

**Méthode de
confinement -
convergence et
méthode
observationnelle**

MÉCANIQUE DES
ROCHES ET
OUVRAGES
SOUTERRAINS

Méthode de convergence-confinement et méthode observationnelle

1. Méthode de convergence-confinement
 - 1.1. Principales hypothèses
 - 1.2. Ratio de stabilité, N
 - 1.3. Courbe de convergence du terrain (CCS)
 - 1.4. Ligne de réaction du Soutènement
2. Méthode observationnelle
 - 2.1. Principes fondamentaux
 - 2.2. Conception géotechnique interactive
 - 2.3. Construction conventionnelle de tunnels (NATM)
 - 2.4. Surveillance

1.1 Littérature de référence



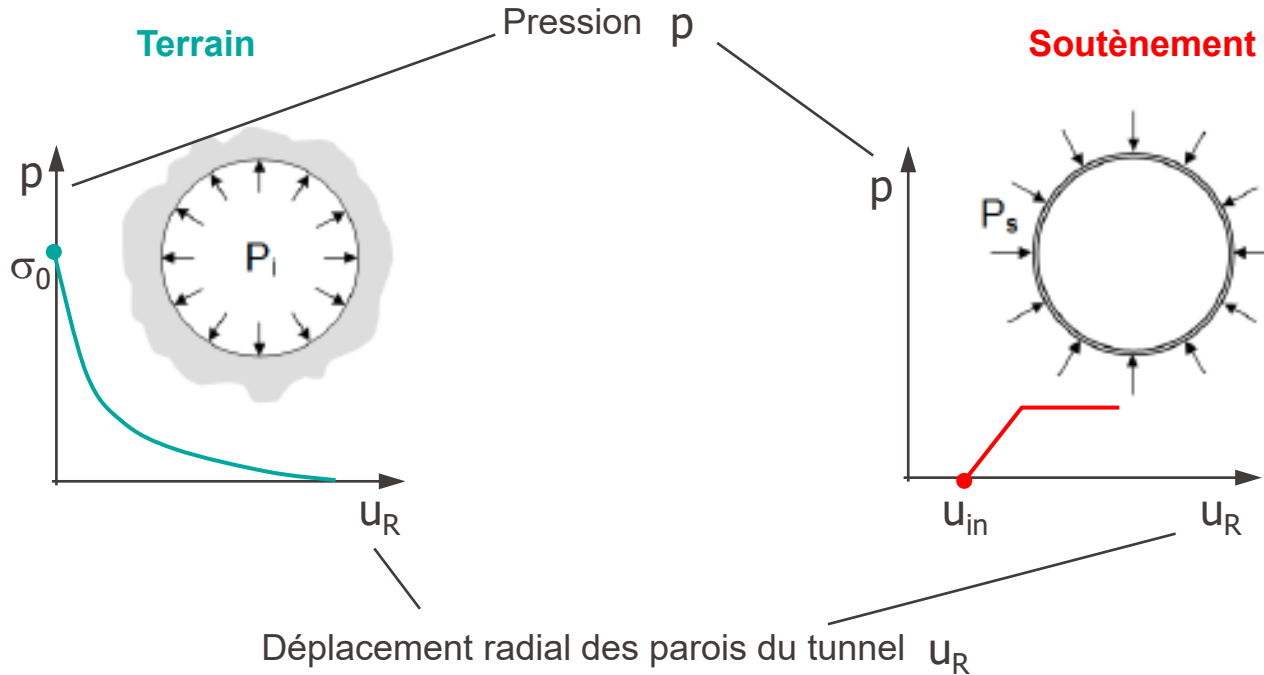
- Association Française des Travaux en Souterrain AFTES - WG no. 1 (2001): Recommendations on the convergence-confinement method: 11
- E.T. Brown, W. Bray, B. Ladanyi and E. Hoek (1983): Ground Response Curves for Rock Tunnels - Journal of Geotechnical Engineering 109: 15-39
- M. Panet and A. Guenot (1983): Analysis of convergence behind the face of a tunnel. Tunnelling 82, proc. of the 3rd international symposium - Brighton, 7-11 June 1982 - London: 197-204
- M. Panet (1995): Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. - Paris, Presses de l'ENPC: 177

1.1 Hypothèses (simplifications)



1. Tunnel circulaire profond, rayon = R
2. Conditions de déformations planes
3. Champ de contraintes initiales hydrostatiques par rapport à l'axe du tunnel, σ_0
4. Milieu homogène et isotrope
5. Pression interne uniforme, p_i

1.1 Convergence – Confinement



d'après Martin 2008

1.1 Déformation du tunnel



Le principal avantage de cette méthode est que nous pouvons considérer dans une formulation pseudo plane les effets 3D des convergences qui se produisent à proximité du front d'excavation du tunnel

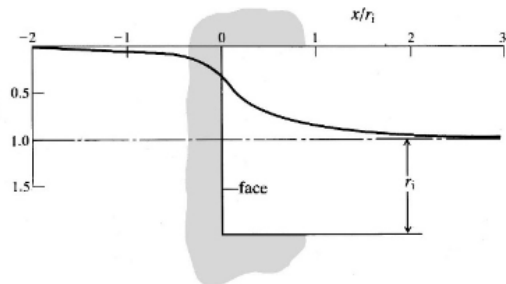
Au front, **environ un tiers de la fermeture radiale totale** du tunnel a déjà eu lieu et le front du tunnel se déforme vers l'intérieur. Cela signifie que pendant l'excavation, une partie du déplacement radial s'est déjà produite dans le massif rocheux qui n'a pas encore été creusée.

Le front du tunnel a donc un effet stabilisateur, la convergence de la roche entourant le tunnel étant fonction de la distance par rapport au front du tunnel. Selon Panet, le front du tunnel a une influence jusqu'à une distance d'environ 4 fois le rayon du tunnel.

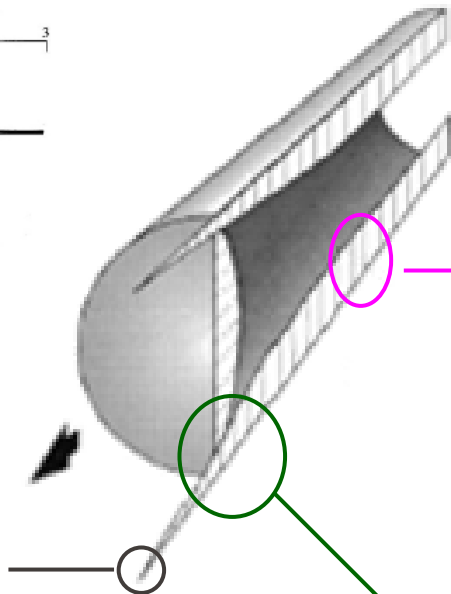
1.1 Déplacement radial du tunnel u_R



Tunnel sans soutènements, milieu élastique



(Brady & Brown, 2006)



u_R commence en amont du front d'excavation à environ $0.5 \times 2R$

u_R atteint u_{final} à une distance d'environ 1.5 à $2 \times 2R$ derrière le front d'excavation

u_R au front du tunnel $u_{\text{face}} \cong 1/3 u_{\text{final}}$

(d'après Hoek, 1998)

