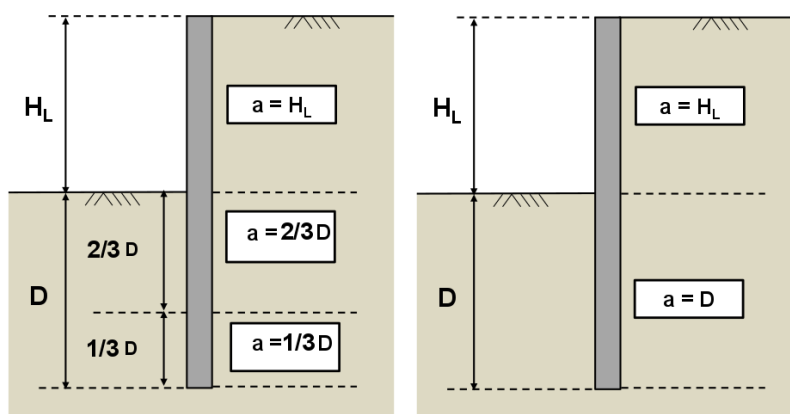
C.5.1.5.1. La formule de Balay

La formule de Balay [4] repose sur la formule suivante :

$$k_h = \frac{E_m}{\left(\frac{\alpha \cdot a}{2}\right) + 0,133 \cdot (9 \cdot a)^\alpha}$$

avec :

- E_m : module pressiométrique [kN/m^2] ;
- α : paramètre rhéologique (voir aussi le chapitre B.3.2.4) ;
- a : paramètre dimensionnel [m].



Cas où $D < H_L$

Cas où $D \geq H_L$

Figure C 69 : Paramètre a pour la formule de Balay

C.5.1.5.2. La formule de Schmitt

La méthode de calcul de Schmitt [5] repose sur la formule simplifiée suivante :

$$k_h = \frac{2,0 \cdot \left(\frac{E_m}{\alpha} \right)^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}}$$

avec :

- E_m : module pressiométrique [kN/m^2] ;
- α : paramètre rhéologique (voir aussi le chapitre B.3.2.4).

C.5.1.5.3. Les abaques de Chadeisson

Les abaques de Chadeisson [6] fournissent la valeur de k_h en fonction de l'angle de frottement du sol et de sa cohésion.

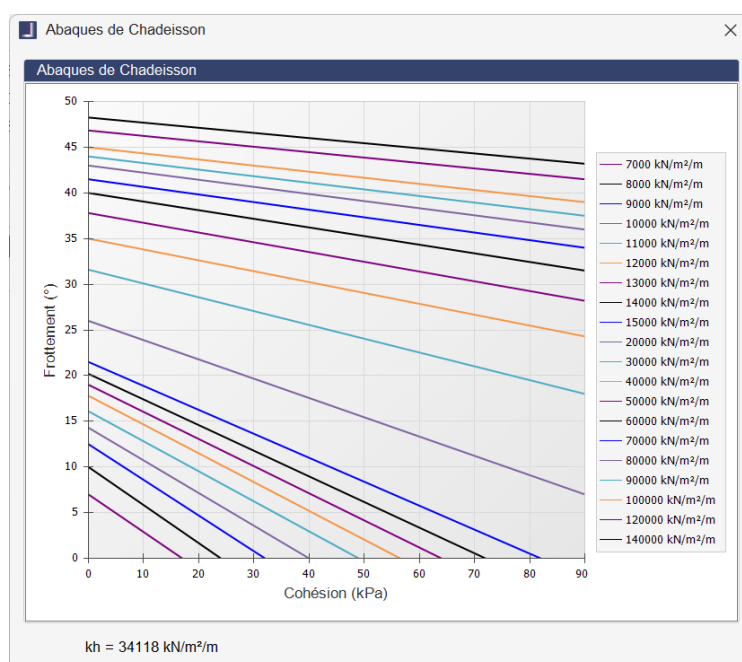


Figure C 70 : Abaques de Chadeisson

C.5.2. Assistants relatifs aux caractéristiques de l'écran

C.5.2.1. Assistant rigidité cylindrique

Cet assistant permet d'évaluer la rigidité cylindrique d'une paroi continue circulaire et sa variation éventuelle avec la profondeur. Il est accessible depuis la fenêtre de définition de l'écran si l'option « enceinte cylindrique » est cochée. La rigidité cylindrique d'une paroi circulaire continue est donnée par la formule suivante :

$$R_c = \frac{E \cdot t}{R^2}$$

Avec :

- E module de déformation du matériau constitutif de la paroi [kN/m²] ;
- t son épaisseur [m] ;
- R son rayon moyen [m].

