

Méthode des réactions hyperstatiques et tunnels en terrains meubles

MÉCANIQUE DES
ROCHES ET
OUVRAGES
SOUTERRAINS

Dr. F. SANDRONE

Méthode des réactions hyperstatiques et tunnels en terrains meubles

1. Charges actives

- 1.1. Charge verticale de la roche - Charge de dislocation
- 1.2. Charges horizontales
- 1.3. Autres charges
- 1.4. Évaluation statique pour la conception du soutènement

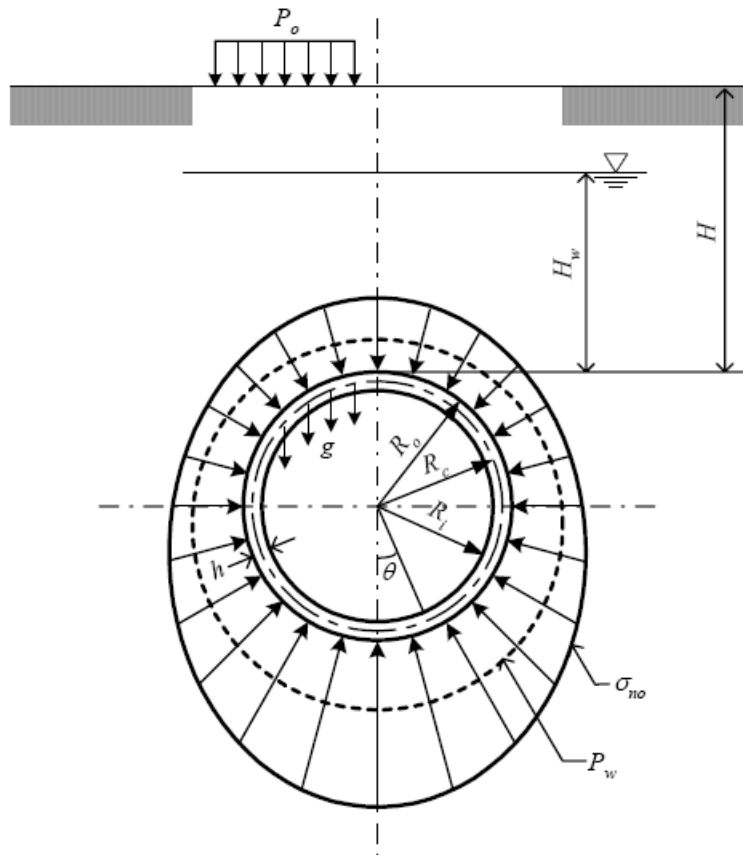
2. Méthode de réactions hyperstatiques

- 2.1. Généralités
- 2.2. Charges actives / passives
- 2.3. Méthodes de solution
- 2.4. Exemple d'application
- 2.5. Avantages et limites

3. Tassements pour tunnels à faible couverture en terrains meubles

- 3.1. Source des tassements
- 3.2. Perte de terrain dans les tunnels excavé avec une machine à bouclier
- 3.3. Equations de tassement (divers auteurs)

1. Charges actives



P_o = Surcharge loads

σ_{no} = Initial normal earth pressure

P_w = Hydraulic pressure

g = Self-weight of lining

R_o = Outer radius of tunnel

R_i = Inner radius of tunnel

R_c = Radius of tunnel at thickness center

h = Thickness of lining

H = Covering depth

H_w = High of ground water table from tunnel top

Les **charges actives** ne dépendent pas de la déformation du revêtement.

La charge verticale de la roche est fonction de la *charge de dislocation*.

(Rastbood & al. 2017)

1.1 Charge verticale de la roche / Charge de dislocation

Hypothèse: La charge active agissant sur le soutènement est le résultat de la rupture du massif suite à une grande déformation au-dessus de la calotte du tunnel.

La charge verticale, p_v peut être inférieure ou égale à la contrainte verticale, en fonction du comportement du massif encaissant après l'excavation:

- Terrain meuble, faible couverture, mise en place du soutènement tardive $\rightarrow p_v = \sigma_v$
- Couverture moyenne, massif de bonne qualité, mise en place immédiate du soutènement $\rightarrow p_v < \sigma_v$



$p_v \rightarrow$ estimée en utilisant la méthode de **Terzaghi** ou, afin de réduire la surestimation, par les équations fournies par **Caquot**

1.1 Méthode de classification de Terzaghi



Terzaghi a proposé en 1946 une classification assez simple pour estimer les charges agissant sur les soutènements des tunnels

Domaines d'application :

- Terrains meubles ou massif continu
- Le champ de contrainte n'est pas spécifié
- Profil du tunnel en fer à cheval.
- Tout type de comportement du massif
- Couverture faible ou moyenne

Bien que caractérisée par une **approche conservatrice** (surestimation), cette méthode est encore assez répandue, du moins aux États-Unis.

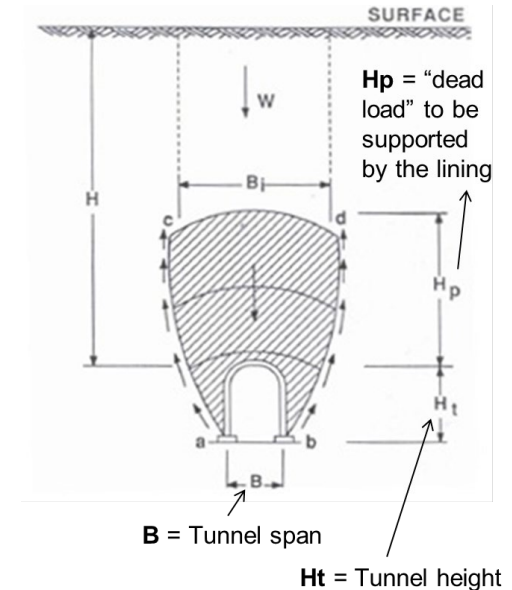
1.1 Méthode de classification de Terzaghi

Classes de roches :

- Roche intacte
- Roche stratifiée
- Modérément jointoyée
- Roches en blocs et sédimentaires (fragments chimiquement intacts)
- Broyée mais chimiquement intacte
- Écrasée à une profondeur assez modérée
- Roche écrasée (grande profondeur)
- Roche gonflante

Estimation de la charge :

sous *l'effet de la gravité*, la charge agissant sur la calotte du tunnel correspond à la **charge exercée par une hauteur équivalente de roche se trouvant au-dessus de la voûte du tunnel.**



Voir slides partie 2

L'effet de voûte ne s'étend que sur une hauteur maximale d'environ 5B

(d'après Terzaghi 1946)

1.1 Tunnels à faible profondeur ($h < 5R$)



La charge active est due à la rupture causée par une déformation suffisante d'une portion du massif se trouvant au-dessus de la calotte du tunnel. La dislocation est empêchée par la résistance au cisaillement de la zone de contact entre la portion intéressée par la dislocation et le massif environnant (effet de voûte).

→ Massif homogène (terrain meubles, roche fissurée, caractérisée par c et φ)

→ **Surfaces verticales caractérisant la rupture du terrain au-dessus d'un tunnel** (tangentes aux piédroits)

→ Equilibre vertical :

$$\frac{d\sigma_z}{dz} dz \cdot 2R = \gamma dz 2R - 2\sigma_x \tan \varphi dz - 2c dz$$

$$\sigma_x = \lambda \sigma_z$$

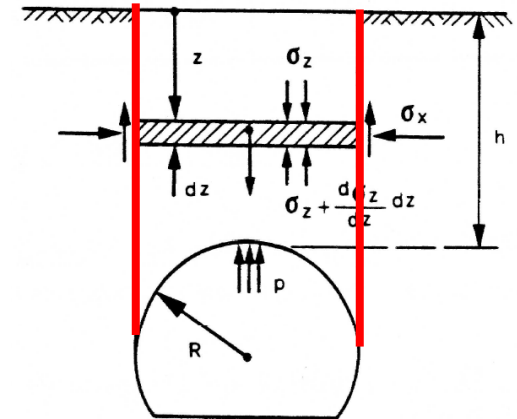
$$\frac{d\sigma_z}{dz} = \gamma - \frac{\lambda}{R} \sigma_z \tan \varphi - \frac{c}{R}$$

→ **En calotte, soit à la profondeur $h \rightarrow \sigma_z = p$, avec:**

$$p = \frac{\gamma R - c}{\lambda \tan \varphi} \left(1 - e^{-\lambda \tan \varphi \frac{h}{R}} \right)$$

→ Charge de dislocation = pression exercée sur le revêtement

(d'après Descoedres 1989)

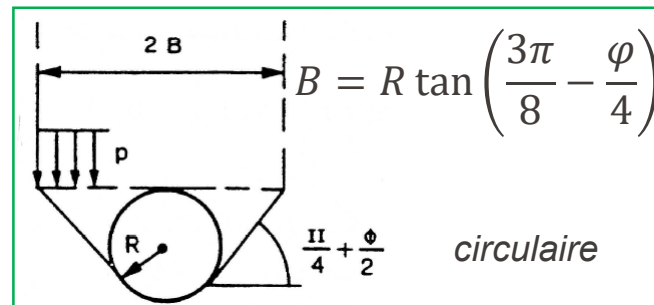
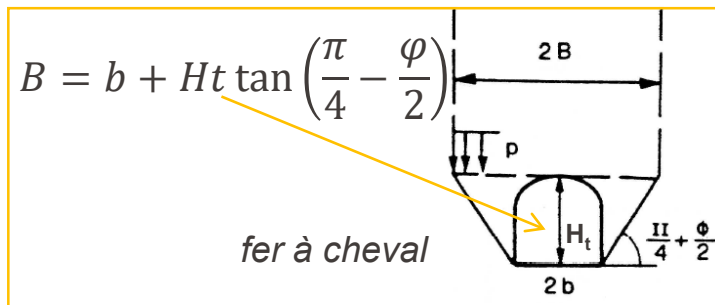


1.1 Charge de dislocation - Terzaghi

→ Dans sa version originale, Terzaghi considérait que le terrain latéral était décomprimé par l'excavation ($\lambda = 0.3-1.0$).

→ Le terrain se déforme et converge latéralement vers le tunnel pendant la construction. Cela crée des conditions de pression active du terrain avec les limites de la zone inclinées d'environ ($45^\circ + \varphi/2$).

$$p = \frac{\gamma B - c}{\lambda \tan \varphi} \left(1 - e^{-\lambda \tan \varphi \frac{h}{B}} \right) \quad p \text{ est une fonction de } h \text{ (profondeur)}$$



Cas particuliers

$c=0 \rightarrow$ l'excavation n'est plus stable sans revêtement

$\varphi=0 \rightarrow$ l'excavation est considérée comme stable sans revêtement si $c > \gamma B$

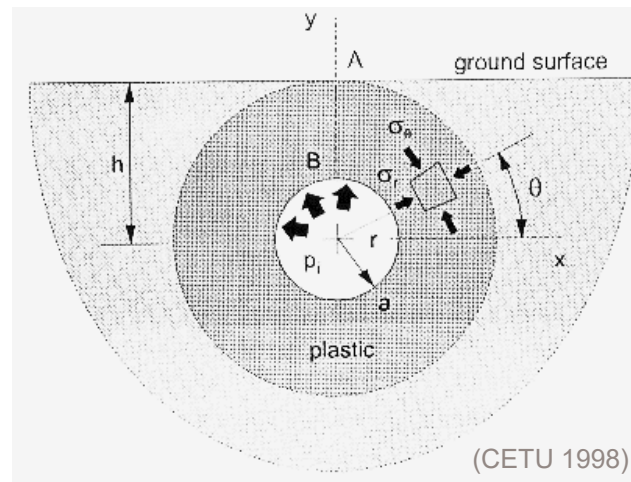
(d'après Descoedres 1989)

1.1 Charge de dislocation - Caquot

Caquot et Kérisel (1956) déterminent la contrainte radiale (et verticale) agissant en clef de voûte par équilibre en faisant l'hypothèse que les conditions de rupture sont remplies en ce point particulier.

Hypothèses de base :

1. Tunnel circulaire
2. Champ de contrainte hydrostatique et uniforme
3. Milieu continu
4. Terrain cohésif
5. Faible recouvrement
6. Matériau à comportement élasto-plastique caractérisé par les paramètres de Mohr-Coulomb
 - Angle de frottement φ
 - Cohésion c



- La solution peut être trouvée en **estimant la charge susceptible de provoquer la rupture**
- **La rupture se produit lorsque le rayon plastique atteint la surface.** Cette solution peut également être appliquée pour estimer la surcharge correspondant à une rupture en assimilant la pression interne à zéro.