1.2 Taux de stabilité, N

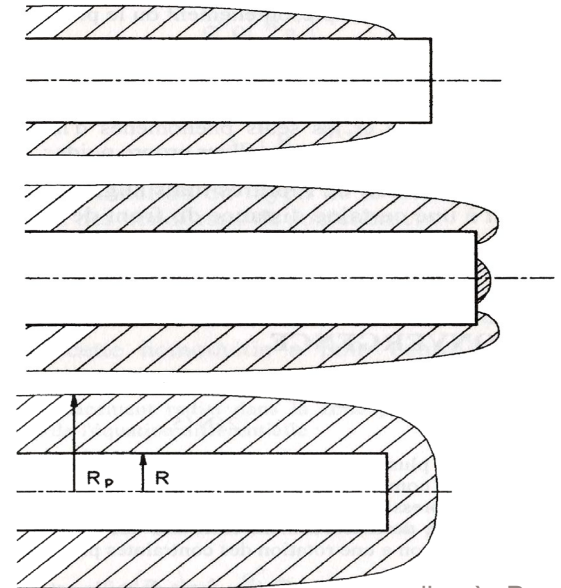


Le fait que ces déformations induisent ou non des problèmes de stabilité dans le tunnel dépend du rapport entre la résistance de la roche et le niveau de contrainte in situ

$$N = \frac{2\sigma_0}{\sigma_c}$$

Résistance à la compression uniaxiale

- $N < 2 \rightarrow$ comportement élastique, déplacements très faibles
- $2 < N < 5 \rightarrow$ déplacements au front du tunnel, il faut prévoir un soutènement du front d'excavation pour maintenir ces déplacements acceptables.
- $N > 5 \rightarrow$ zone plastifiée devant le front, rupture, le soutènement du front est nécessaire



d'après Panet, 1995

1.2 Méthode de convergence – confinement



La roche au contour du tunnel a un **comportement 3D** qui doit être pris en compte pour évaluer l'équilibre réel de l'excavation.

Avec la méthode de convergence - confinement, on considère

- l'aspect 3D dû au front d'excavation du tunnel
- l'interaction roche/soutènement

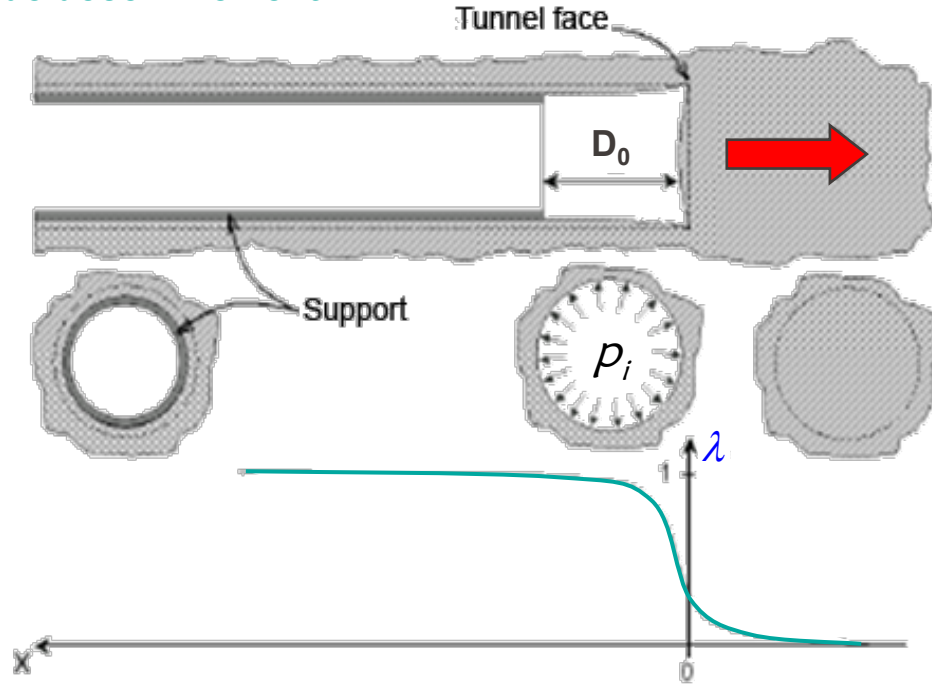
Cette méthode transforme le problème 3D en un problème de déformation plane 2D, en faisant l'hypothèse que la convergence était due à une diminution d'une pression fictive de soutènement qui agit sur les parois du tunnel (p_i) en fonction de la distance par rapport au front d'excavation.