En général, une paroi continue circulaire est constituée d'une suite d'éléments verticaux (soit des panneaux rectangulaires de paroi moulée, soit des pieux sécants) réalisés selon une tolérance maximale de verticalité, ce qui laisse la possibilité d'une déviation relative entre deux éléments verticaux consécutifs. L'épaisseur « résiduelle » de contact entre ces éléments peut donc diminuer avec la profondeur, ce qui implique une réduction voire une annulation de la rigidité cylindrique comme le schématise la figure ci-dessous.

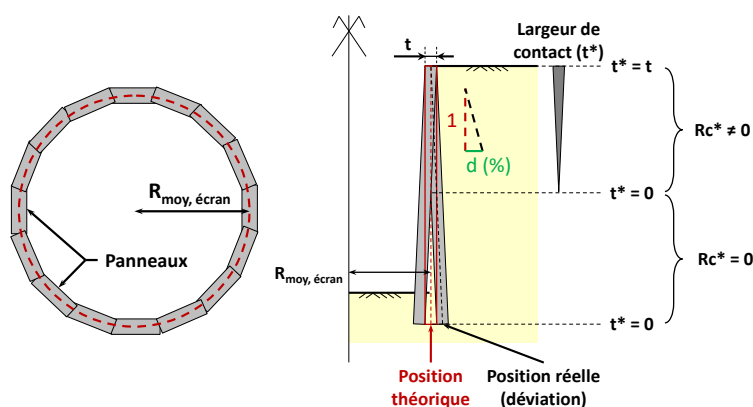


Figure C 71 : Schéma de déviation d'un écran circulaire en paroi moulée

L'écran est divisé en plusieurs sections chacune caractérisée par une rigidité cylindrique « effective » égale à

$$R_c^*(z) = \begin{cases} \frac{t-2 \cdot d \cdot z}{t} R_c & \text{si } z \leq \frac{t}{2 \cdot d} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases}$$

C.5.2.2. Assistant paroi composite

Cet assistant propose le calcul du produit d'inertie EI par mètre linéaire (ou par Ft) d'une paroi composite composée de pieux et d'un parement entre les pieux :

$$EI_{\text{paroi composite}} = EI_{\text{pieux}} + EI_{\text{parement}}$$

Cette formule suppose implicitement que le parement et les pieux ont le même plan neutre. L'assistant permet la prise en compte de différents types de pieux. Le calcul du produit EI équivalent des pieux par mètre linéaire (ou par Ft) est détaillé dans les sous-chapitres suivants. Le produit d'inertie EI du parement par ml (ou par Ft) est calculé comme suit :

$$EI_{\text{parement}} = \frac{E \times h^3}{12}$$

avec :

- E : module d'Young du parement (kN/m², KsF) ;
- h : épaisseur de l'écran (en m, Ft).

C.5.2.2.1. Pieux circulaires de section pleine

Le produit d'inertie EI des pieux par ml (ou par Ft) est calculé comme suit :

$$EI_{\text{pieux}} = \frac{E \times I}{e_h} \text{ avec } I = \frac{\pi \times D^4}{64}$$

avec :

- E : module d'Young du pieu (kN/m², KsF) ;
- E_h : entraxe entre les pieux principaux (m, Ft) ;
- D : diamètre de chaque pieu (en m, Ft).