1.1 Charge de dislocation - Caquot

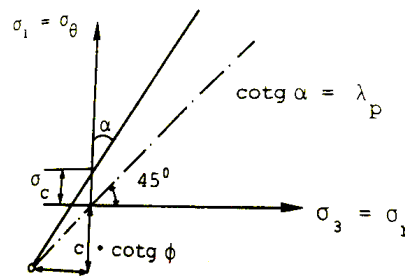
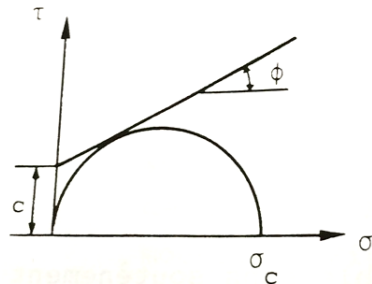
- Massif rocheux homogène (sol, roche fissurée, caractérisée par c et φ)
- Le critère de rupture est décrit comme suit:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

$$\sigma_\theta = \sigma_c + \lambda_p \sigma_r$$

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

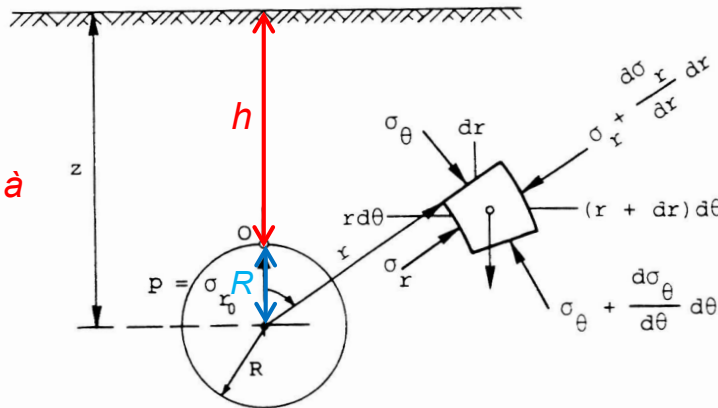
$$\lambda_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$



1.1. Charge de dislocation - Caquot

L'équilibre d'un élément dans le massif autour du tunnel est décrit comme suit :

(tunnels peu profonds à faible recouvrement)



En résolvant l'équation différentielle $\sigma_{r0} = p$, la charge de dislocation avec $z = h + R$ est :

$$\sigma_{r0} = \frac{\gamma R}{\lambda_p - 2} \left[1 - \left(\frac{R}{z} \right)^{\lambda_p - 2} \right] - c \cot \varphi \left[1 - \left(\frac{R}{z} \right)^{\lambda_p - 1} \right] \quad p \text{ est fonction de } z$$

Cas particuliers :

$c = 0 \rightarrow$ l'excavation n'est pas plus stable sans revêtement

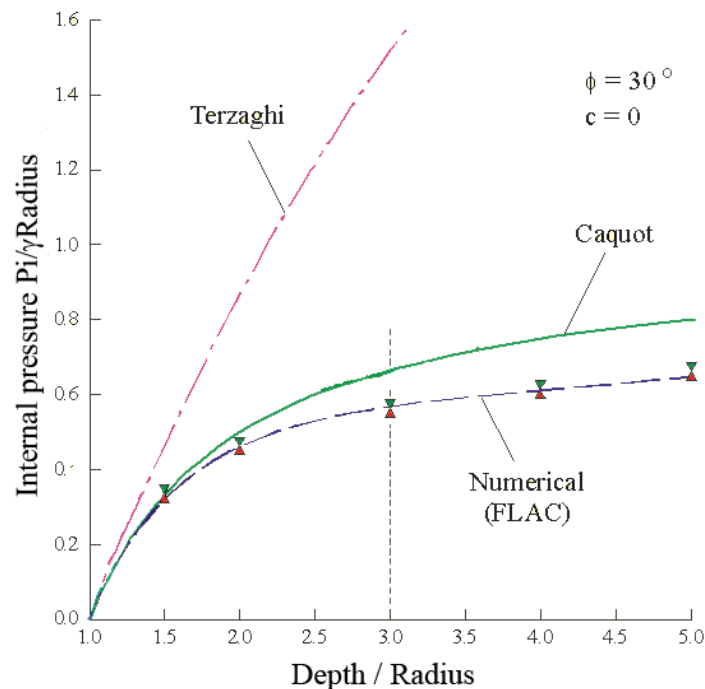
$\varphi = 0 \rightarrow$ l'excavation est stable sans revêtement une fois que $c > \gamma h$

1.1 Comparaison: Terzaghi vs. Caquot

Les équations de **Terzaghi** donnent une **surestimation** de la pression interne **si on les compare à la solution proposée par Caquot**. La même chose s'observe en faisant la comparaison avec les valeurs obtenues par modélisation numérique de la même situation.



Terzaghi: approche conservatrice



1.1 Autres méthodes d'estimation de la charge verticale

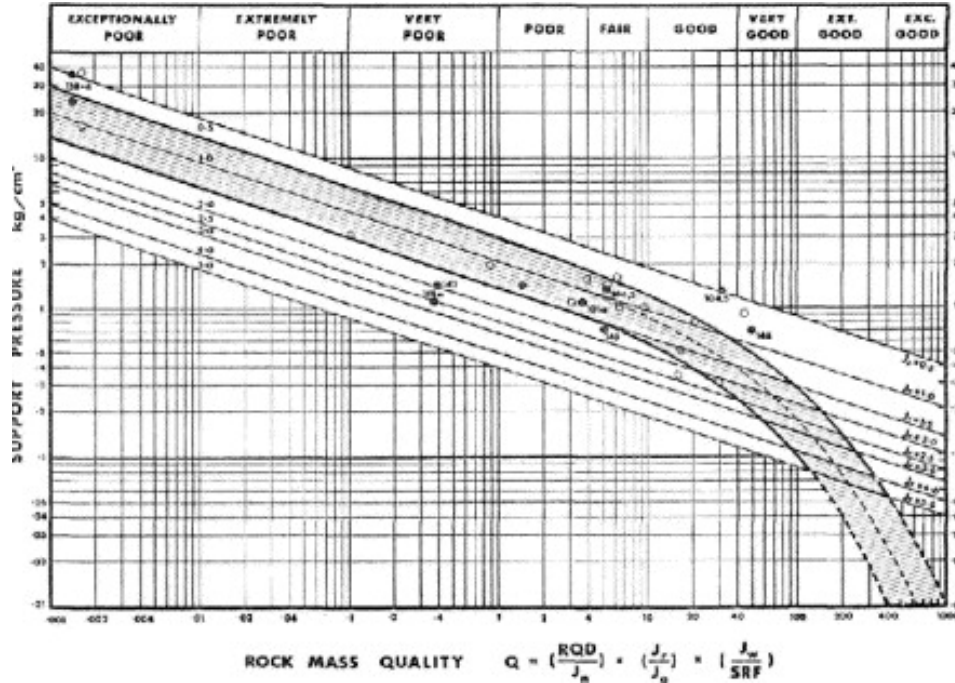


La charge verticale active peut également être estimée en utilisant les corrélations directes trouvées par **différents auteurs** entre **l'indice de qualité du massif rocheux et les charges verticales agissantes sur la voûte du tunnel**

Ces méthodes d'évaluation sont des **méthodes empiriques**.

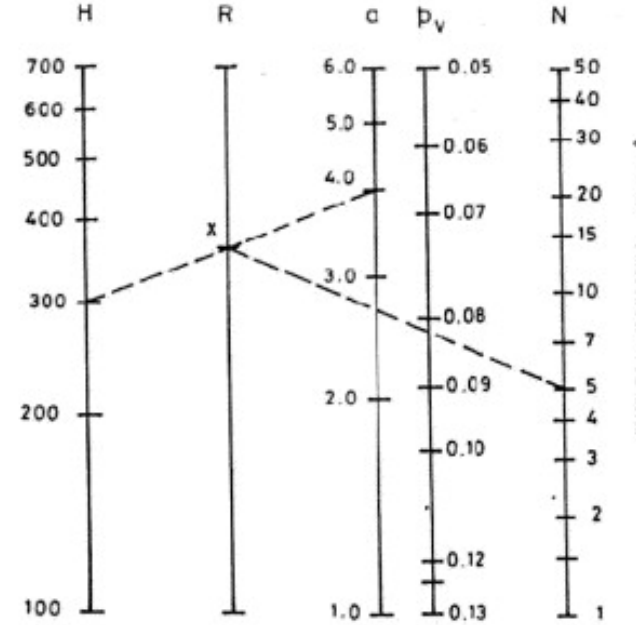
Exemples :

- Barton et al., 1974 → évaluation des charges verticales basée sur l'indice Q et le paramètre J_r
- Goel et al., 1995 → estimation des charges verticales sur la base de la hauteur de couverture H , du rayon a , en tenant compte d'un index N de qualité du massif rocheux.



Barton et al. (1974)

Graphique pour l'évaluation des charges verticales sur le soutènement en fonction de Q et Jr



Goel et al. (1975)

Nomogramme pour l'estimation des charges verticales en fonction du recouvrement du tunnel (H), du rayon (a) et N

1.2 Charges horizontales

- Ces charges sont **indépendantes des déplacements**
- Les charges horizontales dépendent de la **qualité de l'interface entre le soutènement et le massif rocheux/terrain environnant** (impact de la méthode d'excavation sur la qualité de cette interface).
- Les charges horizontales agissant sur les piédroits sont généralement considérées **fonction des charges verticales** ($\lambda \sigma_v$)

$$K_a < \lambda < K_0$$


$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$


$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

1.2 Estimation de la charge horizontale (Terzaghi)

Les **charges horizontales**, également appelées **pressions latérales**, augmentent avec la diminution de la qualité du massif / terrain:

- **Plus faibles** pour un massif de qualité **moyenne ou bonne**
- **Plus élevées** pour un massif de qualité **médiocre / mauvaise** (p. ex. roche complètement broyée).

En analysant l'**instabilité potentielle du massif au niveau des piédroits du tunnel**, en considérant une **surface de glissement plane**, il est possible d'évaluer le rapport q_h/q_v en fonction de la charge verticale q_v , de la hauteur du tunnel H_t , du poids spécifique γ et des paramètres de résistance c et φ de la masse rocheuse :

$$\frac{q_h}{q_v} = \left(1 + \frac{\gamma H_t}{2q_v} \right) \cdot \left(\frac{1 - \frac{\tan \varphi}{\tan \alpha}}{1 + \tan \varphi \cdot \tan \alpha} \right) - \frac{c}{q_v} \cdot \left[\frac{1}{\sin \alpha \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \varphi)} \right]$$

Où α est la pente du plan de glissement :

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

1.3 Autres charges actives



- La **présence d'eau** doit être prise en compte sur tout le contour du tunnel.
- Les **charges existantes** (par exemple les bâtiments, infrastructures, etc.) se trouvant en surface au-dessus du tunnel.
- Le **poids propre du soutènement** (qui peut être négligé lorsque le recouvrement est important)
- Eventuelles *charges liées à l'exploitation de l'ouvrage*, agissant à l'intrados du tunnel (par exemple pour des tunnels hydrauliques)
- Les *charges temporaires* dépendant principalement des méthodes de construction (par exemple air comprimé, injections, etc.)

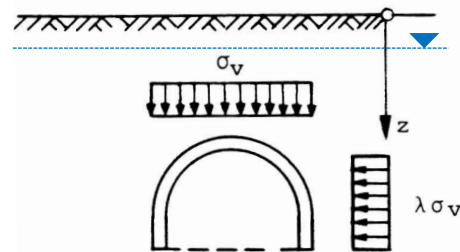
1.4 Évaluation statique pour la conception du soutènement

La façon la plus simple de procéder est de fixer toutes les charges actives :

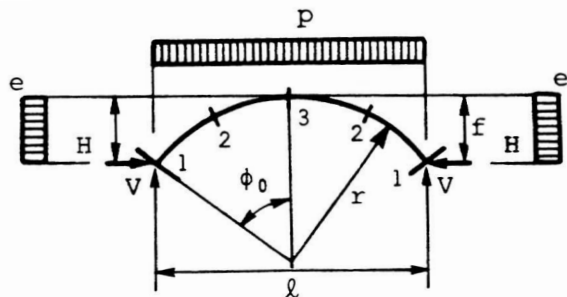
Charge de dislocation verticale, $\sigma_v = p$

Charges latérales, $\sigma_h = \lambda \sigma_v$

Pression d'eau (en fonction de la hauteur de la nappe)



Voûte du tunnel = arc encastrée dont les extrémités sont reliées aux piliers



(d'après Descoedres 1989)

Les efforts dans la poutre (arche) sont

$$\text{Moment de flexion : } M = \alpha_M p l^2 \quad M = \beta_M e l^2$$

$$\text{Contrainte normale : } H = \alpha_H p l \quad H = \beta_H e l$$

$$\text{Contrainte de cisaillement : } V = p \frac{l}{2}$$

1.4 Évaluation statique pour la conception du soutènement

Les valeurs de α et β peuvent être obtenues à partir du tableau suivant :

Facteur f/l	Moments					Poussée à la naissance (H)		Rayon (r) l	Angle central $\varphi_0 \cong$
	pl^2								
	Naissance (1)		45° (2)	Clé (3)		pl			
	α_M	β_M	α_M	α_M	β_M	α_H	β_H		
0,10	+0,00120	-0,00120	-0,00042	+0,00040	-0,00040	1,2750	0,0750	1,3011	22°36'
0,12	+0,00167	-0,00167	-0,00047	+0,00058	-0,00058	1,0390	0,0574	1,1013	27°00'
0,14	+0,00224	-0,00224	-0,00066	+0,00080	-0,00080	0,9045	0,0816	0,9615	31°20'
0,16	+0,00292	-0,00292	-0,00087	+0,00110	-0,00110	0,7950	0,0938	0,8610	35°30'
0,18	+0,00366	-0,00366	-0,00111	+0,00140	-0,00140	0,7075	0,1031	0,7844	39°36'
0,20	+0,00452	-0,00452	-0,00138	+0,00176	-0,00176	0,6335	0,1085	0,7256	43°36'
0,22	+0,00550	-0,00550	-0,00168	+0,00214	-0,00214	0,5800	0,1218	0,6781	47°30'
0,24	+0,00653	-0,00653	-0,00200	+0,00256	-0,00256	0,5355	0,1341	0,6410	51°16'
0,26	+0,00765	-0,00765	-0,00239	+0,00300	-0,00300	0,4995	0,1487	0,6109	54°56'
0,28	+0,00885	-0,00885	-0,00280	+0,00346	-0,00346	0,4685	0,1621	0,5864	58°30'
0,30	+0,01010	-0,01010	-0,00324	+0,00400	-0,00400	0,4415	0,1749	0,5666	61°56'
0,32	+0,01145	-0,01145	-0,00372	+0,00458	-0,00458	0,4135	0,1829	0,5507	65°14'
0,34	+0,01285	-0,01285	-0,00424	+0,00520	-0,00520	0,3920	0,1944	0,5376	68°26'
0,36	+0,01434	-0,01434	-0,00479	+0,00585	-0,00585	0,3725	0,2053	0,5274	71°27'
0,38	+0,01589	-0,01589	-0,00540	+0,00648	-0,00648	0,3540	0,2151	0,5190	74°28'
0,40	+0,01748	-0,01748	-0,00603	+0,00721	-0,00721	0,3385	0,2260	0,5125	77°19'
0,42	+0,01920	-0,01920	-0,00672	+0,00797	-0,00797	0,3247	0,2371	0,5076	80°04'
0,44	+0,02105	-0,02105	-0,00744	+0,00881	-0,00881	0,3120	0,2479	0,5041	82°42'
0,46	+0,02296	-0,02296	-0,00821	+0,00971	-0,00971	0,3000	0,2583	0,5017	85°14'
0,48	+0,02478	-0,02478	-0,00902	+0,01064	-0,01064	0,2895	0,2690	0,5004	87°40'
0,50	+0,02668	-0,02668	-0,00987	+0,01161	-0,01161	0,2801	0,2801	0,5000	90°00'
$\beta_M = -\alpha_M$					$\beta_H = \frac{1}{2} \cot \varphi - \alpha_H$				

1.4 Analyse des contraintes admissibles



Connaissant les valeurs de **N** et **M**, il est possible d'évaluer les contraintes de compression/traction σ à l'intrados et à l'extrados du soutènement du tunnel :

$$\sigma_{estr,int r} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot s}{J} \quad \left\{ \begin{array}{l} A \rightarrow \text{section transversale du soutènement} \\ J \rightarrow \text{Inertie de la section} \\ s \rightarrow \text{distance par rapport au centre de rotation} \end{array} \right.$$

En connaissant **T**, il est possible d'évaluer τ au niveau de l'axe du centre de gravité.