1.2 Effets 3D du front du tunnel (Panet)

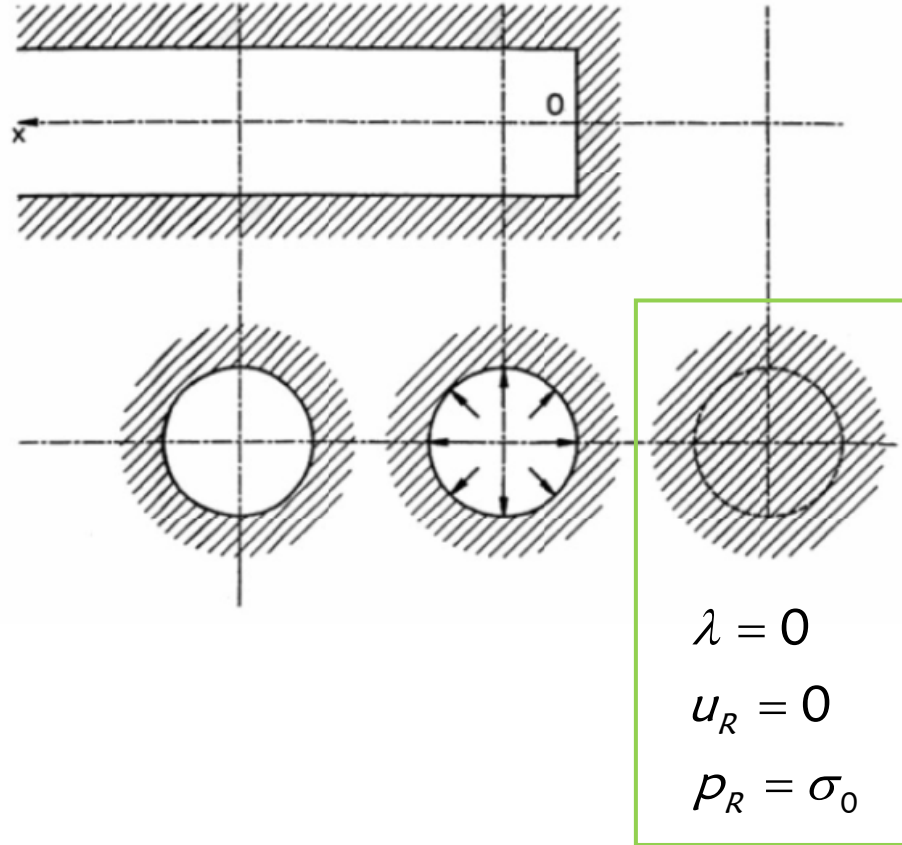


Pression fictive : $p_i = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0$

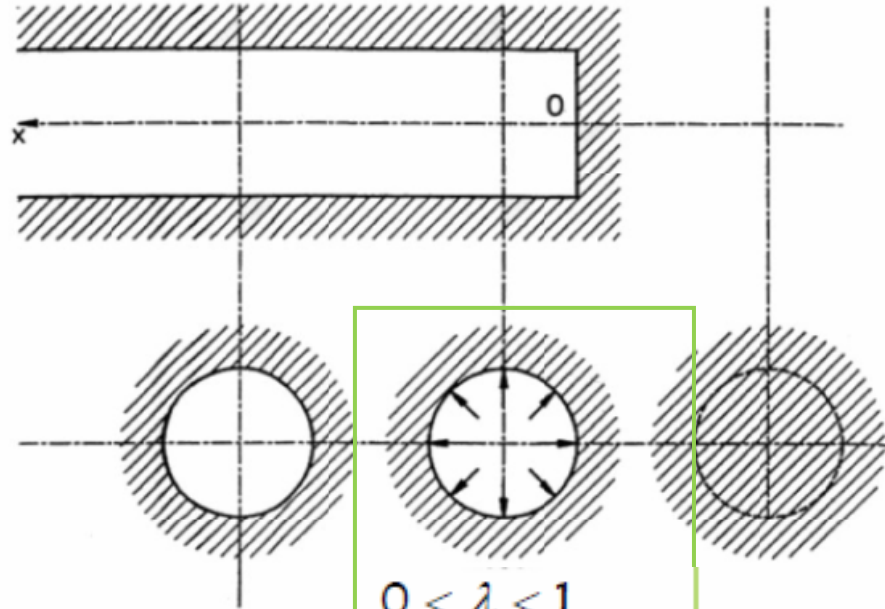
Taux de déconfinement



1.2 Taux de déconfinement, λ (1/3)



1.2 Taux de déconfinement, λ (2/3)



$$0 < \lambda < 1$$

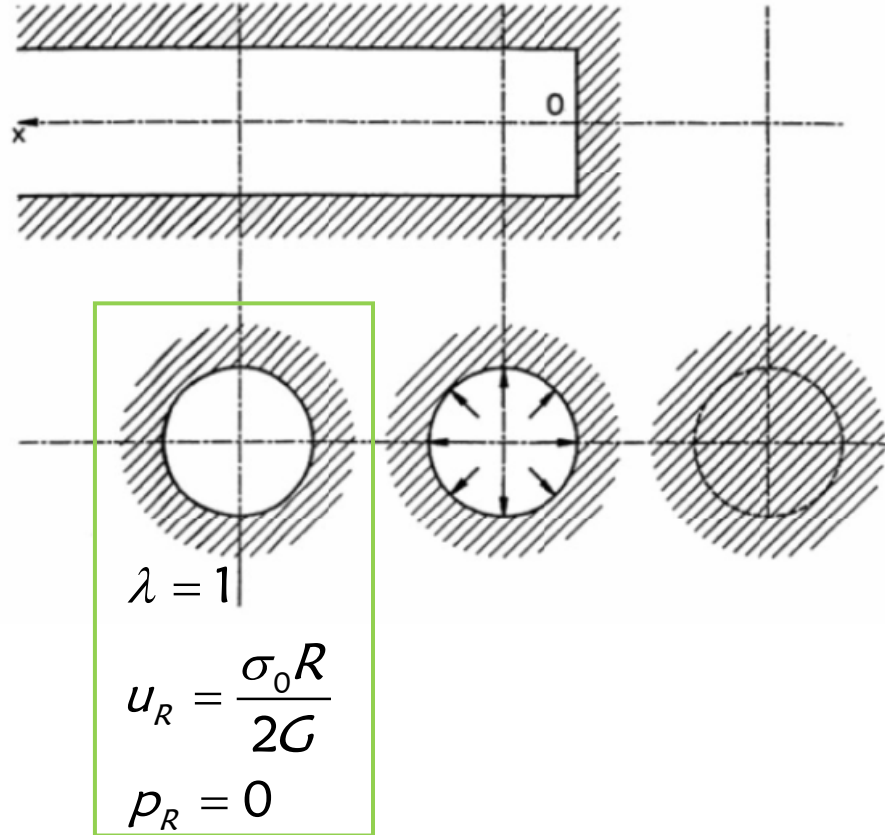
$$u_R = \lambda \frac{\sigma_0 R}{2G}$$

$$p_R = (1 - \lambda) \sigma_0$$

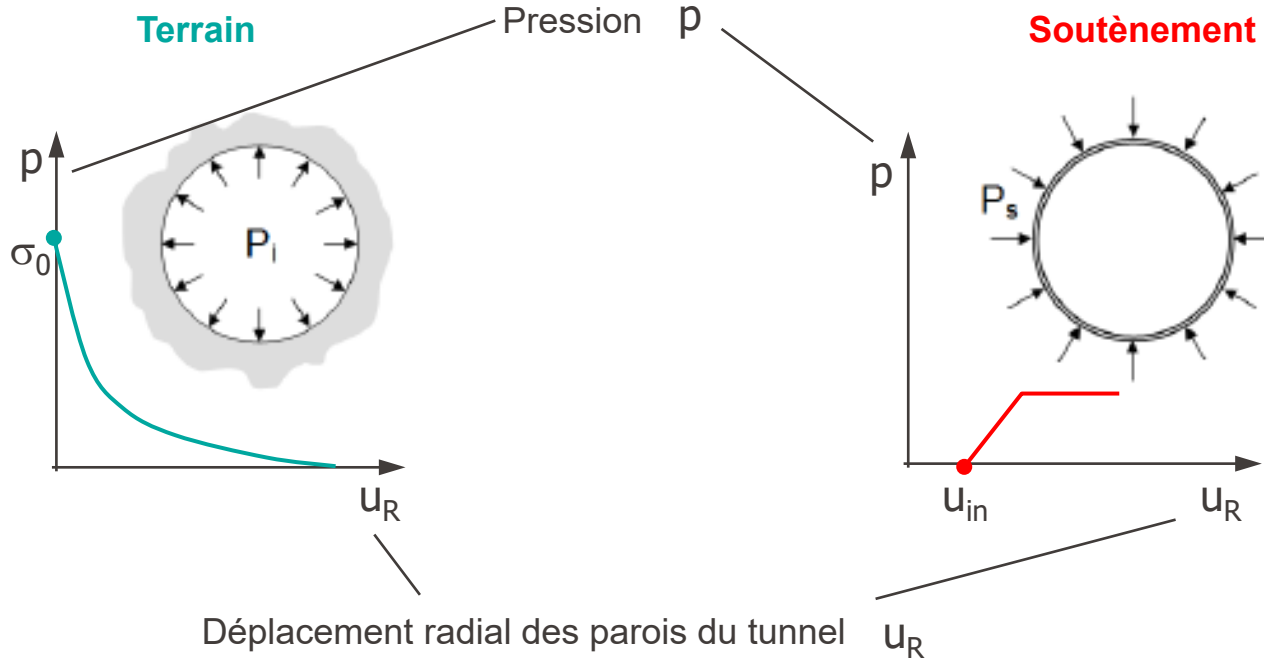
Shear Modulus:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