C.5.2.2.2. Profilés métalliques

Le produit d'inertie EI des pieux (profilés) par ml (ou par Ft) est calculé comme suit :

$$EI_{\text{pieux}} = \frac{E_{\text{acier}} I_{\text{profilé}}}{e_h}$$

avec :

- I_{profilé} : inertie du profilé sélectionné (m⁴) ;
- E_{acier} : module d'Young de l'acier (kN/m², KsF) ;
- e_h : entraxe entre les profilés (m, Ft).

C.5.2.2.3. Pieux mixtes

La sélection de l'assistant "pieux mixtes" permet la prise en compte pour le calcul du produit EI à la fois du profilé et de la section pleine autour du profilé. Le calculé est mené par application du principe de superposition :

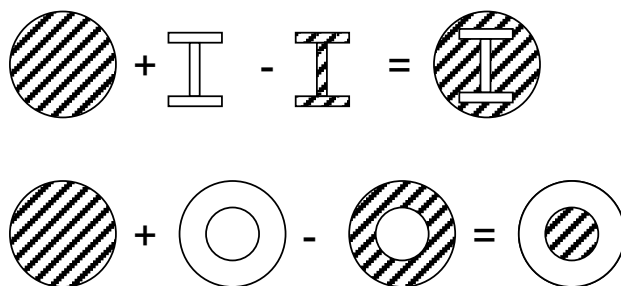


Figure C 72 : Configurations de pieux mixtes

Le produit d'inertie EI des pieux mixtes par ml (ou par Ft) est calculé comme suit :

$$EI_{\text{pieux}} = \frac{1}{e_h} \left(E_{\text{béton}} \left(\frac{\pi D^4}{64} - I_{\text{profilé}} \right) + E_{\text{acier}} I_{\text{profilé}} \right)$$

avec :

- E_{béton} : module d'Young du pieu (kN/m², KsF) ;
- e_h : entraxe entre les pieux (m, Ft) ;
- D : diamètre de chaque pieu (saisi en m, Ft) ;
- I_{profilé} : inertie du profilé sélectionné (m⁴) ;
- E_{acier} : module d'Young de l'acier (kN/m², KsF).

C.5.2.3. Assistant poussée réduite

Cet assistant permet de définir les coefficients R et C à utiliser dans le cas d'un écran discontinu. Si l'utilisateur le souhaite, il est possible de définir plusieurs valeurs de R et C à des profondeurs différentes du sol. Pour cela, il suffit de leur attribuer les niveaux d'application supérieur (z_t) et inférieur (z_b) entre lesquels on souhaite les appliquer.

Deux modes de calcul sont disponibles :

- Mode « **classique** »
- Mode « **Norme NF P 94-282 - Annexe B** »

Le mode **classique** nécessite la définition de :

- e : espacement des éléments principaux [m] ;
- L_a : largeur de calcul de la poussée limite [m] ;
- L_b : largeur de calcul de la butée limite [m].

A partir de ces données, on obtient :

- R : coefficient réducteur de la poussée $R = L_a / e$
- C : facteur d'épanouissement appliqué sur la butée $C = L_b / L_a$

Le mode « **Norme NF P 94-282 - Annexe B** » nécessite la définition de :

- Type de sol visé, choix entre :
 - Sol purement cohérent (Sol_Type_1)
 - Sol frottant et cohérent (Sol_Type_2)
- Géométrie de l'élément principal :
 - Si l'élément principal est rectangulaire (EP_Type_1) :
 - $L1$: longueur (m)
 - $L2$: largeur (m)
 - Si l'élément principal est circulaire (EP_Type_2) :
 - D : diamètre (m)
- e : espacement entre les éléments principaux (m)

L'assistant met à jour automatiquement la figure d'aide en fonction des choix et des valeurs définis par l'utilisateur. Conformément à la norme NF P 94-282 - Annexe B, les valeurs de L_a , L_b , R et C sont calculés comme indiqué ci-dessous en fonction du cas examiné :