Avec ces informations, en appliquant un critère simple (par exemple Von Mises), il est possible d'estimer la contrainte équivalente agissant dans le système de soutènement:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

Et de la comparer aux contraintes admissibles des matériaux de soutènement :

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

Méthode des réactions hyperstatiques et tunnels en terrains meubles

1. Charge active

- 1.1. Charge verticale sur la roche - Charge de dislocation
 - Solution de Terzaghi
 - Solution de Caquot
- 1.2. Charges horizontales
- 1.3. Autres charges
- 1.4. Évaluation statique pour la conception du revêtement

2. Méthode de réactions hyperstatiques

- 2.1. Généralités
- 2.2. Charges actives / passives
- 2.3. Méthodes de solution
- 2.4. Exemple d'application
- 2.5. Avantages et limites

3. Tassements pour tunnels à faible couverture en terrains meubles

- 3.1. Source des tassements
- 3.2. Perte de terrain dans les tunnels excavé avec une machine à bouclier
- 3.3. Equations de tassement (divers auteurs)

2. Méthode des réactions hyperstatiques



La méthode prend en compte la déformation du massif et du soutènement en introduisant un module de réaction → *Charges latérales passives*

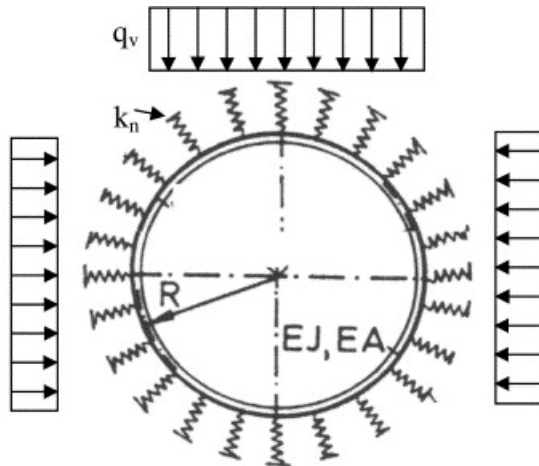
Cette méthode est également appelée *éléments poutre-ressorts*

→ comportement d'une "**structure 2D**" tenant compte de l'**interaction entre le terrain et le revêtement** :

1. Simulation de l'**interaction entre le soutènement et le massif** par le biais de **ressorts**
2. Analyse du **comportement du soutènement sous l'action de charges externes**

Méthode analytique et numérique (*itérative*) pour le dimensionnement du soutènement (utilisation de codes numériques simples et déjà existants)

2. Méthode des réactions hyperstatiques



(Oreste 2007)

Compte tenu du nombre de connexions du soutènement avec le massif
il s'agit d'un **problème hyperstatique** / *statiquement indéterminé*

Qui nécessite une **ITERATION**

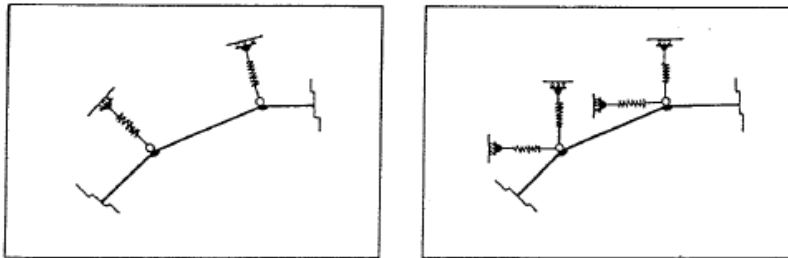
Littérature: Duddeck et Erdmann, 1985 ; Bouvard-Lecoanet et al., 1988 ; Leca et Clough, 1992

2.1 Généralités

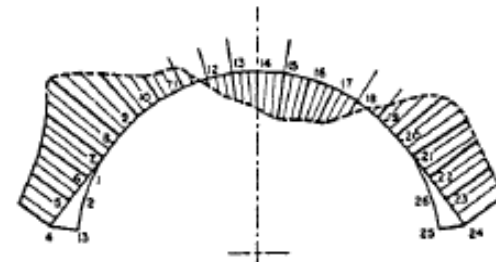
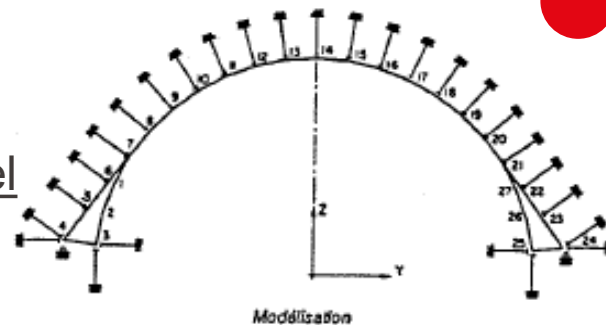
Ce type de solutions peut être adapté à toutes les situations en termes de géométrie du tunnel et d'interaction entre le tunnel et le massif environnant.

Revêtement/soutènement = système **d'éléments de poutre** en forme **d'arc**

Le **module de réaction du terrain** est représenté par des **ressorts** :



La solution peut être trouvée par un processus **itératif** basé sur la résistance des matériaux.



Courbe des moments fléchissants correspondants

(Bouvard et al. 1988)

Charges externes / actives du massif agissant sur le tunnel :

1. charges verticales, $q_v = p_v$
2. charges horizontales, $q_h = p_h$

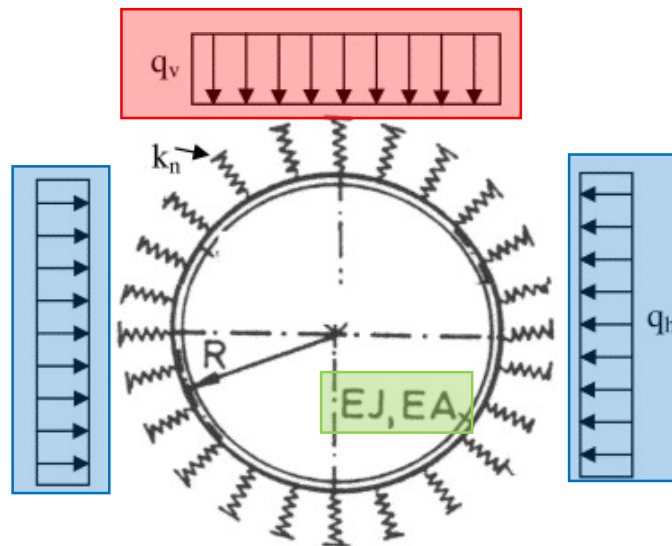
Ces charges sont **indépendantes des déplacements** qui se développent dans le soutènement et à l'interface massif-soutènement.

k_n : rigidité des "ressorts d'interaction"

EJ , EA : rigidité en flexion et en compression du soutènement

→ dépendent du **module d'élasticité** du **matériau soutènement** et de la **géométrie** de sa section

R : rayon du tunnel



2.1 Principes fondamentaux

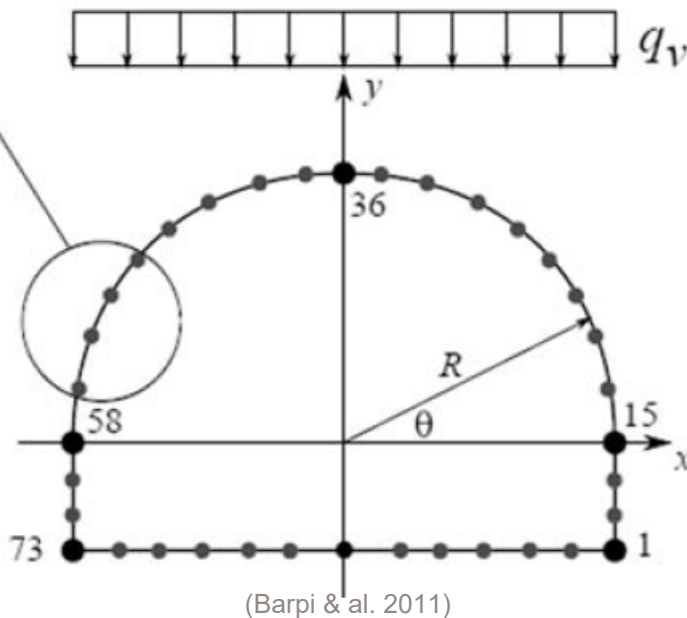
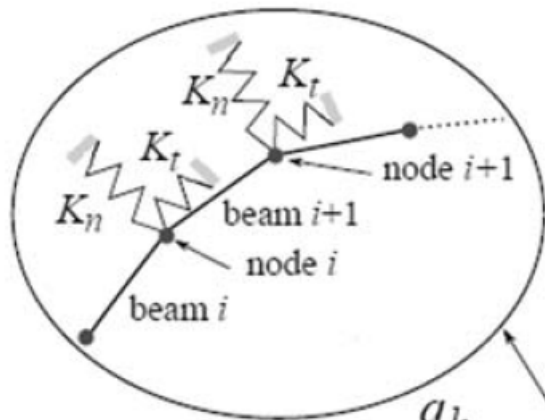


1. Simuler la structure du **soutènement** par des éléments rigides (1D, éléments type **poutre**) caractérisés par un comportement élastique linéaire et reliés rigidement les uns aux autres (nœuds).
2. Evaluer les **convergences** du terrain (causées par l'excavation)
3. Vérifier l'**équilibre** du tunnel : les **déplacements** et les **contraintes** sont calculés avec une procédure itérative jusqu'à ce qu'ils atteignent une **condition d'équilibre** compatible avec les paramètres décrivant terrain et soutènement.
4. Évaluer les efforts dans le soutènement (soit dans la poutre et dans les nœuds) : **N** effort normal, **T** effort tranchant, **M** moment de flexion
5. Vérifier les **contraintes admissibles** en connaissant les matériaux du soutènement et les efforts internes.

2.1 Schéma de calcul

→ CALCUL STATIQUE:

On considère des **éléments limites** spécifiques représentant la loi contrainte-déformation choisie / avec des **ressorts de Winkler**, avec une rigidité k , liés aux nœuds entre les éléments **poutres** simulant le soutènement.



Modules de reaction
 k = rigidité

- normal (k_n)
- cisaillement (k_t)

2.1 Soutènement

La structure de soutènement est représentée par des **éléments unidimensionnels = poutres** (*beam*), pour lesquels il est possible de décrire la loi contrainte-déformation de manière simple.

Ces éléments sont capables de développer des **moments de flexion (M)**, **des efforts normales (N) et tranchants (T)** et sont reliés à l'extérieur par des ressorts répartis aux **nœuds**.