1.2 Taux de déconfinement, λ (2/3)



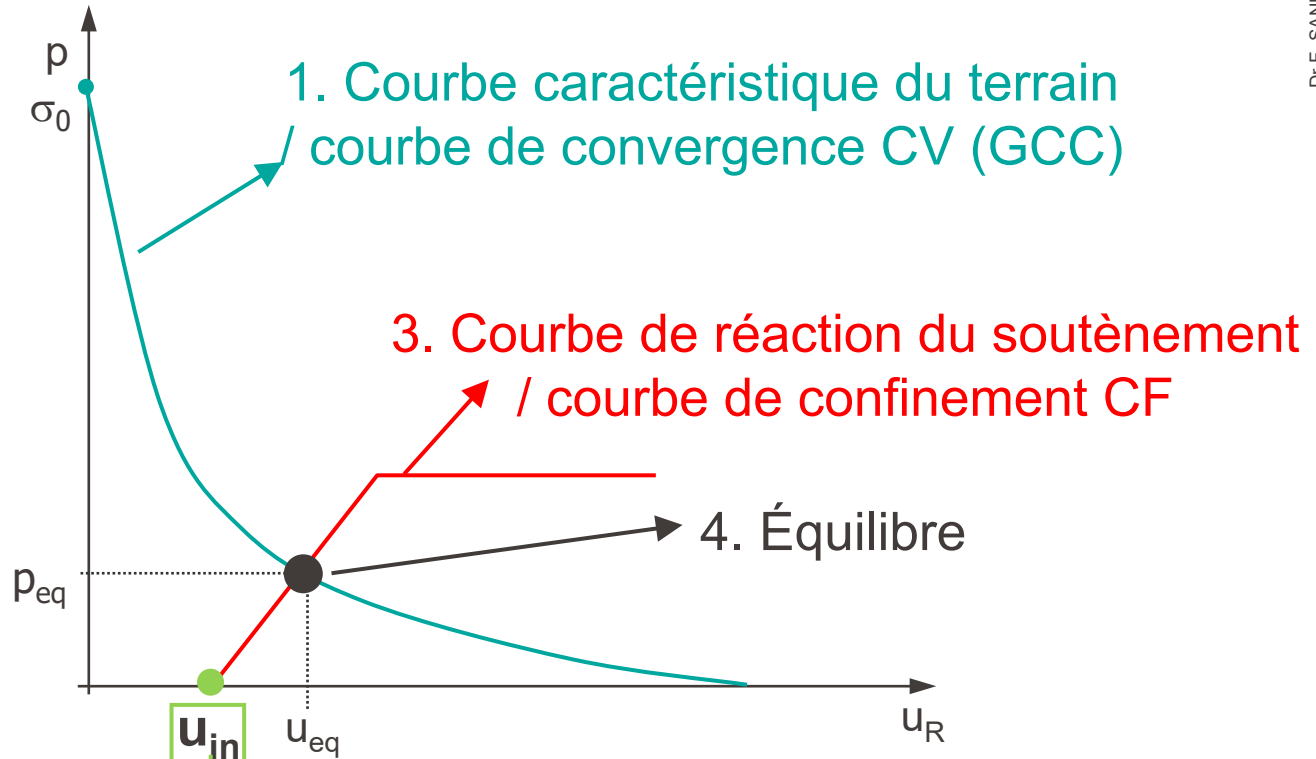
1.2 Convergence – Confinement



d'après Martin 2008

L'équilibre est atteint à l'intersection des deux courbes

1.3 Méthode de convergence – confinement

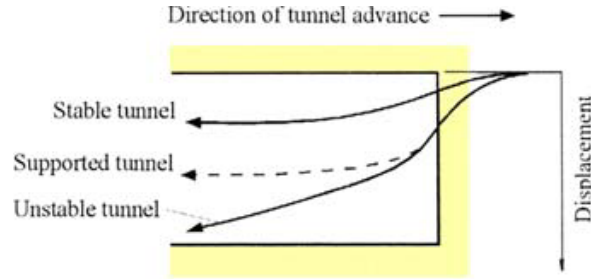


2. Déplacement initial lors de la mise en place du soutènement

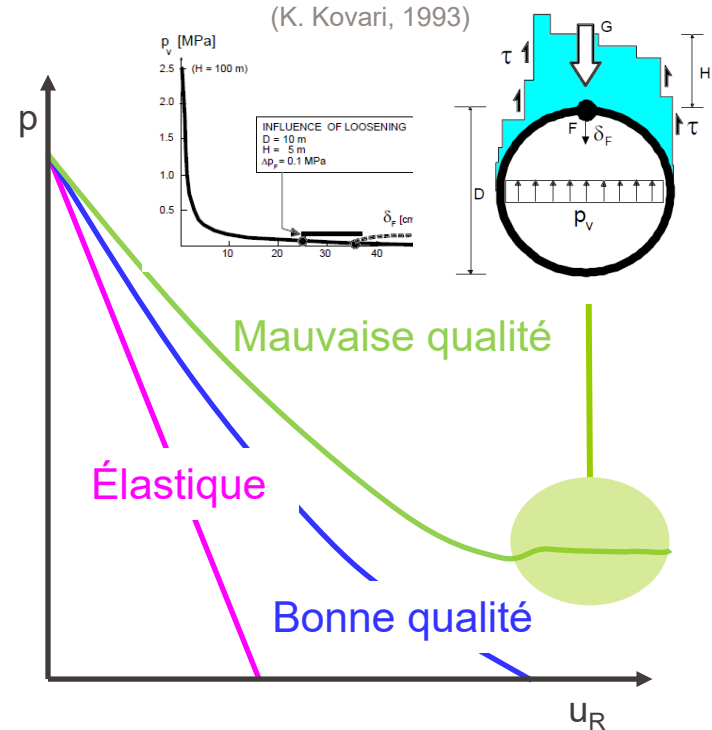
1.3 Courbe de convergence du terrain



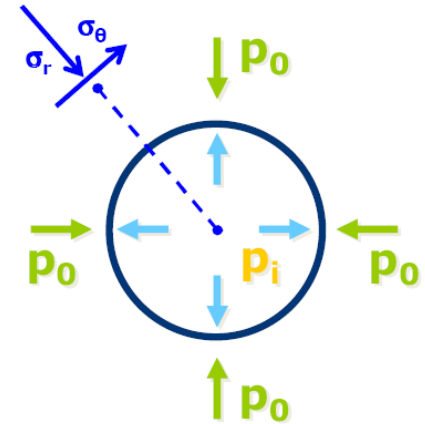
Comportement différent selon la qualité du massif rocheux :



1. **Élastique** déformation due à la dissipation de la contrainte
2. **Plastique** déformation due à la rupture partielle / plastification du terrain environnant
3. **Dislocation** déformation du massif causé par la présence de discontinuités existantes (influence de la gravité)



- La solution du "problème élastique" est connue comme la solution du problème de Lamé. (voir **PARTIE 01**)
- Le problème au front d'excavation est analysé comme celui d'une cavité tubulaire/sphérique (*symétrie axiale*) de rayon R dans un corps élastique infini (*matériau élastique linéaire*) chargé par la contrainte hydrostatique p_0 (*contrainte hydrostatique primaire*).
- La gravité, les forces électriques et magnétiques (*body forces*) ne sont pas prises en compte, ce modèle est donc représentatif que pour des tunnels profonds dans un massif élastique avec $K_0=1$