- **Cas 1 : Sol_Type_1 + EP_Type_1**
 $L_a = L_b = \min (L1 + L2 ; e)$
 $R = L_a / e$
 $C = 1$
- **Cas 2 : Sol_Type_1 + EP_Type_2**
 $L_a = L_b = \min (2 \times D ; e)$
 $R = L_a / e$
 $C = 1$
- **Cas 3 : Sol_Type_2 + EP_Type_1**
 $L_a = L_b = \min (L1 + 2 \times L2 ; e)$
 $R = L_a / e$
 $C = 1$
- **Cas 4 : Sol_Type_2 + EP_Type_2**
 $L_a = L_b = \min (3 \times D ; e)$
 $R = L_a / e$
 $C = 1$

C.5.3. Assistants relatifs aux caractéristiques des ancrages

C.5.3.1. Assistant tirant

Cet assistant permet de définir la raideur et la précontrainte par unité de longueur d'un lit de tirants scellés.

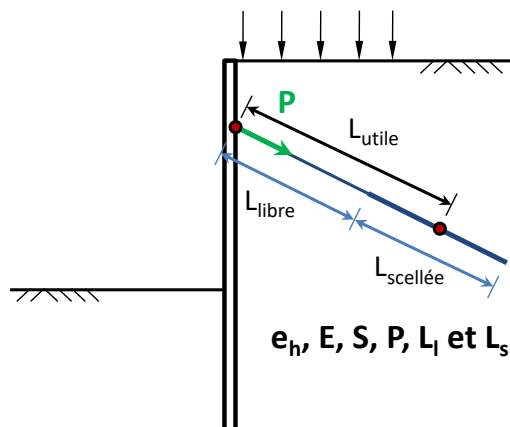


Figure C 73 : Schéma d'un lit de tirants scellés

Un lit de tirants est assimilé à un ressort équivalent caractérisé par :

- Une raideur axiale par unité de longueur :

$$K_{\text{axiale}} = \frac{ES}{L_u e_h}$$

- Une précontrainte (axiale) par unité de longueur :

$$P_{\text{axiale}} = \frac{P_t}{e_h}$$

Avec :

- e_h : espacement horizontal des tirants (m) ;
- E : module d'Young du tirant (kN/m^2) ;
- S : section du tirant (m^2) ;
- P_t : précontrainte appliquée sur un tirant (kN) ;
- L_u : longueur utile du tirant (m).

La longueur utile d'un lit de tirants scellés est définie conventionnellement comme suit :

$$L_u = L_{\text{libre}} + \frac{L_{\text{scellée}}}{2}$$

Le comportement élasto-plastique permet de plafonner l'effort de traction mobilisé dans le tirant à une valeur $F_{\text{adm,tr}}$ qui peut être reliée à la contrainte admissible du matériau constitutif du tirant comme suit :

$$F_{\text{adm,tr}} = \frac{\sigma_{\text{adm}} S}{e_h}$$

Il est à noter que pour un tirant incliné de α par rapport l'horizontale, la projection de la raideur axiale conduit à une raideur horizontale équivalente égale à :

$$K_{\text{horiz}} = (\cos \alpha)^2 \cdot K_{\text{axiale}}$$

C'est cette raideur qui est prise en compte dans l'équilibre (horizontal) de l'écran.

C.5.3.2. Assistant bouton

C.5.3.2.1. Cas général

Cet assistant permet de calculer la raideur et la précontrainte par unité de longueur d'un lit de boutons.

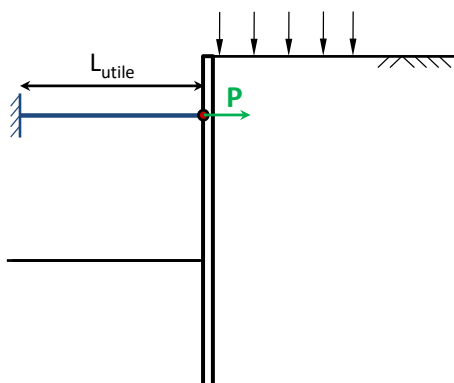


Figure C 74 : Schéma d'un lit de boutons

Un lit de boutons est assimilé à un ressort équivalent caractérisé par :

- Une raideur (axiale) par unité de longueur :

$$K_b = \frac{ES}{L_u e_h}$$

- Une précontrainte (axiale) par unité de longueur :

$$P = \frac{P_b}{e_h}$$

Avec :

- E : module d'Young du bouton [kN/m²] ;
- S : section du bouton [m²] ;
- e_h : espacement horizontal des boutons [m] ;
- P_b : précontrainte appliquée sur un bouton [kN] ;
- L_u : longueur utile [m].