Schéma du comportement d'un élément fini de type poutre (coordonnées cartésiennes locales x et y) :

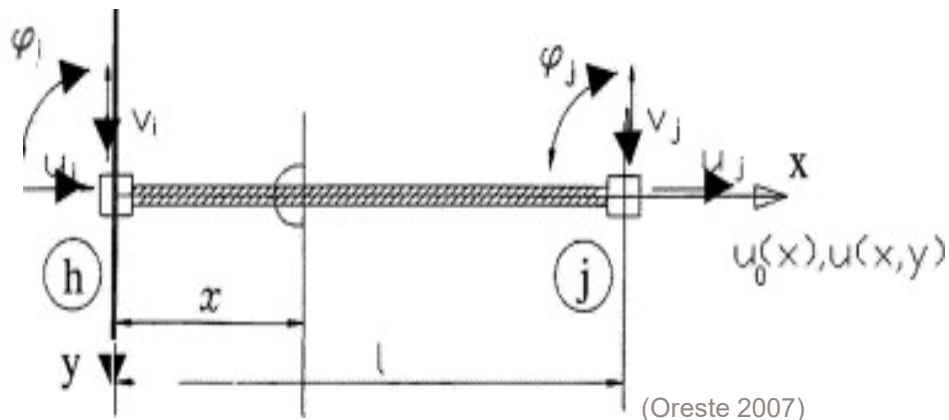
h : nœud initial

j : nœud final

u : déplacement axial

v : déplacement transversal

φ : rotation



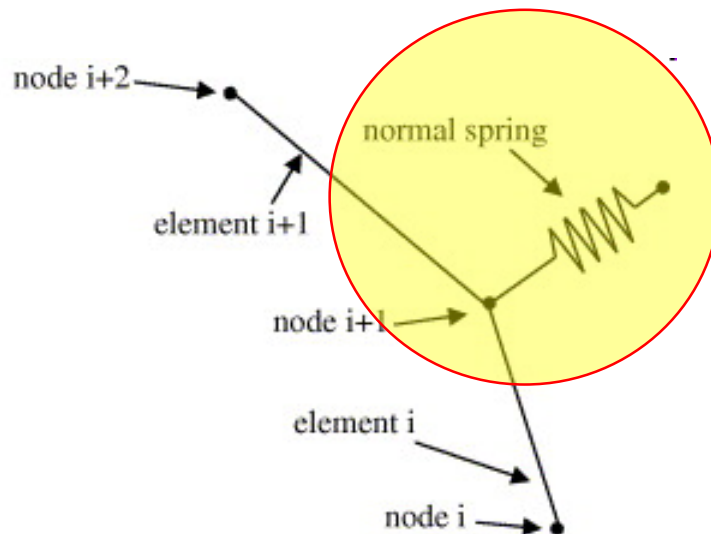
2.1 Interaction massif/ soutènement



Le massif interagit avec le soutènement :

1. **Charges** verticales et horizontales (q_v et q_h)
2. **Réaction** au déplacement du revêtement

→ ressorts reliés aux nœuds de la structure



Les ressorts de Winkler connectés aux nœuds de la poutre de soutènement permettent de simuler la réaction du massif aux déplacements du revêtement provoqués par la déformation sous l'action des charges appliquées.

(d'après Oreste 2007)

2.2 Charges



Trois paramètres influencent **les efforts dans le soutènement** :

- les **charges actives** appliquées,
- la **rigidité** de la structure
- **l'interaction entre la structure et la masse rocheuse** → cette interaction dépend des *caractéristiques mécaniques du massif*.

La méthode nécessite de définir deux types de **charges** :

1. **ACTIVES** qui ne dépendent pas de la déformation du soutènement mais seulement du volume de roche qui agit directement sur la voûte du tunnel (*charge de dislocation*)
2. **PASSIVES** qui décrivent la réaction du massif rocheux et qui dépendent de la déformation du soutènement (*loi constitutive*).

Le soutènement est analysé sous l'action de charges:

1. **Charges actives** agissant sur la structure de soutènement (indépendantes de la déformation du revêtement) = **charges externes** **a** et **b** principalement dues au massif rocheux
p. ex. pression du massif rocheux (horizontale et verticale), pression hydrostatique lorsque le tunnel est sous le niveau de la nappe, poids des blocs détachés, poids du revêtement, pression de gonflement, charges liées au trafic, etc.
1. **Charges passives = réaction du massif au déplacement de la structure de soutènement** / Réactions hyperstatiques **K**
(dépendant de la déformation)
liées aux déplacements, elles sont évaluées en modélisant le massif comme une série de ressorts dont le module de rigidité K dépend des propriétés mécaniques du terrain excavé

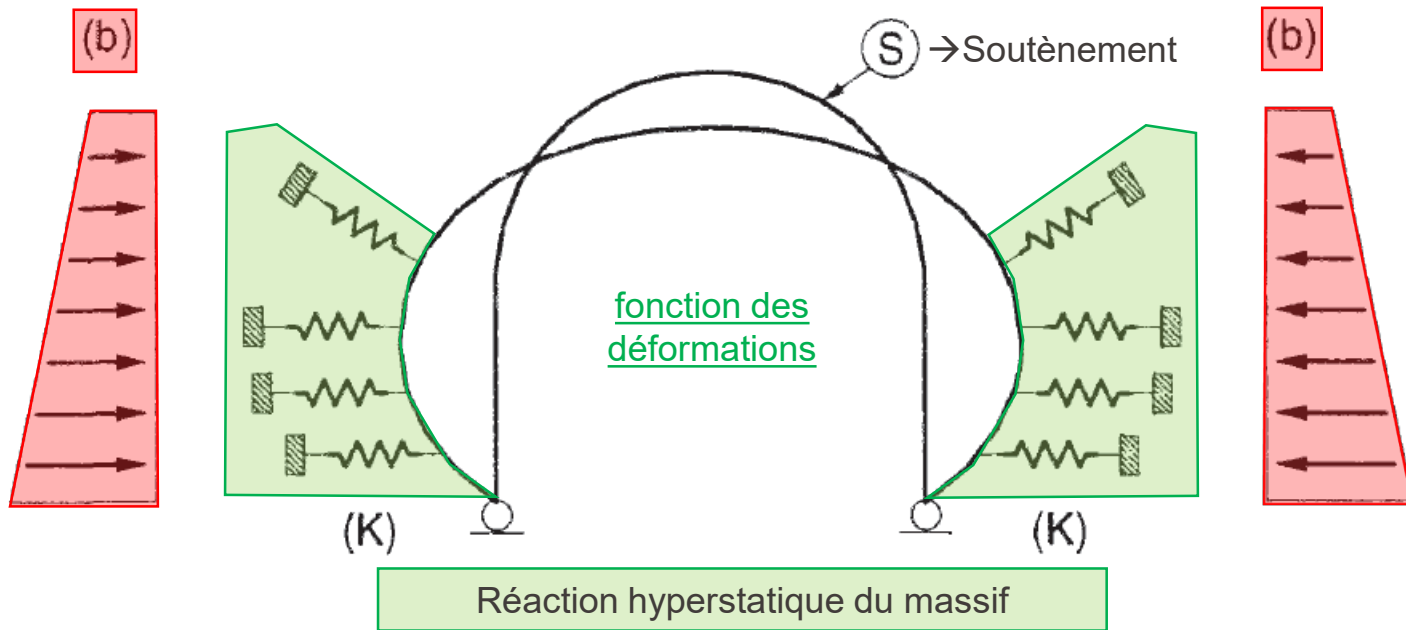
2.2 Charges

charges actives agissant sur le soutènement → principalement liées au poids de la roche (**charges externes**)

(a) → Charges actives



indépendant de la déformation



charges passives dues à la réaction du massif aux déformations du soutènement / Réactions hyperstatiques

2.2 Charges actives



Charges qui agissent directement sur le soutènement (indépendamment de la déformation du revêtement) :

1. Charge verticale sur la voûte du tunnel
2. Charge horizontale
3. Charges hydrostatiques



pression du terrain environnant

poids du soutènement,

charges intérieures et/ou extérieures à l'ouvrage

Dépend de :

- Profondeur du tunnel (surcharge)
- Géométrie du tunnel (taille et forme)
- Qualité du massif

2.2 Charges passives



Sont évalué en considérant que **sous l'effet des charges les déformations du terrain et celle du soutènement sont les mêmes**

L'hypothèse principale consiste à **considérer que la réaction est directement proportionnelle au déplacement,**

$$\vec{q} = \textcolor{red}{K} \cdot \vec{u}$$

Déformations du soutènement: on peut les évaluer en considérant la résistance du matériau et le soutènement comme un arc ou un anneau épais.

Déformations du terrain: on considère que le module de réaction est proportionnel à la déformation partout dans le massif environnant.

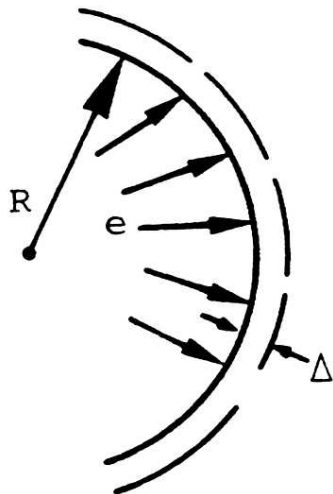
2.2 Charges passives - Ressorts

Les **réactions passives** sont causées par la réaction du terrain causée par la déformation du soutènement → réaction hyperstatique

Déformation Δ entre le massif et le soutènement, en considérant un module de réaction k :

$$e = k\Delta$$

Dépendant des caractéristiques du massif



$$K_n = \frac{E_{rockmass}}{R_{eq} \cdot (1 + \nu)}$$

$$K_t = \frac{1}{3} K_n$$

USACE, 1997
(Winkler theory)

$$K_n = (1.33 \div 2) \frac{E_{rockmass}}{2 \cdot R_{eq}} \quad \text{ORESTE, 1999}$$

R_{eq}

= Rayon equivalent du tunnel

$E_{rockmass}$

= Module de Young

ν

= Coefficient de Poisson

2.3 Méthodes de résolution



Dans la littérature, plusieurs **méthodes de résolution des équations d'équilibre** ont été proposées

Deux méthodes principales peuvent être identifiées :

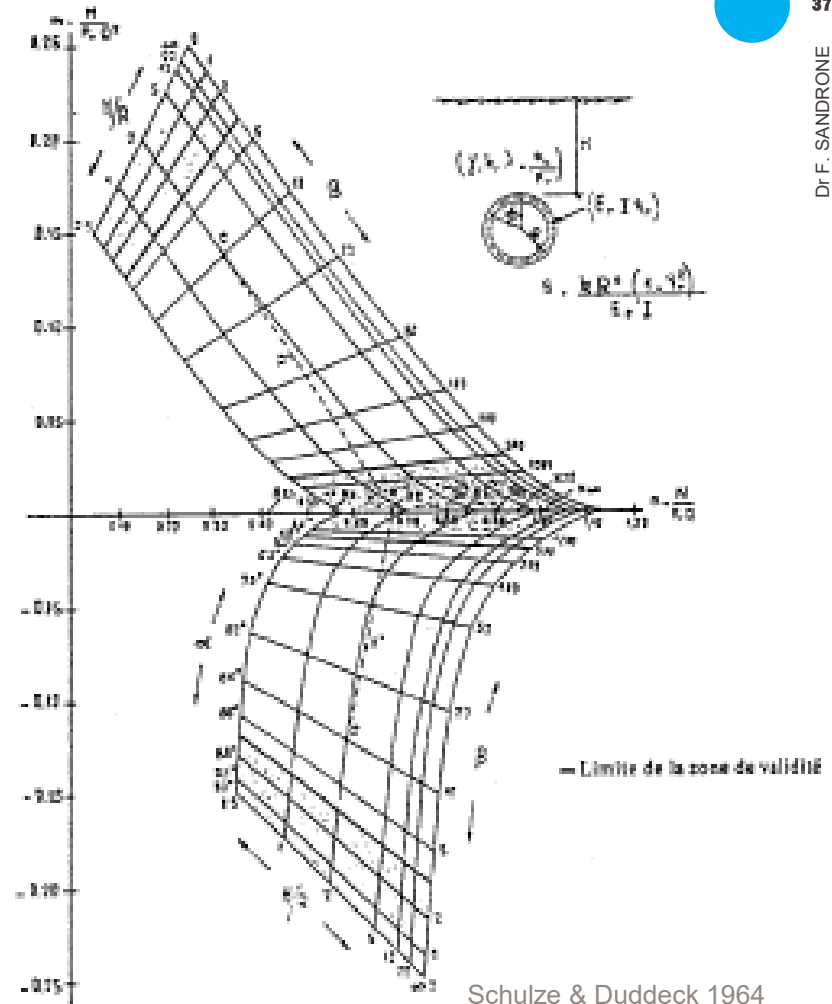
1. **Méthode simplifiée** → nécessite de faire des **hypothèses simplificatrices** supplémentaires afin d'obtenir une solution exacte (analytique).
2. **Méthode générale** → une **approche plus générale** est alors nécessaire pour résoudre les équations pour tout cas spécifique (numérique).