1.3 Distribution des contraintes dans le massif

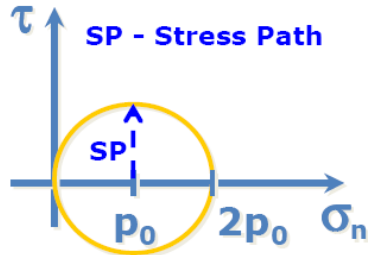
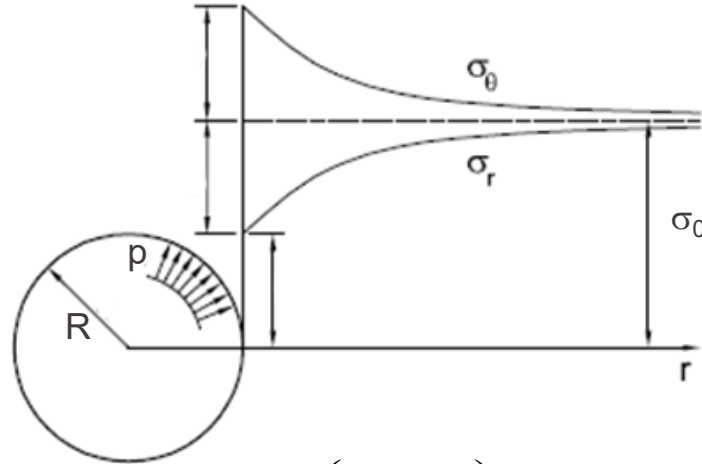


$$r_2 \rightarrow \infty$$

$$p_2 \rightarrow \sigma_0$$

$$r_1 \rightarrow R$$

$$p_1 \rightarrow p$$



$$\sigma_{rr} = \sigma_0 \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + p \frac{R^2}{r^2}$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \sigma_0 \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) - p \frac{R^2}{r^2}$$

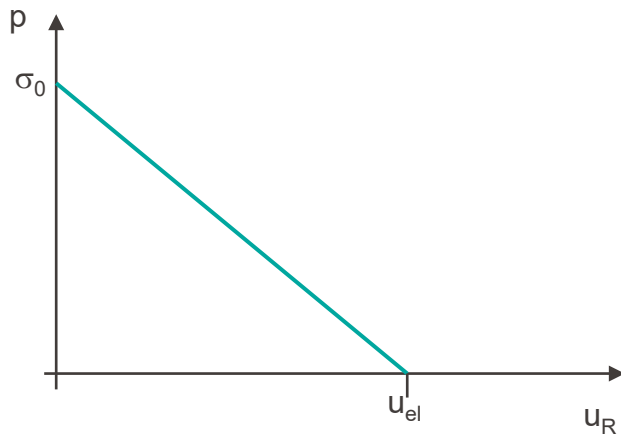
$$\sigma_{r\theta} = 0$$

1.3 Massif rocheux élastique linéaire



Le déplacement de la paroi du tunnel, u_R , peut être calculé en fonction de la pression p en utilisant la solution de Lamé

$$u_R = R \frac{\sigma_0}{2G} \left(1 - \frac{p}{\sigma_0} \right)$$



1.3 Courbe de convergence du terrain



σ_0 = contrainte initiale (hydrostatique)

p_{cr} = pression critique (critère de rupture)

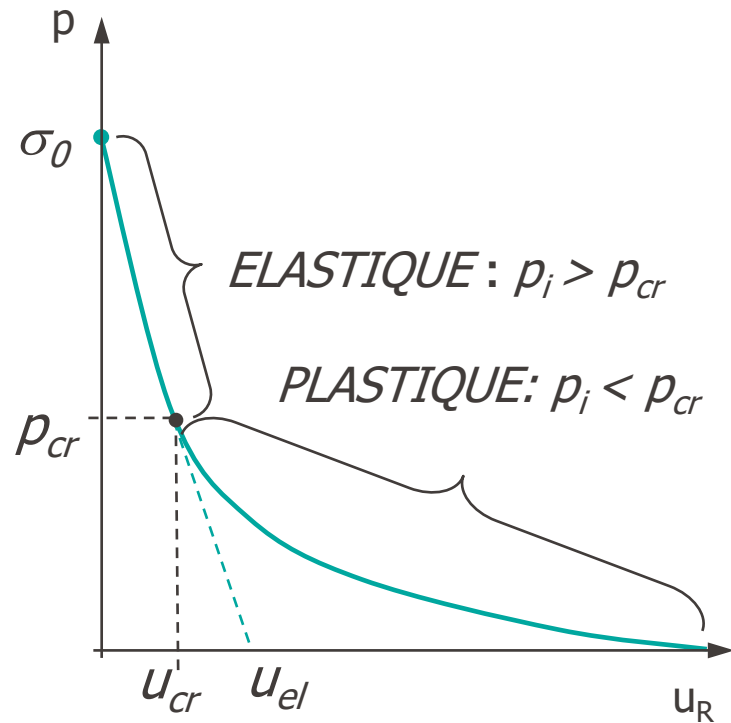
u_{el} = déplacement élastique maximal

$$u_{el} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_0 \cdot R$$

R = rayon du tunnel

ν = Coefficient de Poisson

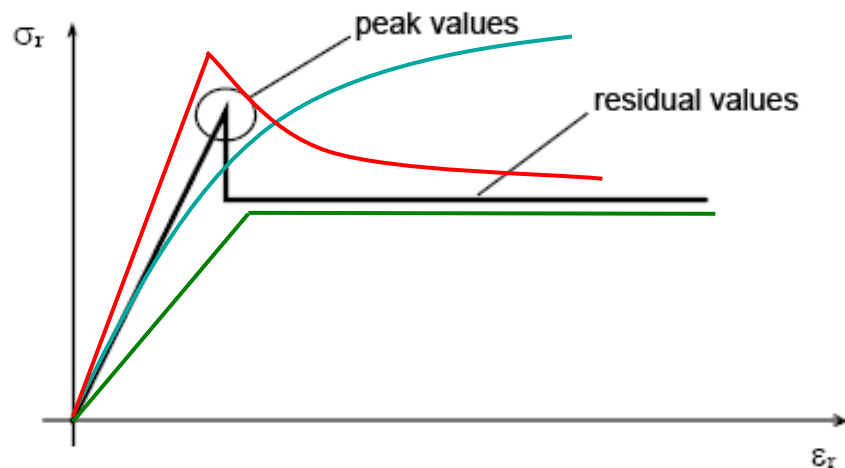
E = Module de Young



1.3 Conditions limites : critère de rupture



1. **Elastique parfaitement plastique**
2. **Elasto- plastique fragile**
3. **Elasto - plastique avec écrouissage (hardening)**
4. **Elasto - plastique avec softening**



1.3 Critères de rupture du massif rocheux



Critère de Mohr-Coulomb

$$\tau = c + \sigma_n$$

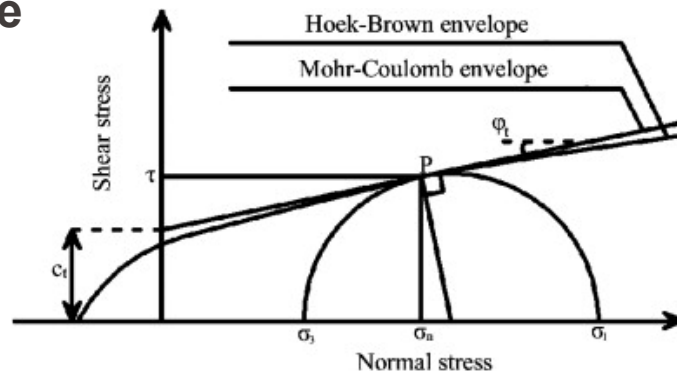
$$\sigma_1 = \frac{2c \cos\phi + \sigma_3 (1 + \sin\phi)}{1 - \sin\phi}$$

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

$$\sigma_t = \frac{2c \cos\phi}{1 + \sin\phi}$$

Critère de Hoek-Brown généralisé

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_b \sigma_3 \sigma_{ci} + s \sigma_{ci}^2)^a$$