C.5.3.2.2. Option « bracon »

L'option « bracon » permet de considérer un lit de boutons appuyé sur une semelle horizontale qui repose sur le sol. La raideur équivalente dans l'axe du bouton fait intervenir d'une part la raideur axiale propre du bouton et d'autre part la raideur liée au tassement de la semelle.

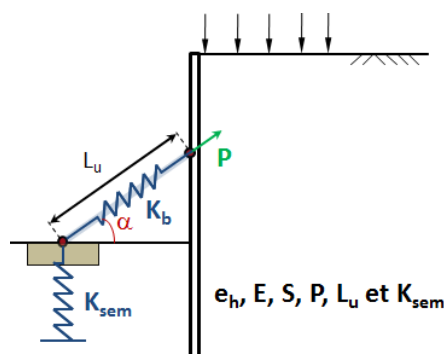


Figure C 75 : Schéma d'un lit de boutons avec option bracon

La raideur axiale « propre » du buton est :
$$K_b = \frac{ES}{L_u e_h}$$

La raideur verticale de la semelle est évaluée à l'aide de la méthode pressiométrique pour une semelle rectangulaire :

$$K_{sem} = E_M \frac{9L}{\lambda_c \alpha + 2 \frac{B_0}{B} \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha}$$

Avec :

- B_0 : largeur de référence = 0.60 m
- B, L : largeur et longueur de la semelle avec $B \leq L$ [m] ;
- E_M : module pressiométrique [kN/m²] ;
- α : coefficient rhéologique [-] ;
- λ_c, λ_d : coefficients de forme relatifs aux tassements volumique et déviatorique.

La raideur équivalente dans l'axe du buton retenue par longueur d'étude est :

$$K_{axe,eq} = \frac{1}{e_h} \frac{K_b K_{sem} (\sin \alpha)^2}{K_b + K_{sem} (\sin \alpha)^2}$$

Avec :

- K_b : raideur axiale propre du buton [kN/m] ;
- K_{sem} : raideur verticale de la semelle [kN/m] ;
- α : inclinaison du buton par rapport à l'horizontale [°] ;
- e_h : espacement horizontal des butons [m].

A noter que pour un buton incliné de α par rapport à l'horizontale, la raideur horizontale prise en compte dans l'équilibre de l'écran est :

$$K_{horiz} = (\cos \alpha)^2 \cdot K_{axe,eq}$$

C.5.3.3. Assistant lierne cylindrique

Cet assistant permet de définir la rigidité apparente d'une lierne cylindrique supportant un écran circulaire.

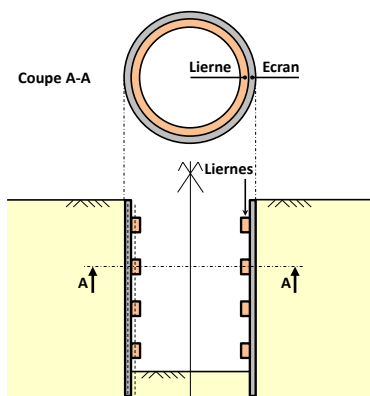


Figure C 76 : Vue en plan et coupe d'un écran circulaire muni d'une lierne

La rigidité apparente (cylindrique) de la lierne est calculée à partir de l'expression suivante :

$$R_c = \frac{1}{R^2} ES$$

Avec

- ES : rigidité axiale de la lierne (module d'Young x Section) ;
- R : rayon moyen de la lierne [m].