2.3 Méthodes simplifiées

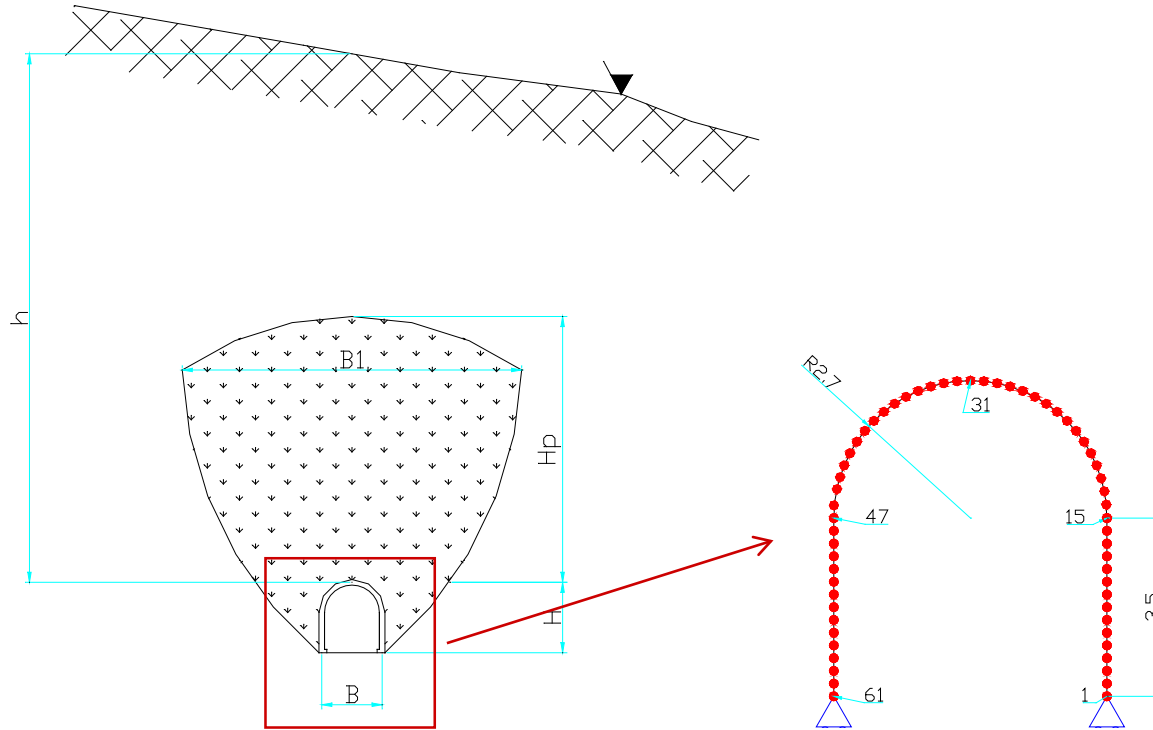
Avec cette approche, la **solution est directement donnée sous forme de coefficients** qui dépendent :

- de la géométrie du tunnel
- du module de réaction

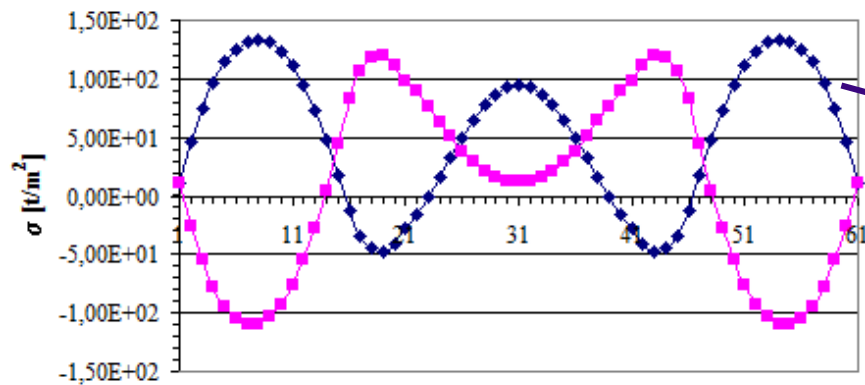
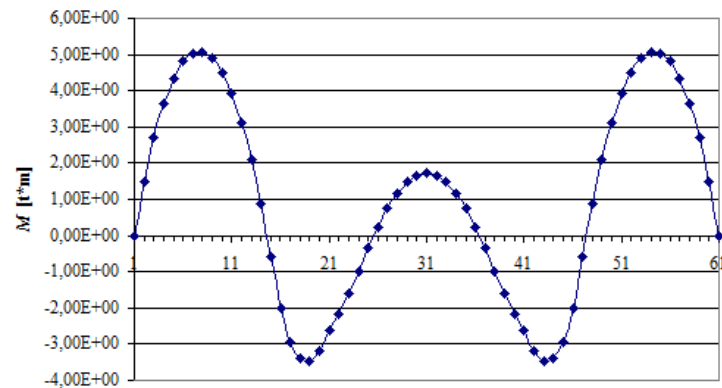
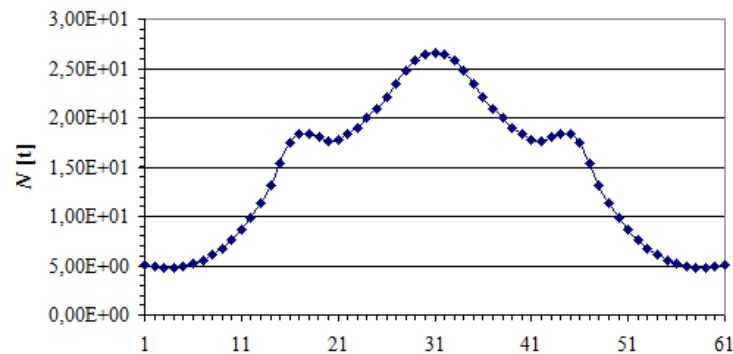
Ces coefficients permettent de calculer les **efforts internes dans les zones les plus critiques du soutènement**.



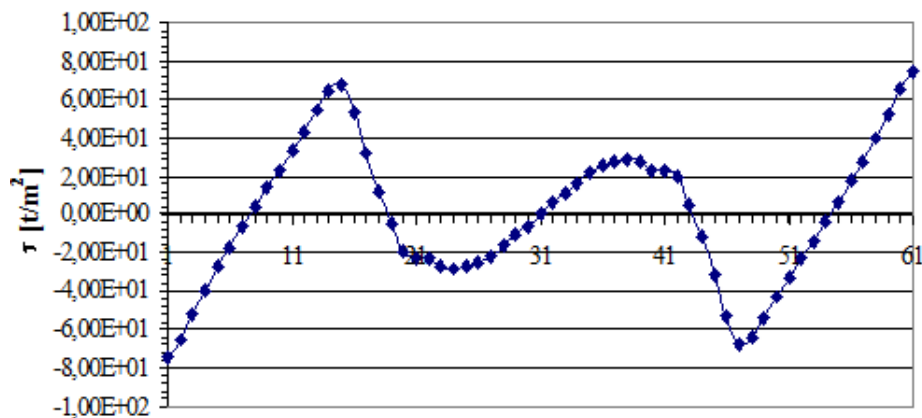
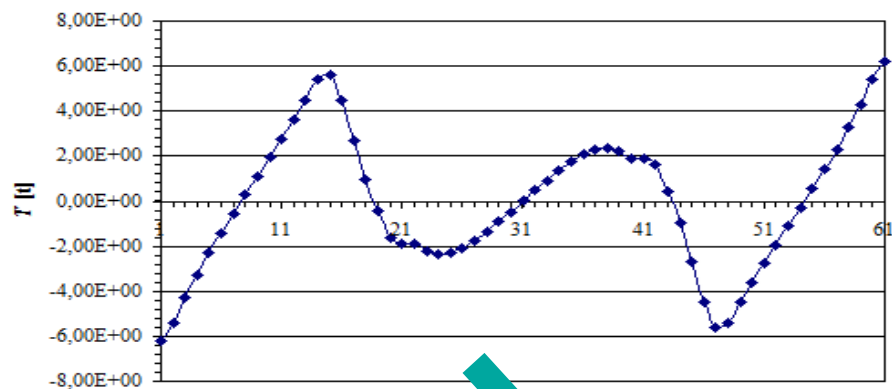
2.4 Exemples



2.4 M, N $\rightarrow$ σ



intrados



Noeud	σ_{id} [MPa]	σ_{amm} [MPa]	Vérifié
1	1,29	6	Y
8	1,34	6	Y
15	1,18	6	Y
23	0,47	6	Y
31	0,95	2	Y

Il est nécessaire de **vérifier la compatibilité des contraintes et des déformations avec les conditions maximales admissibles.**

2.5. Avantages et limites



- **Facilité d'utilisation**
- Analyses de sensibilité **rapides** en modifiant les paramètres décrivant le comportement du massif et du soutènement
- Particulièrement **adaptée** au dimensionnement des structures de soutènement les plus utilisées dans les tunnels : **les cintres en acier et le béton projeté**.
- La méthode permet d'analyser **le moment de flexion, l'effort tranchant et l'effort normal** dans le soutènement.
- **L'incertitude de la charge verticale active** augmente avec l'augmentation de la couverture.
- **Estimation des charges horizontales actives** et vérification de la **qualité de l'interface entre le terrain et le soutènement**: difficulté à estimer la valeur de la rigidité au cisaillement → augmentation des moments de flexion → hypothèses conservatrices
- Difficulté à estimer / mesurer **le module de réaction**

Méthode des réactions hyperstatiques et tunnels en terrains meubles

1. Charge active

- 1.1. Charge verticale sur la roche - Charge de dislocation
 - Solution de Terzaghi
 - Solution de Caquot
- 1.2. Charges horizontales
- 1.3. Autres charges
- 1.4. Évaluation statique pour la conception du revêtement

2. Méthode de réactions hyperstatiques

- 2.1. Généralités
- 2.2. Charges actives / passives
- 2.3. Méthodes de solution
- 2.4. Exemple d'application
- 2.5. Avantages et limites

3. Tassements pour tunnels à faible couverture en terrains meubles

- 3.1. Source des tassements
- 3.2. Perte de terrain dans les tunnels excavé avec une machine à bouclier
- 3.3. Equations de tassement (divers auteurs)

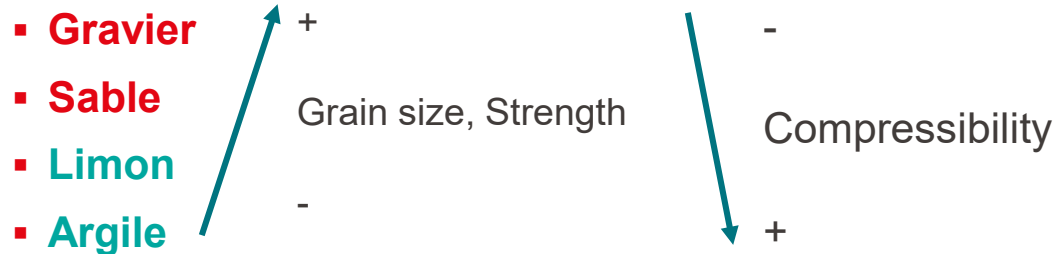
3. Classification terrains meubles



Les terrains meubles sont généralement des **matériaux souples ou meubles**.
Ils sont relativement **faciles à excaver**

La classification des sols utilisée pour l'excavation des tunnels est la même que celle utilisée pour la mécanique des sols : **Système unifié de classification des sols** (*Unified Soils Classification System*)

Principalement basée sur la **taille des grains**, la résistance et la compressibilité.
On identifié deux classes de comportement: sols **granulaires** et sols **cohésifs**.



4. Classification du comportement du terrain



Classification	Comportement	Type de terrain
Ferme	L'excavation peut avancer sans pré-soutènement.	Terrain ferme au-dessus de la nappe, argile dure, sable cimentaire et gravier
Roulant	Les matériaux commencent à se <u>détacher des voûtes ou des parois des tunnels quelque temps après que le terrain a été excavé.</u>	Sols résiduels ou sable sous la nappe (rapide) ou au-dessus (lent). Argiles rigides dépendant de la surcharge.
Poussant	<u>Converge ou extrusion plastique</u> dans le tunnel, sans rupture visible.	Terrain avec résistance au frottement faible. Le comportement poussant dépend du degré de surcharge.
Flouant	Les matériaux s'écoulent <u>comme du sucre cristallisé ou du sable de désert jusqu'à se stabiliser selon l'angle de repos.</u>	Matériaux granulaires propres et secs.
Coulant	Un mélange de <u>terre et d'eau</u> s'écoule dans le tunnel comme un fluide visqueux.	Limon, sable, gravier sous la nappe. Argile très sensible perturbée.
Gonflant	Le terrain <u>absorbe l'eau</u> , augmente de volume et gonfle <u>lentement</u> vers l'intérieur du tunnel.	Argile fortement consolidée avec un indice de plasticité élevé, contenant généralement de la montmorillonite.

4. Tassements, tunnels à faible couverture

L'excavation de tunnels en terrains meubles entraîne généralement un affaissement du terrain au-dessus du tunnel.

Le tassement au-dessus du tunnel doit toujours être évalué, car un tassement excessif peut causer un endommagement des structures / bâtiments en surface.



4. Tunnels urbains

Les tunnels en milieu urbain sont des tunnels "proches de la surface" et, dans la plupart des cas, ils sont creusés dans un terrain meuble.



La construction d'un tunnel **ne doit pas** entraîner de **dommages inacceptables aux bâtiments**.

Avant la construction, il convient d'estimer les déplacements / tassements du terrain et d'en évaluer les potentielles conséquences.

<http://www.youtube.com/watch?v=quluy-5RD2s>

3.1 Sources des tassements

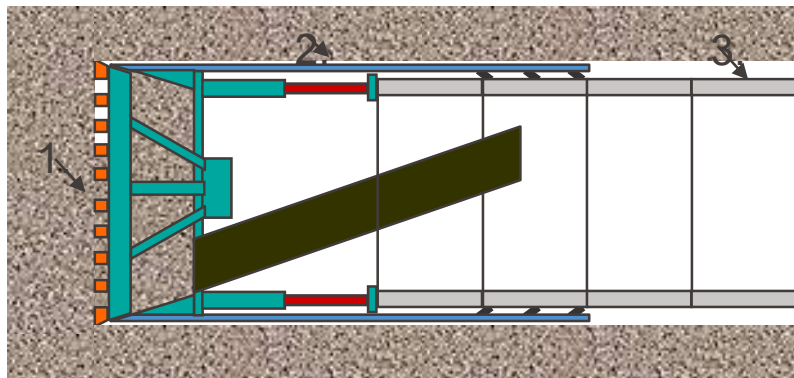


Les tassements sont principalement causés par trois type de sources :

- *Convergence du terrain vers l'intérieur de l'excavation* : la construction de tunnels en terrains meubles entraîne normalement un affaissement du terrain au-dessus du tunnel. Ces déplacements progresse jusqu'à la surface et provoque un tassement **immédiat**. On parle souvent de **perte de terrain** ou de **perte de volume**.
- *Déformation du terrain due à un changement de contrainte au contour de l'excavation* : généralement considérée comme une déformation à **long terme**. Il s'agit d'une **modification du volume** → contrainte-déformation (mécanique des sols)
- *Consolidation du terrain au contour de l'excavation causée par l'abaissement de la nappe* : généralement considérée comme une déformation à **long terme**. Il s'agit d'une **modification du volume** → changement de la pression de l'eau interstitielle (mécanique des sols)

3.2 Pertes de terrain - excavation avec bouclier

En complément aux méthodes conventionnelles avec pré-soutènement du front, les tunneliers avec bouclier sont généralement utilisés pour l'excavation des tunnels en terrains meubles afin de contrôler et minimiser les mouvements et les tassements du terrain. Avec un soutènement et une étanchéité appropriés, les tassements *dus aux modifications des contraintes et aux variations du niveau de la nappe sont relativement faibles*. Mais même lors que le tunnel est excavé avec un tunnelier avec bouclier, il y a des pertes de terrain (pertes de volume), qui peuvent se produire à 3 endroits :



(d'après Zhao 2008)

1. **Au front du tunnel** : en raison d'une pression insuffisante au front, le sol peut se déplacer dans la machine.
2. **Au-dessus du bouclier** : le tunnel est toujours légèrement surexcavé pour laisser un espace entre le bouclier et le contour du tunnel permettant l'avancement le terrain peut s'infiltrer pour combler cet espace.
3. **Au niveau du vide derrière la tête** : la terre peut pénétrer dans le tunnel pour combler l'espace entre le contour de l'excavation et les voussoirs.