(Mao & al. 2012)

1.3 Comportement élasto-plastique



Critère de rupture:

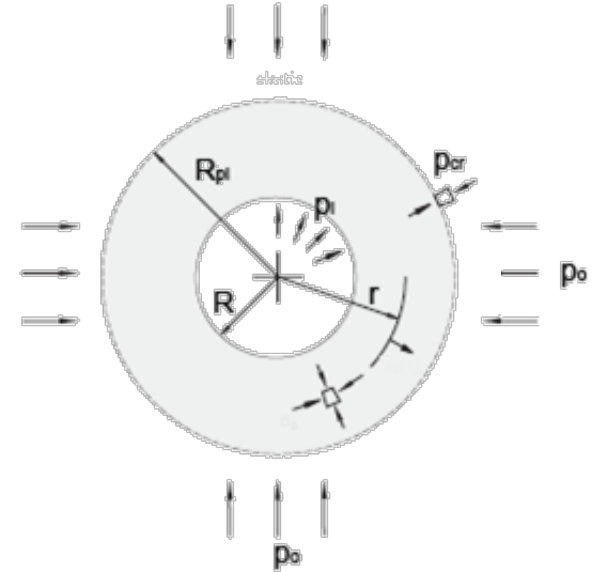
- Mohr-Coulomb $\left\{ \begin{array}{l} \varphi : \text{friction angle} \\ c : \text{cohesion} \end{array} \right.$

$$p_{cr} = \sigma_0 \cdot (1 - \sin \varphi) - c \cdot \cos \varphi$$

- Hoek & Brown

$$p_{cr} = \sigma_0 - M \cdot \sigma_c$$

$$M = \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{m_p}{4}\right)^2 + \frac{m_p \cdot \sigma_0}{\sigma_c} + s_p} - \frac{m_p}{8}$$



(Carranza Torres 2003)

1.3 Critère de Mohr-Coulomb

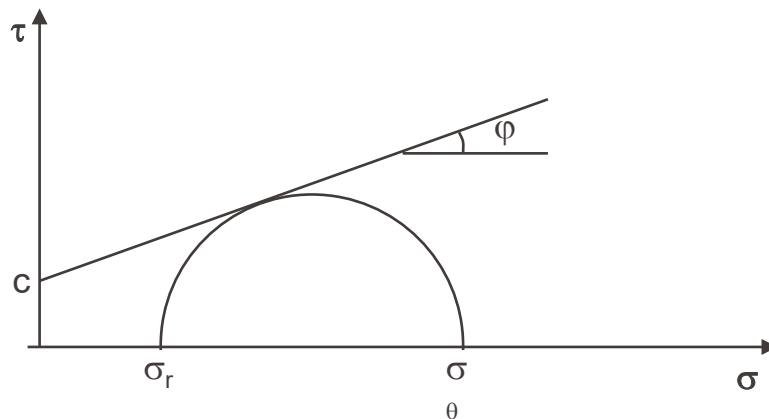


Matériau frictionnel:

$\varphi \rightarrow$ angle de frottement

$c \rightarrow$ cohésion

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

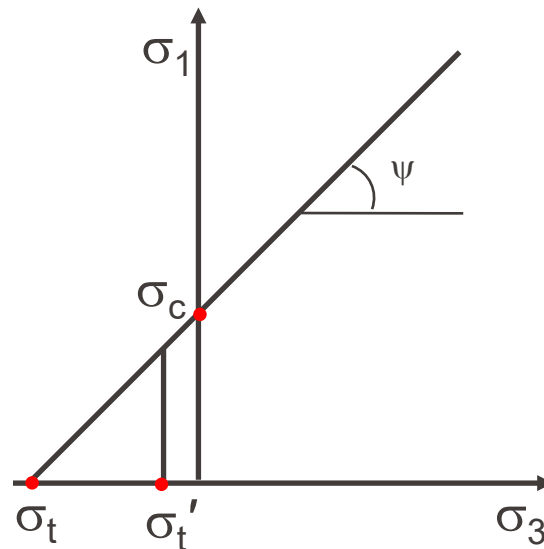


Le critère de Mohr-Coulomb peut également être illustré dans les graphiques σ_1 - σ_3 .

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \tan \psi$$

$$\tan \psi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

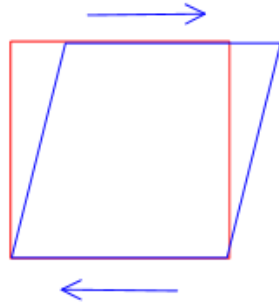
$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$



L'angle de dilatance contrôle la **déformation volumétrique plastique développée pendant le cisaillement plastique** et est supposé **constant pendant la déformation plastique**.

La valeur de $\psi=0^\circ$ correspond à la déformation **préservant le volume pendant le cisaillement**.

Les argiles (à l'exclusion des couches sur-consolidées) sont caractérisées par une très faible dilatance ($\psi \approx 0^\circ$).



Pas de dilatance.

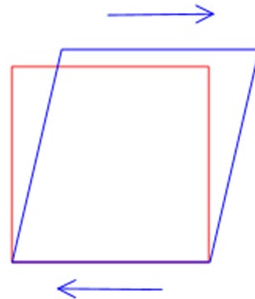
Angle de dilatance $\psi = 0^\circ$.

Distorsion uniquement

Comme pour les sables, l'angle de dilatance dépend de l'angle de frottement interne.

Pour les **sols non cohésifs** (sable, gravier) avec un angle de frottement interne $\varphi > 30^\circ$, la valeur de l'angle de dilatance peut être estimée comme $\psi = \varphi - 30^\circ$. Une valeur négative de l'angle de dilatance n'est acceptable que pour les sables plutôt meubles.

Dans la plupart des cas, cependant, l'hypothèse de $\psi = 0^\circ$ peut être adoptée.



Dilatance pendant le cisaillement.
Angle de dilatation $\psi > 0^\circ$.
distorsion et déformation volumétrique
(changement de volume)

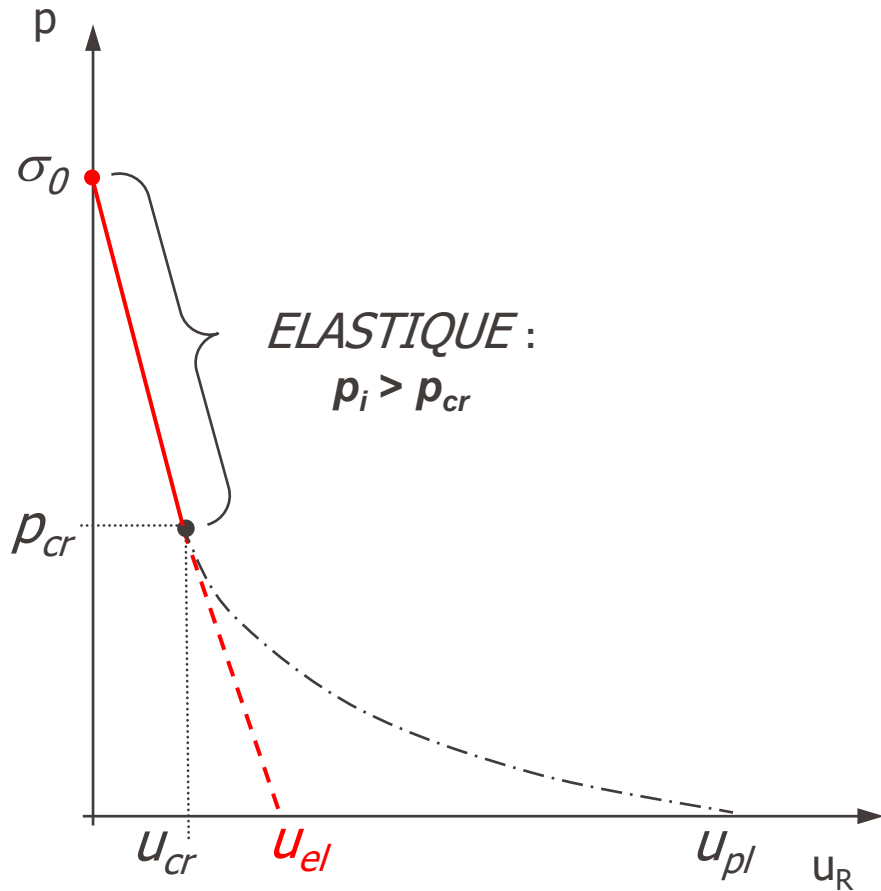
1.3 GCC : Conditions élastiques $p_i > p_{cr}$