C.5.4. Assistant de recherche du diagramme de pression limite (à venir)

Cet assistant permet le calage des diagrammes de poussée limite (P_a) et de butée limite (P_b) sur chaque côté d'un écran vertical. Le cas général visé est celui d'un sol multicouche avec une géométrie de terrain de type talus ou risberme, soumis à des charges externes et sous sollicitations sismiques.

La méthode de calcul utilisée est issue de la théorie générale de calcul à la rupture développée et formalisée par J. Salençon. Il s'agit d'une approche par l'extérieur qui consiste à examiner le terrain avec un éventail de surfaces de rupture de type spirale logarithmique (l'allure de la spirale dépend de l'angle de frottement de la couche de sol). Dans le cas d'un sol multicouche, les surfaces deviennent de type multispirale logarithmique avec un pôle unique.

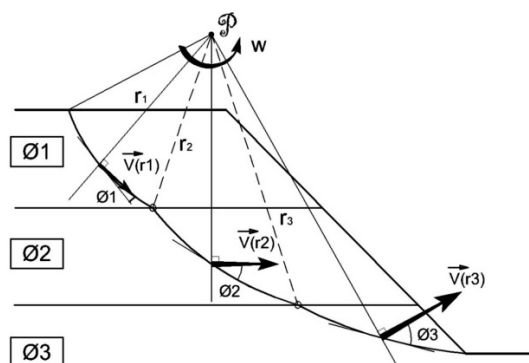


Figure C 77 : Surface de rupture multispirale dans un sol multicouche

Principe de la méthode de recherche des diagrammes de pressions limites :

- La méthode de recherche du diagramme de P_a consiste à trouver, en tout point sur la hauteur de l'écran, la pression stabilisatrice maximale à l'état d'équilibre limite ;
- La méthode de recherche du diagramme de P_b consiste à trouver, en tout point sur la hauteur de l'écran, la pression déstabilisatrice minimale à l'état d'équilibre limite ;

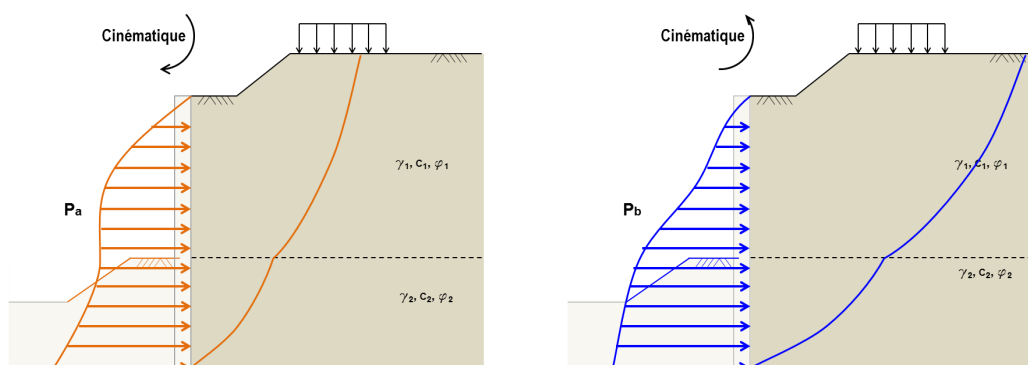


Figure C 78 : Cinématique du mécanisme en poussée (à gauche) et du mécanisme de butée (à droite)

Les données d'entrée du calcul sont les suivantes :

- Pas maximal de l'intervalle de sortie en étape de recherche n°1 et n°2 ;
- Pas de balayage de l'angle au pôle des spirales ;
- Valeur minimale de l'angle au pôle des spirales ;
- Incrément minimal de l'angle au pôle des spirales ;
- Nombre maximal de divisions de l'angle au pôle des spirales.