3.2 Pertes de terrain - excavation avec bouclier



La perte de terrain au front de l'excavation est liée à la stabilité du terrain.

→ La stabilité du front est mesurée par l'indice de stabilité, N


$$N = \frac{P_z - P_a}{C_u}$$

P_z = Pression du terrain de couverture

P_a = Pression interne appliquée

C_u = Résistance au cisaillement non drainée

3.2 Pertes de terrain - excavation avec bouclier



Sol cohésif :

- **$N < 5$** : en général, il n'y a pas de **problème de stabilité du front** (Peck 1969), lorsque le tunnelier s'arrête, le **front est stable et ne bouge pas**. Cependant, une perte de terrain se produit pendant le creusement → celle-ci peut être importante sans des mesures préventives au front de l'excavation.
- **$N > 5$** : le **front se déplace vers l'intérieur** lorsque le tunnelier s'arrête.
- **$N \rightarrow 7$** : l'excavation peut devenir très compliquée et ingérable en raison d'un **problème de stabilité du front**.

3.2 Pertes de terrain → Tassements

En général, la relation entre les pertes de volume en surface (V_s) et **les composantes des pertes de terrain** au niveau du tunnel peut être exprimées comme suit :

$$V_s = V_f + V_{sh} + V_v + V_c$$

V_f = volume perdu au front

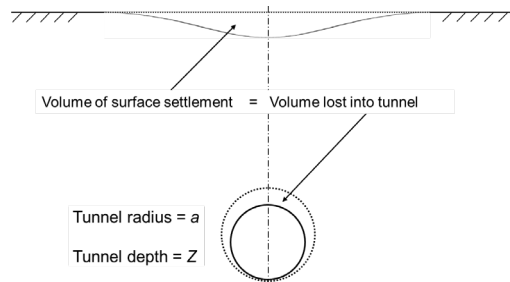
V_{sh} = volume perdu au-dessus du bouclier

V_v = volume perdu dans le vide derrière la tête d'excavation

V_c = volume gagné ou perdu en raison de la dilatation ou de la compression du terrain

Le calcul général des tassements suppose **qu'il n'y ait pas des changements de volume dans le terrain**. → **pertes en surface = pertes de terrain dans le tunnel**

Les tassements provoqués par le creusement sont souvent caractérisés par une *perte de terrain* exprimée comme pourcentage du volume théorique excavé (Mair et al., 1993).



La taille de la zone intéressée par ces tassements varie en fonction de la **profondeur** et de la **taille** du tunnel, ainsi que du **type de terrain**.

3.3 Tassements – équations : Perte de terrain



Mair et Taylor (1997) ont rapporté des pertes de terrain typiques :

- pour tunnels excavés dans des argiles rigides, entre 0.3 % et 2 %.
- pour tunnels excavés dans du sable et des argiles molles, entre 0.5 % et 1 %.

En supposant **qu'il n'y ait pas de changement de volume** → la perte de terrain est définie comme le rapport entre le volume du tassement en surface et le volume théorique du tunnel excavé.

Exemple :

Diamètre du tunnel = 6.5 m

Volume du tunnel par unité de longueur (1m) ~ 33 m³

Perte de terrain = 1%

→ Volume du tassement superficiel par unité de longueur = 0.33 m³

3.3 Affaissement / cuvette de tassement



Le développement de la cuvette de tassement en surface au-dessus et en amont du front d'excavation a été étudié par de nombreux auteurs sur la base d'observations et de mesures in situ.

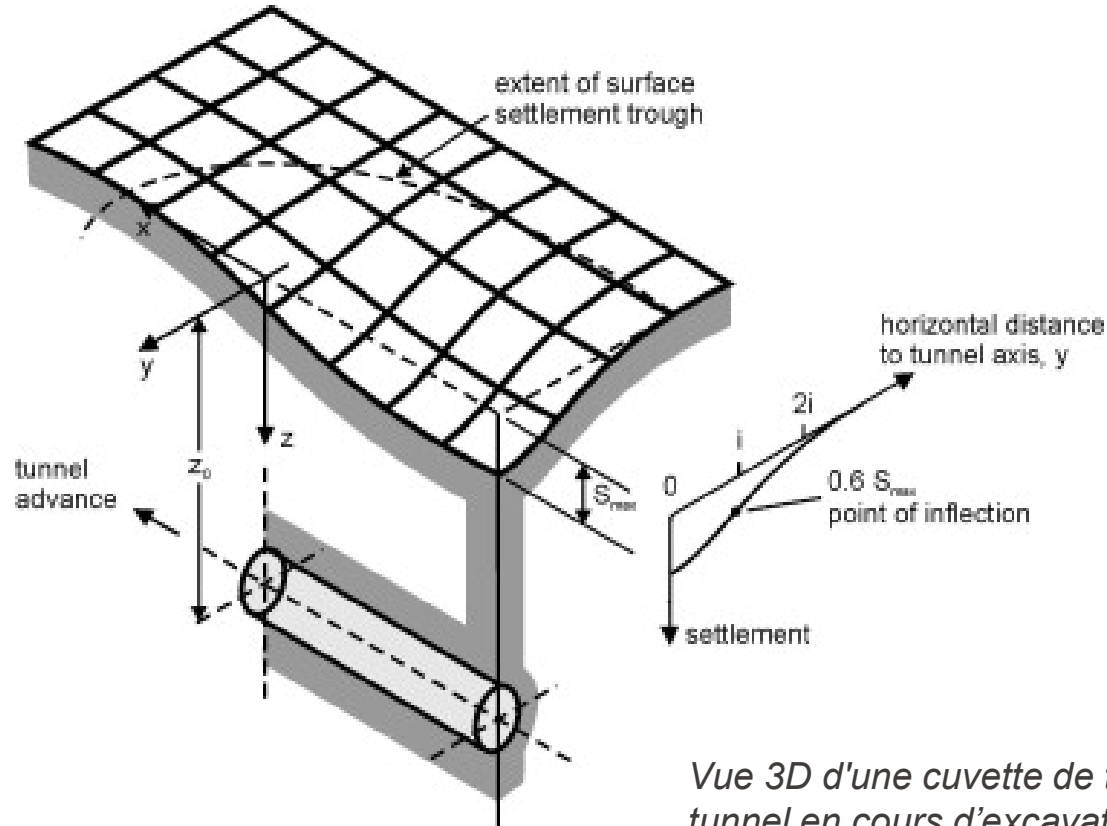
Le tassement causé par le creusement d'un tunnel peut être estimé à l'aide d'une **formulation empirique** ou au moyen d'une **analyse numérique**.

Le tassement induit par un tunnel circulaire transversalement à son axe a été déterminé en utilisant la **formulation empirique proposée par Schmidt (1969) et par Peck (1969)**.



La cuvette de tassement qui est causé par l'excavation d'un tunnel transversalement à son axe peut être raisonnablement représentée par une courbe de distribution gaussienne (distribution normale)

3.3 Cuvette de tassement



Vue 3D d'une cuvette de tassement au-dessus d'un tunnel en cours d'excavation

(d'après Attewell et al., 1986; Mair et al., 1993)

3.3 Analyse des tassements – tunnel circulaire



L'équation empirique est la suivante :

$$S = S_{max} \exp \left(\frac{-x^2}{2i^2} \right)$$

où

- S est le tassement (m) à une distance x de l'axe du tunnel
- S_{max} est le tassement maximal à l'axe du tunnel.

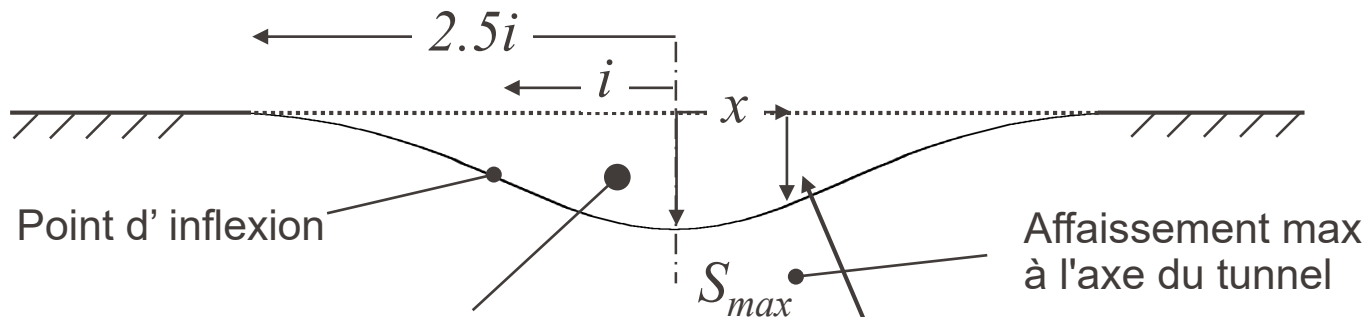
Le volume de la cuvette de tassement par mètre de longueur de tunnel, V_s , peut être obtenu en intégrant l'équation qui définit la courbe de tassement et qui est donnée par

$$V_s = (2\pi)^{0.5} \cdot i \cdot S_{max} \approx 2.5iS_{max}$$

La largeur de la cuvette de tassement est influencée par le paramètre i , qui est la **distance entre l'axe du tunnel et le point d'inflexion**.

La demi-largeur totale de la cuvette de tassement est d'environ **2,5*i*** (Mair et al., 1993).

3.3 Équations de tassement de Peck et Schmidt



$$V_S = \sqrt{2\pi} i S_{max}$$

Volume de la cuvette de tassement
par unité de longueur de tunnel

Par approximation

$$V_S \approx 2.5 i S_{max}$$

$$S(x) = S_{max} e^{\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right)}$$

Affaissement à la distance x
par rapport à l'axe du tunnel

3.3 Équations de tassement de Peck et Schmidt

V_s par unité de longueur est estimée à partir du **ratio de perte de volume** :

$$V_L \left\{ \begin{array}{l} \blacksquare \text{ dépend de la méthode d'excavation} \\ \blacksquare \text{ est lié au Facteur de Stabilité } N \end{array} \right.$$

Dans le cas de tunnels excavés avec un tunnelier à bouclier (p. ex. EPB ou Slurry Shield) :

$$V_L = 0,5 \% \sim 1,0 \%$$

$$V_s = A V_L$$


A = section transversale du tunnel

3.3 Équations de tassement (Clough et Schmidt, 1981)

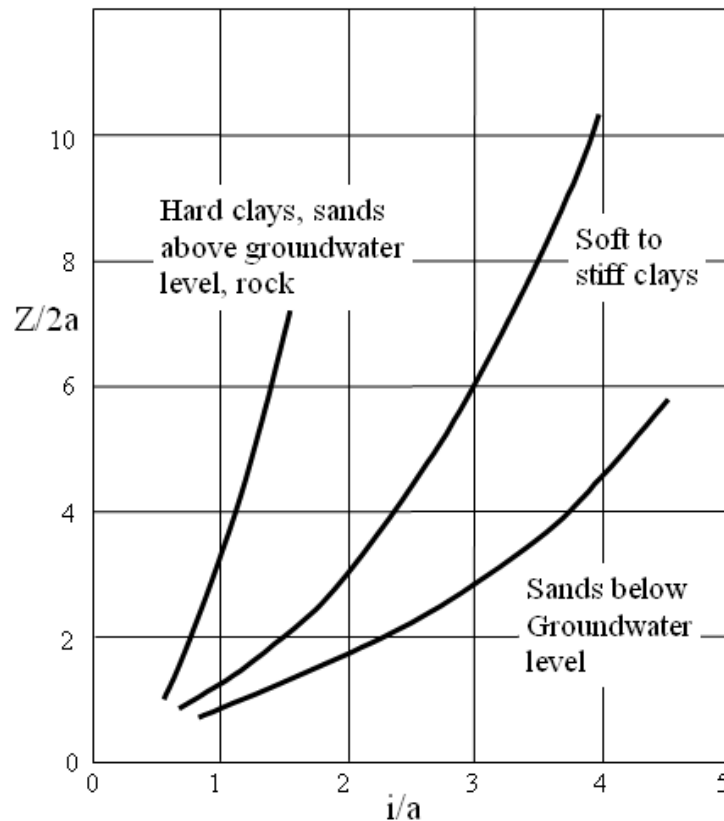
La distance entre l'axe de la cuvette et le point d'inflexion dépend de :

- Taille du tunnel (rayon)
- Profondeur par rapport à l'axe
- Type de terrain

$$\frac{i}{a} = \left(\frac{Z}{2a} \right)^{0.8}$$

profondeur évaluée à l'axe du tunnel

rayon du tunnel



3.3 Distance entre l'axe et le point d'inflexion



Sur la base d'études effectuées sur un nombre considérable de **mesures** de tassement exécutées sur le terrain plusieurs expressions du paramètre i ont été proposées (Clough et Schmidt, 1981, O'Reilly et New, 1982 et Rankin, 1988)

Par exemple, O'Reilly et New (1982) ont proposé une relation linéaire à partir de mesures de tassement pour des tunnels excavés **dans des argiles britanniques**

$$i = 0.43 Z + 1.1 \text{ pour terrains cohésifs}$$

$$i = 0.28 Z - 0,1 \text{ pour terrains granulaires}$$

où

Z est la **profondeur évaluée à l'axe du tunnel**

3.3 Simplifications par O'Reilly, New et autres



Le paramètre i est une fonction linéaire de la profondeur du tunnel Z et est indépendant de la méthode de construction et de la taille du tunnel :

$$i = K Z$$



Paramètre de **largeur de la cuvette de tassement**

Rankin (1988) a constaté que $K = 0.5$ était une valeur raisonnable pour la plupart des mesures de tassement exécutées au-dessus des tunnels excavés dans l'argile, au Royaume-Uni et dans le reste du monde.