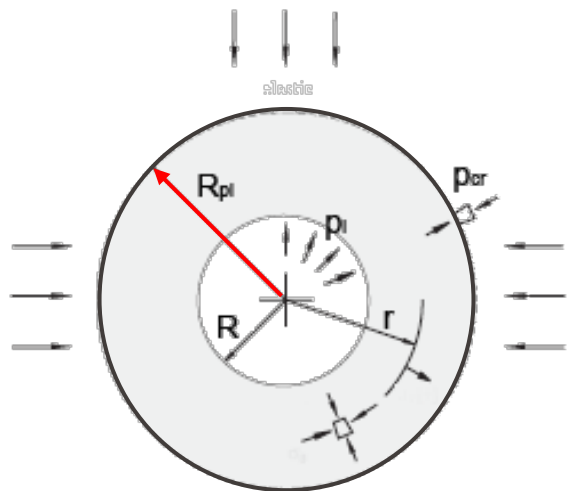
$$u_R = \frac{1+\nu}{E} \sigma_0 \left(1 - \frac{p_i}{\sigma_0} \right) R$$

ν = Coefficient de Poisson

E = Module de Young

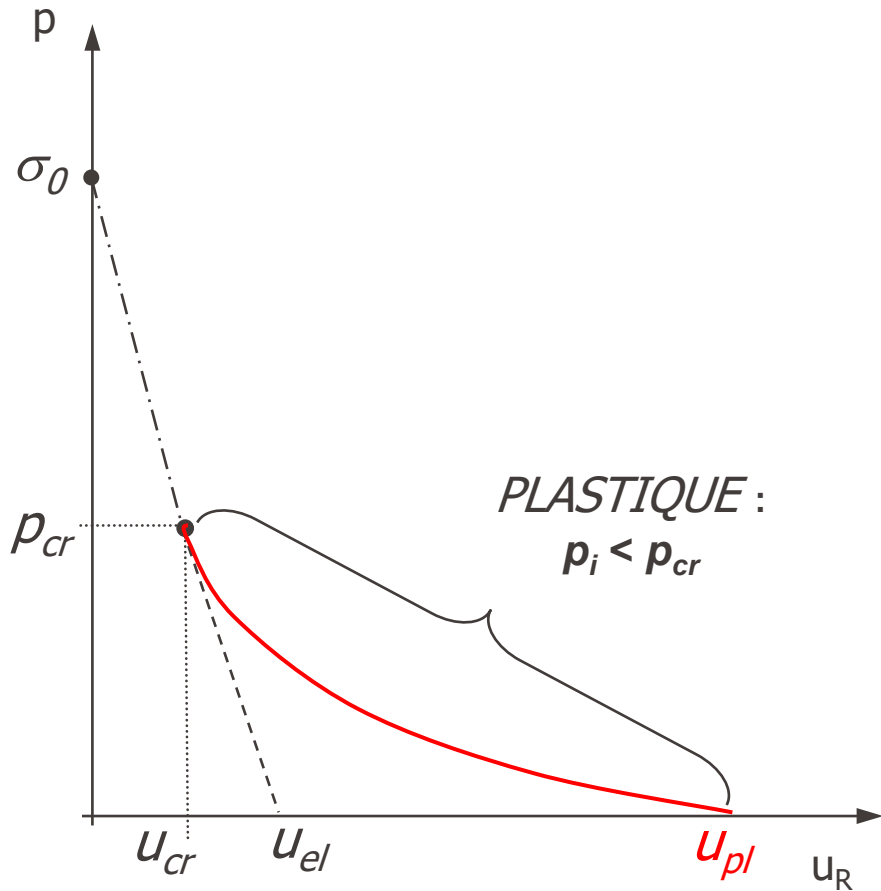


1.3 GCC : Conditions plastiques $p_i < p_{cr}$



$$R_{pl} > R \text{ si } p_i < p_{cr}$$

Rayon plastique





1. Elastique - parfaitement plastique

$\psi =$ Angle de dilatance

Paramètres de Mohr-Coulomb: φ, c

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

$$K_{psi} = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

$$u_R = \frac{1 + \nu}{E} R \left[F_1 + F_2 \left(\frac{R}{R_{pl}} \right)^{K_p - 1} + F_3 \left(\frac{R_{pl}}{R} \right)^{K_{psi} + 1} \right]$$


1.3 GCC : Conditions plastiques $p_i < p_{cr}$



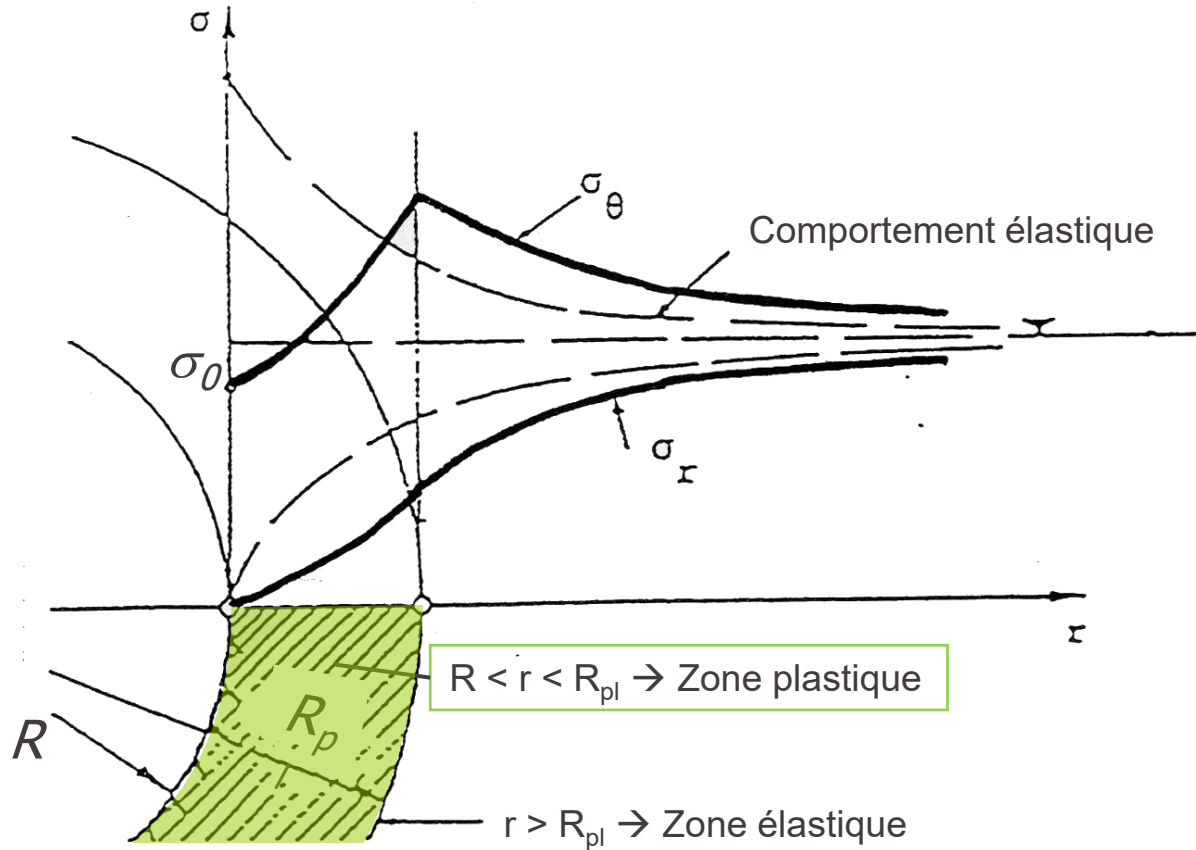
$$F_1 = -\left[(1 - 2\nu)(\sigma_0 + c \cdot ctg\varphi) \right]$$