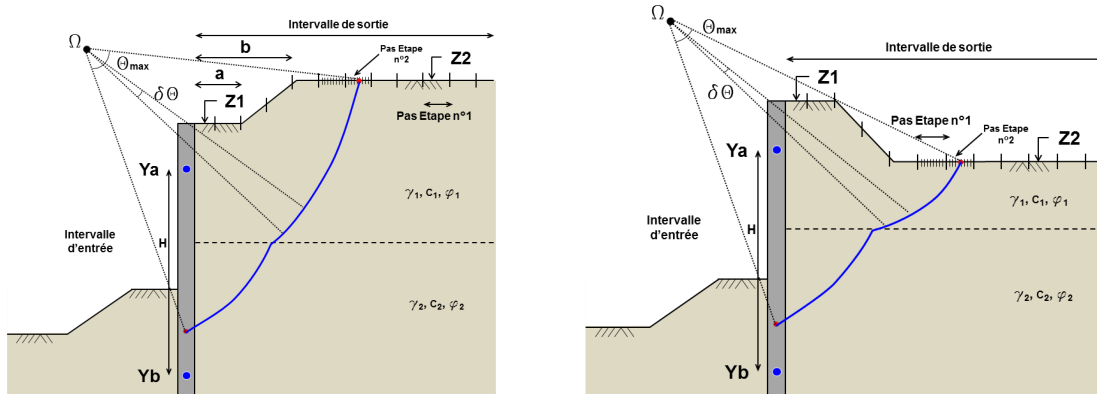


Figure C 79 : Recherche du diagramme de poussée (à gauche) et du diagramme de butée (à droite)

La recherche de la surface de rupture la plus défavorable est abordée comme suit :

- **Etape 1** : exploration initiale de toutes les surfaces (étape 1) en faisant varier le point d'entrée, le point de sortie et l'angle au pôle.
- **Etape 2** : exploration plus fine en raffinant l'intervalle de sortie, pour un même point d'entrée, tout en faisant varier l'angle au pôle.

Les diagrammes de pression limites obtenus dépendent de la situation examinée, ci-dessous quelques exemples :

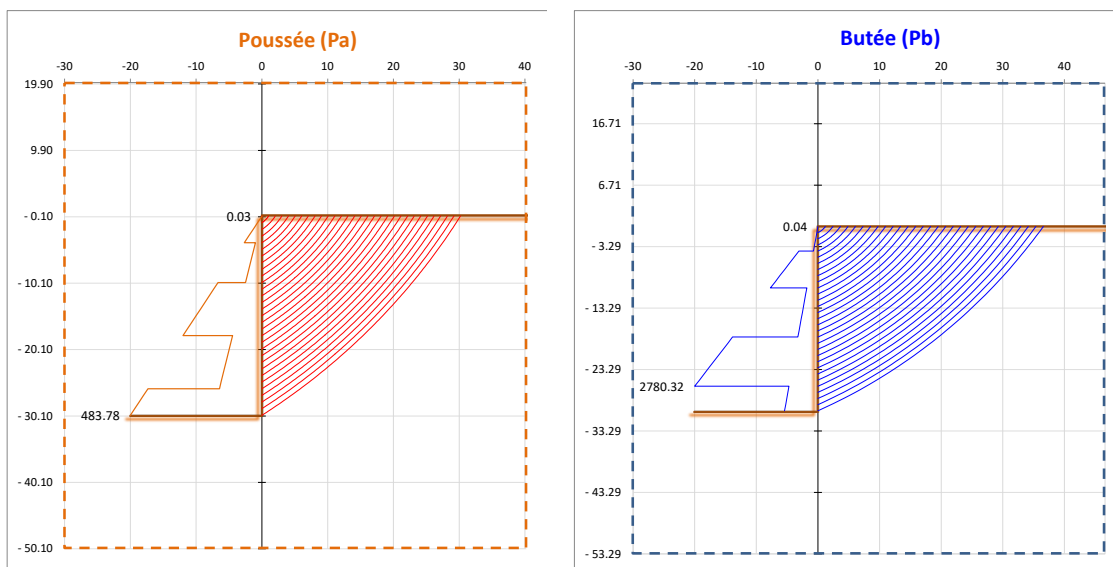


Figure C 80 : Diagrammes de poussée limite (à gauche) et butée limite (à droite) obtenus pour un sol multicouche (5 couches)