Cette valeur a été adaptée à d'autres types de terrain :

- Argile $\rightarrow K \approx 0.4 - 0.5$
- Argiles molles ($c_u = 0 - 20$ kPa) $\rightarrow K \approx 0.6 - 0.7$
- Sables ou graviers $\rightarrow K \approx 0.2 - 0.3$

3.3 Simplifications par O'Reilly, New et d'autres



Facteur K pour différents types de terrain :

- Sol sans cohésion 0.3
- Argile normalement consolidée 0.5
- Argile surconsolidée 0.6~0.7
- Argilite 0.6~0.8

Perte de volume V_L pour différentes méthodes d'excavation :

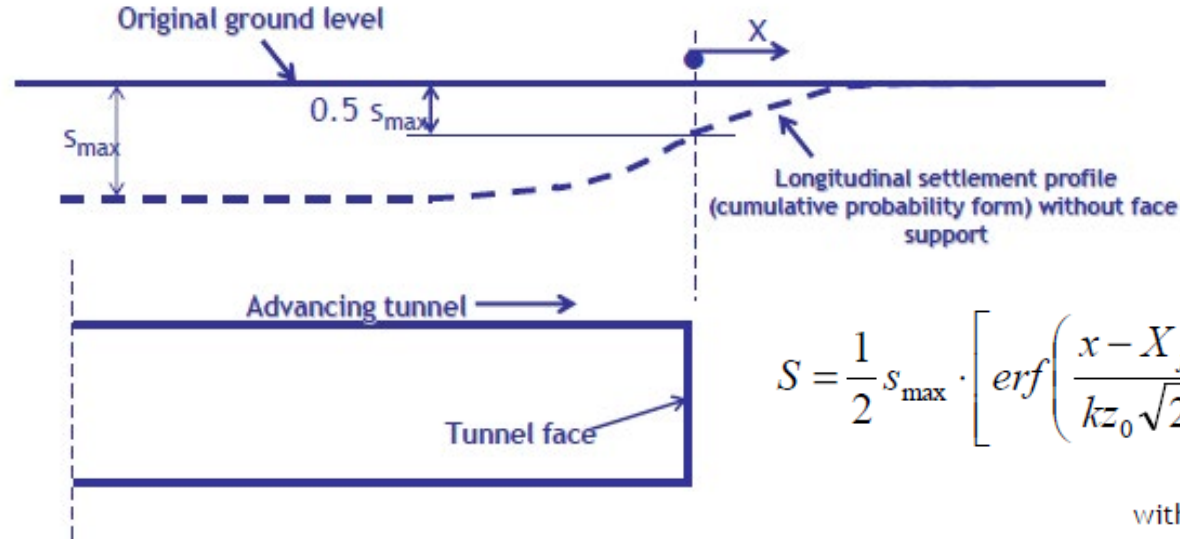
- Tunnelier à bouclier 0.5~1.0 %
- Méthode conventionnelle 0.8~1.5 %.

Perte de volume V_L pour différentes méthodes d'excavation et terrain (*Mair, 1997*) :

- argiles rigides (excavation sans contrepression au front) 1 – 2 %
- argiles rigides (avec contrepression au front) 1 - 1.5 %
- sable (EPB ou Slurry Shield = avec contrepression au front) 0.5 - 2.0 %

3.3 Tassement longitudinal

Le tassement le long de l'axe du tunnel pendant l'excavation peut être exprimé par la fonction d'erreur de Gauss :

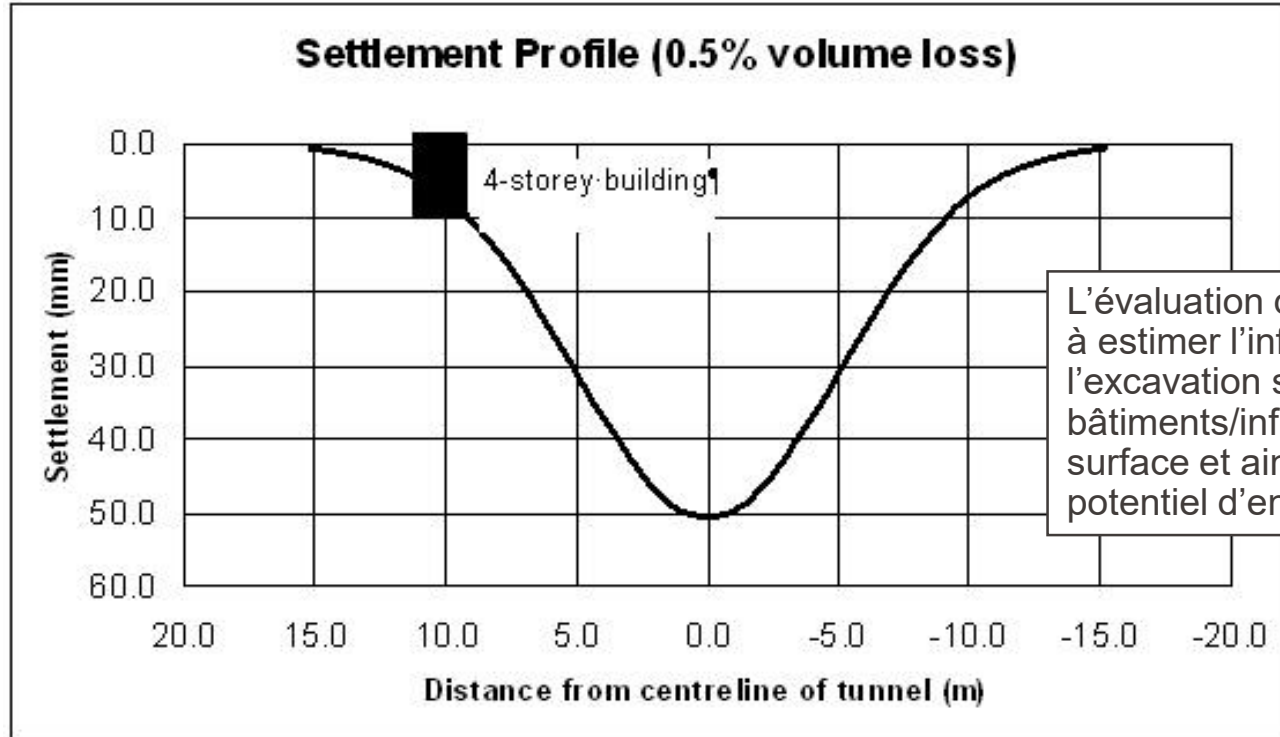


(Barla, 2007)

$$S = \frac{1}{2} s_{\max} \cdot \left[\operatorname{erf} \left(\frac{x - X_f}{kz_0 \sqrt{2}} \right) - \operatorname{erf} \left(\frac{x - X_s}{kz_0 \sqrt{2}} \right) \right]$$

with:

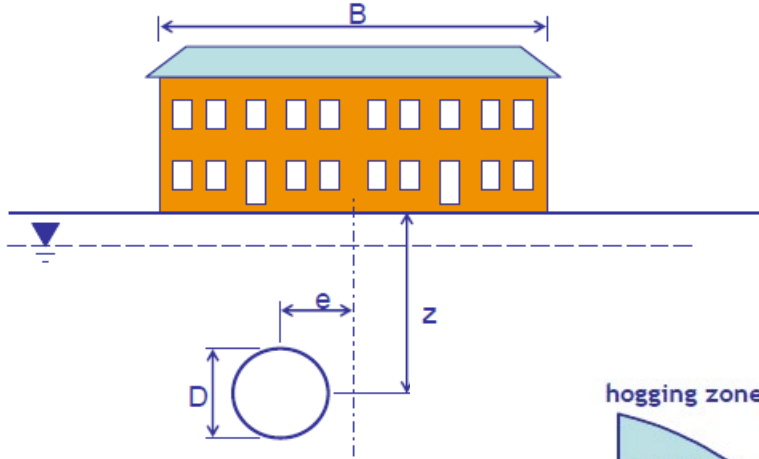
$$\operatorname{erf}(z) = \left(2/\sqrt{\pi} \right) \int_0^z e^{-t^2} dt$$



L'évaluation des tassements sert à estimer l'influence de l'excavation sur les bâtiments/infrastructure en surface et ainsi évaluer le potentiel d'endommagement.

Settlement Profile for Ch.300-m

3.3 Effets du tassement sur les bâtiments

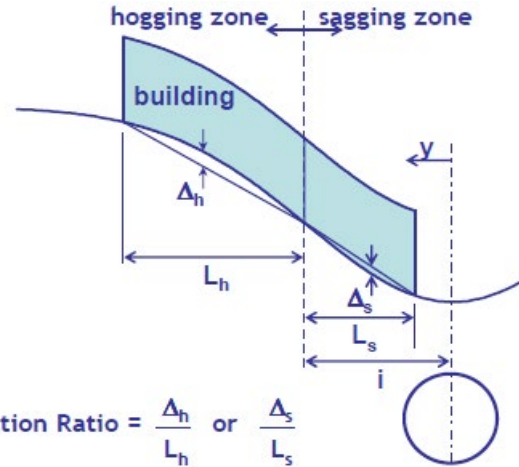


Rigidité de flexion relative :

$$\rho^* = \frac{EI}{E_s(H)^4}$$

avec

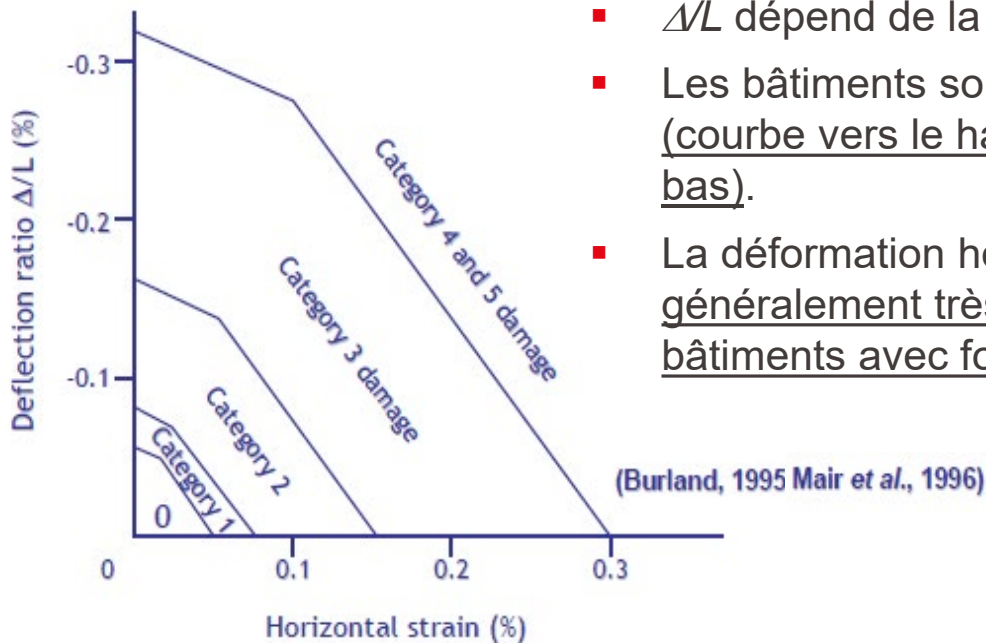
- $EI \rightarrow$ rigidité en flexion
- $E_s \rightarrow (E_{\text{soil}})_{0.01}$ à $z/2$
- $H \rightarrow B/2$



$$\text{Deflection Ratio} = \frac{\Delta_h}{L_h} \text{ or } \frac{\Delta_s}{L_s}$$

3.3 Dommages aux bâtiments dus aux tassements

Relation entre la catégorie de dommage, le taux de déflexion et la déformation horizontale en traction : $L/H = 1$



- Δ/L dépend de la rigidité relative du bâtiment
- Les bâtiments sont moins rigides en cas de hogging (courbe vers le haut) qu'en cas sagging (courbe vers le bas).
- La déformation horizontale, ε_h dans le bâtiment est généralement très limitée à l'exception de certains bâtiments avec fondation sur semelles isolées