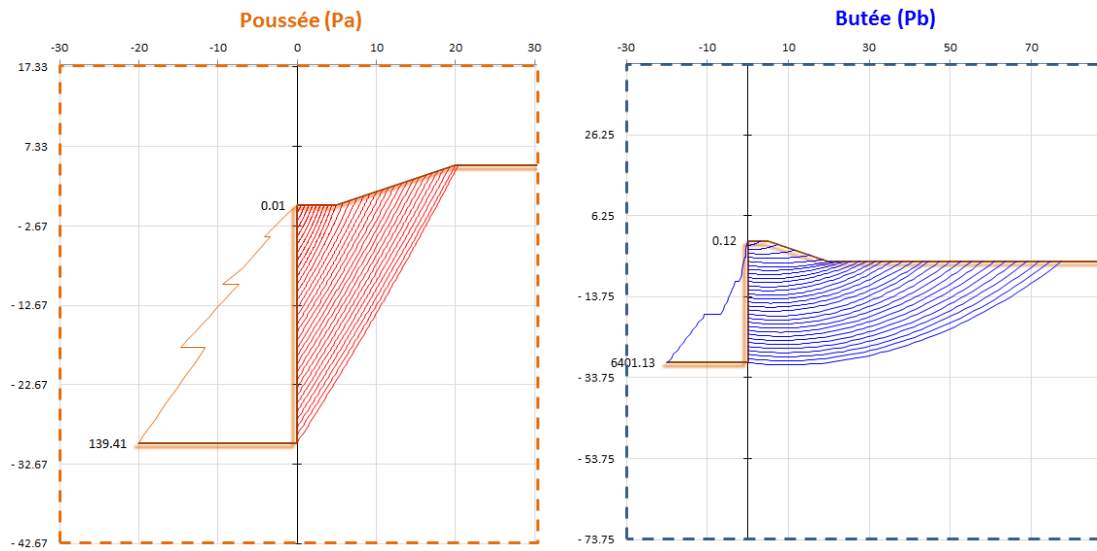


Figure C 81 : Diagramme de poussée limite d'un sol multicouche avec talus (à gauche) et diagramme de butée limite d'un sol multicouche avec une risberme (à droite)

BIBLIOGRAPHIE

- [1] J. Kérisel et E. Absi. Tables de poussée et de butée des terres. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée, dernière parution 2003.
- [2] F. Schlosser. Ouvrages de soutènement, poussée et butée. Techniques de l'ingénieur ; Construction ; C242.
- [3] F. Schlosser. Ouvrages de soutènement - Techniques de l'Ingénieur – Traité de construction ; C244.
- [4] J. Balay. Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction. Note d'information technique, LCPC, 1984.
- [5] P. Schmitt. Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souple. Revue Française de Géotechnique n° 71, 2^{ème} trimestre 1995.
- [6] A. Monnet. Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements. Revue Française de Géotechnique n° 65, 1^{er} trimestre 1994.
- [7] Fascicule 62. LCPC-SETRA.
- [8] Catalogue des palplanches Arcelor Mittal.
- [9] Eurocode 7 NF EN 1997-1 de juin 2005.
- [10] Calcul Géotechnique – Ouvrages de soutènement - Norme française NF P 94-282 – AFNOR – mars 2009.
- [11] Terzaghi K., Evaluation of coefficients of subgrade reaction, 1955.
- [12] Simpson B., Embedded retaining walls - Guidance for economic design, CIRIA Report C580.
- [13] Smolczyk U., Geotechnical engineering handbook, Ernst&Sohn, 2003.
- [14] Clayton C.R.I., Retaining structures, Institution of Civil Engineers, 1992.
- [15] EAB, Recommendations on excavations, Ernst&Sohn, 2009.
- [16] EAU, Recommendations of the committee for waterfront structures harbors and waterways, Ernst&Sohn, 2004.
- [17] F. Cuira, B. Simon. Le modèle Kranz, enjeux conceptuels et considérations pratiques. JNGG, Beauvais 2014.
- [18] F. Cuira, B. Simon. Apports de la méthode cinématique du calcul à la rupture dans la conception des soutènements. JNGG, Nancy 2016.