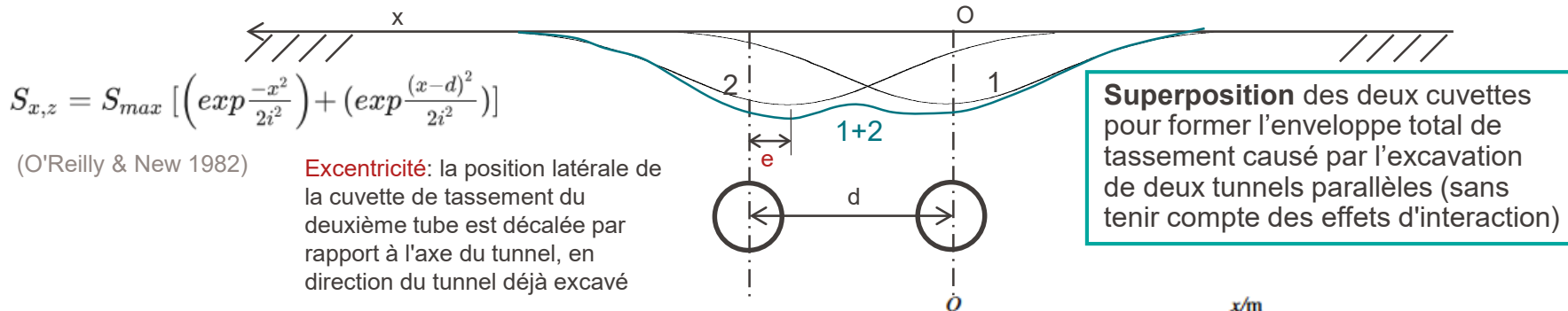
3.3 Calcul de tassement



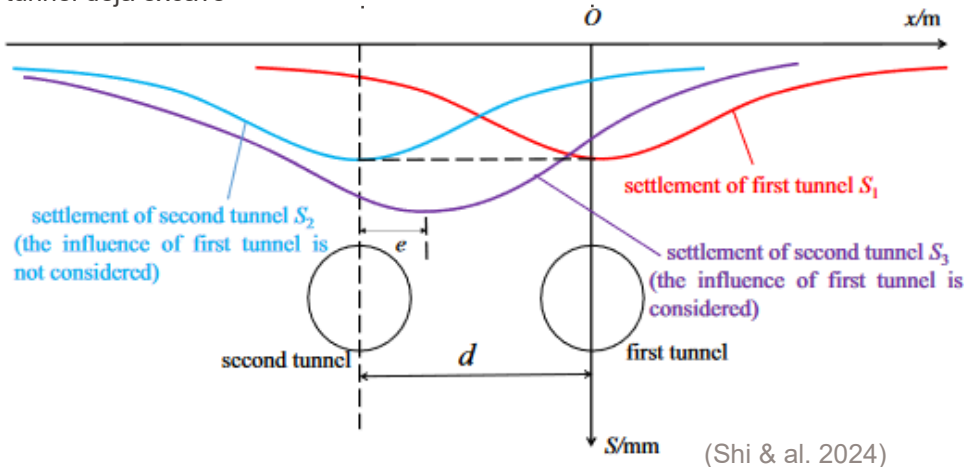
1. Estimer le ratio de perte de volume V_L en fonction du type d'excavation
→ $V_s = A V_L$
2. Estimer i en fonction du type de terrain
→ $i = 0,43 Z + 1,1$ (pour les terrains cohésifs)
→ $i = 0,28 Z - 0,1$ (pour les terrains granulaires)
→ $i = K Z$ (fonction de K)
3. Calculer **Smax**
→ $S_{max} = V_s / (2.5 i)$
4. Dessiner la courbe de la **cuvette de tassement**
→ $S = S_{max} \exp(-x^2/2i^2)$

3.3 Tassement causé par 2 tunnels parallèles

En cas d'excavation de deux tunnels parallèles, la cuvette de tassement peut être approximée comme l'enveloppe des deux cuvettes de tassement

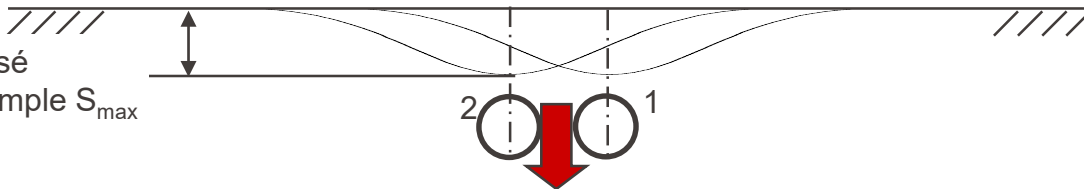


Attention: en réalité l'excavation des deux tubes ne se fait pas en parallèle, les tassements du deuxième tube doivent donc tenir en compte de l'influence du premier tube

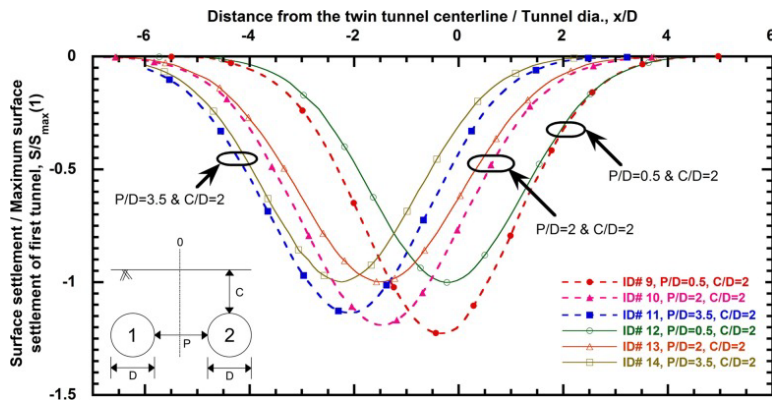


3.3 Tassement causé par 2 tunnels parallèles

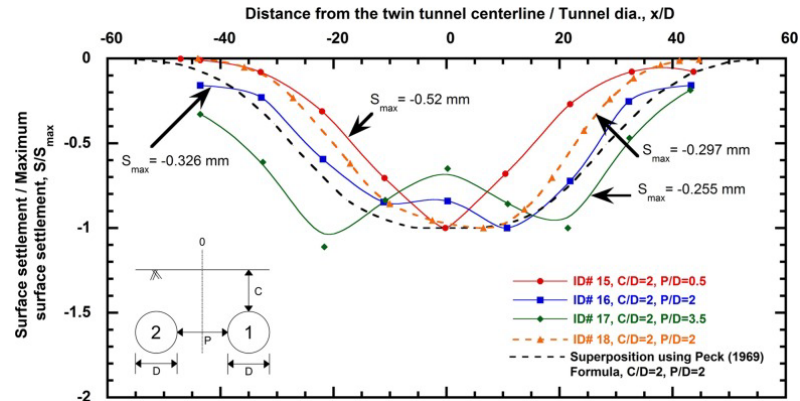
Tassement causé
par un tunnel simple $S_{\max}$



Tunnels parallèles très rapprochés (largeur du pilier < diamètre du tunnel)
→ l'interaction peut provoquer un tassement plus important

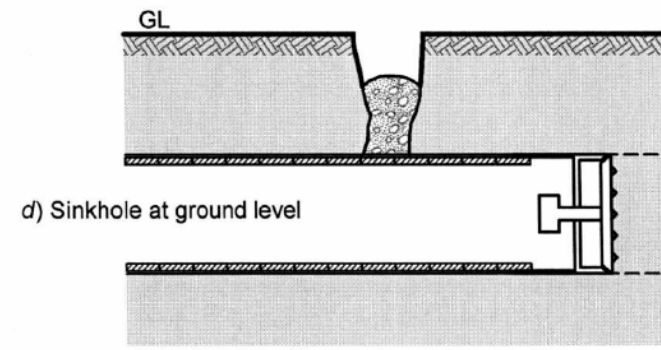
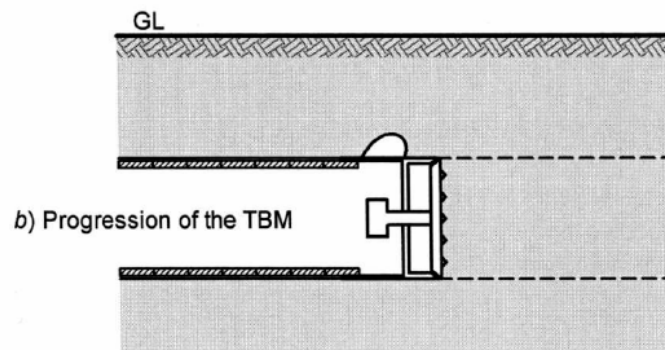
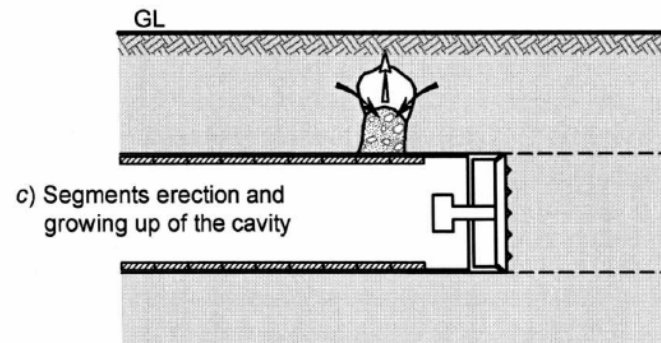
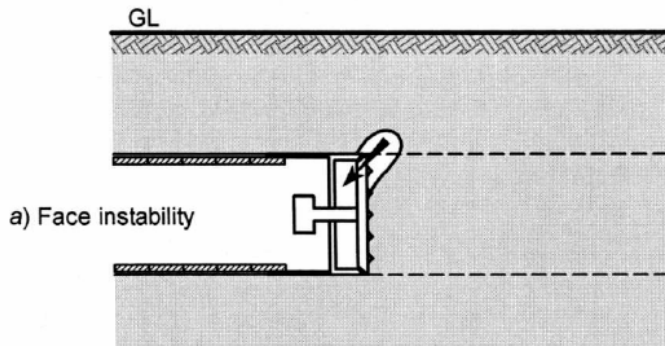


Effet de la largeur du pilier sur le tassement du deuxième tube

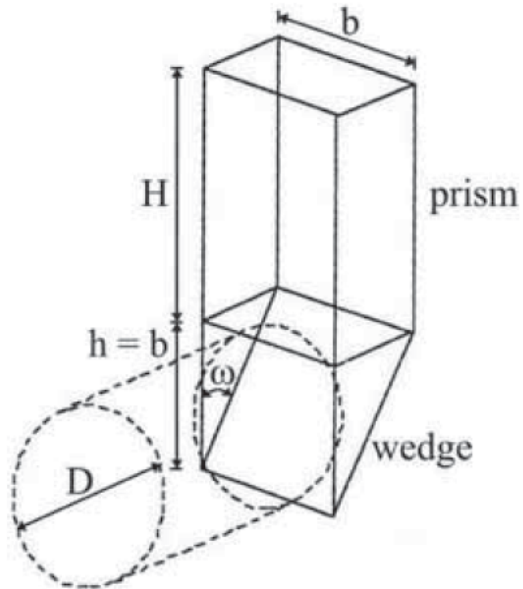


Tassement total de la surface causé par les deux tubes parallèles

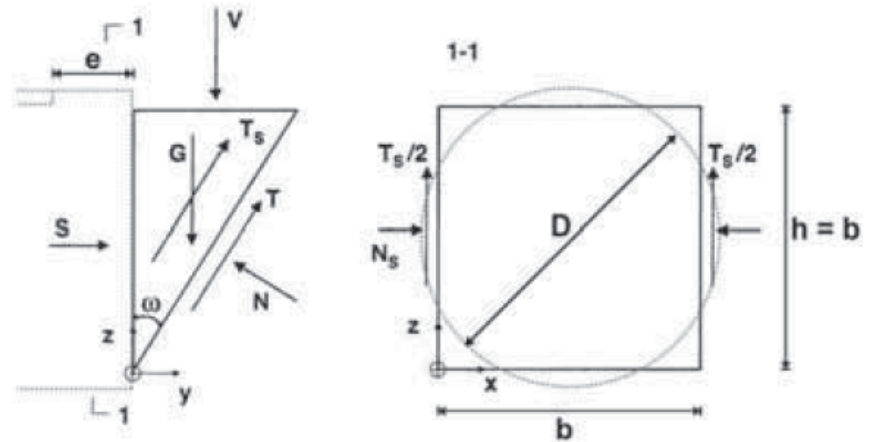
3.3 Mécanismes d'effondrement du front (Guilloux, 2007)



Mécanisme de rupture Modèle de Horn (1961)



Forces agissant sur le coin de terrain

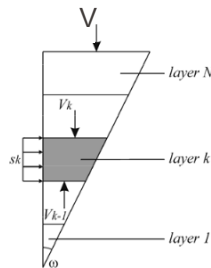


Approximation d'une section circulaire par une section carrée
(Anagnostou and Kovari 1994)

4.3 Problème de stabilité de la face : équilibre limite du coin

La charge exercée par le prisme doit être égale à la force que le coin peut supporter.

"Modèle en couches" :



$$V_k = C_{sk}s_k + C_{V_k}V_{k-1} + C_{ck}c_k - C_{\gamma k}\gamma_k$$

Labels above the equation: *Pression de soutènement* (above $C_{sk}s_k$), *cohésion* (above $C_{ck}c_k$), *Poids spécifique* (above $C_{\gamma k}\gamma_k$).
 Labels below the equation: $C_{V_k}V_{k-1}$ is associated with the previous layer's load.

Fonction de l'angle de frottement φ et de l'angle du plan de glissement ω

le coin est divisé en n couches, chacune d'entre elles étant supposée homogène et supportée par une pression constante (comportement de Mohr-Coulomb), l'équilibre de chaque couche (tranche) est analysé de manière analogue à la théorie du silo.

L'équilibre est analysé // et $\perp$ par rapport à la direction de glissement, ce qui permet d'obtenir une équation différentielle décrivant la distribution verticale des contraintes à l'intérieur de chaque couche, et en résolvant l'équation, il est possible d'obtenir la force V_k supportée par chaque couche.

D'après

K. Serafeimidis, M. Ramoni & G. Anagnostou, 2007