$$F_2 = \left[\frac{(1 - \nu)(1 + K_p \cdot K_{psi})}{(K_p + K_{psi})} - \nu \right] \cdot \frac{2(\sigma_0 + c \cdot ctg\varphi)}{(K_p + 1)}$$

$$F_3 = \frac{2(1 - \nu)(K_p - 1)(\sigma_0 + c \cdot ctg\varphi)}{(K_p + K_{psi})}$$

$$R_{pl} = R \left[\frac{2}{(K_p + 1)} \cdot \frac{(\sigma_0 + c \cdot ctg\varphi)}{(p_i + c \cdot ctg\varphi)} \right]^{K_p - 1}$$


1.3 Elastique parfaitement plastique



1.3 GCC : Conditions plastiques $p_i < p_{cr}$



2. Elasto - Plastique fragile

ψ = angle de dilatance

Paramètres de Mohr-Coulomb:

φ_p, c_p = valeurs de pic

φ_r, c_r = valeurs résiduelles

$$u_{pl} = \frac{1+\nu}{E} \cdot \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{pl}^{K_{psi}+1}}{R^{K_{psi}}} (\sigma_0 + c_p \cdot ctg \varphi_p) \cdot \sin \varphi_p - (1-2\nu) (\sigma_0 + c_r \cdot ctg \varphi_r) \cdot \\ \left(\frac{R_{pl}^{K_{psi}+1}}{R^{K_{psi}}} - R \right) - (p_i + c_r \cdot ctg \varphi_r) \left(\frac{R_{pl}^{K_{p,r}+K_{psi}}}{R^{K_{psi}}} - R^{K_{p,r}} \right) \cdot \\ \frac{1 + K_{psi} \cdot K_{p,r} - \nu (K_{psi} + 1) (K_{p,r} + 1)}{(K_{p,r} + K_{psi}) \cdot R^{K_{p,r}-1}} \end{array} \right.$$

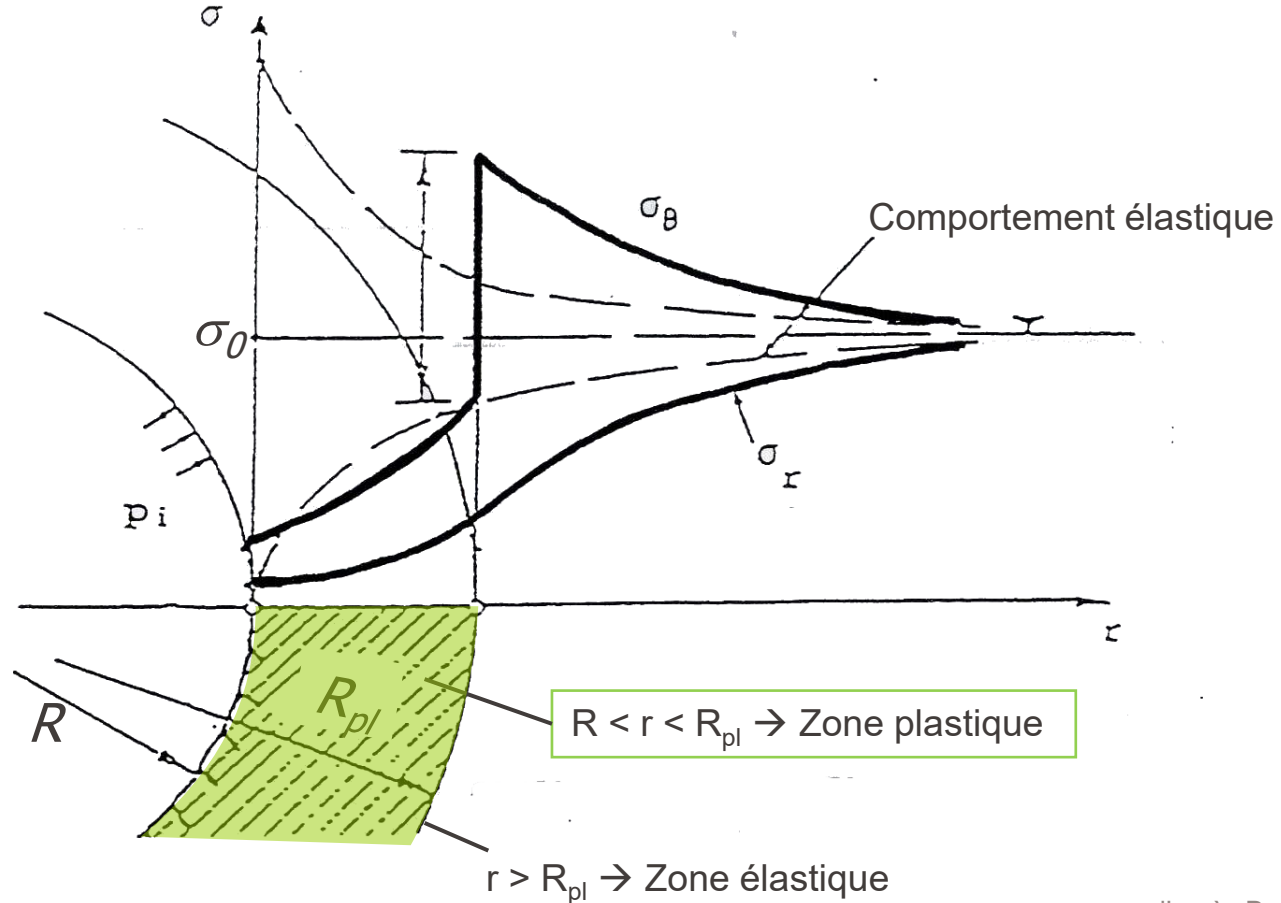
1.3 GCC : Conditions plastiques $p_i < p_{cr}$



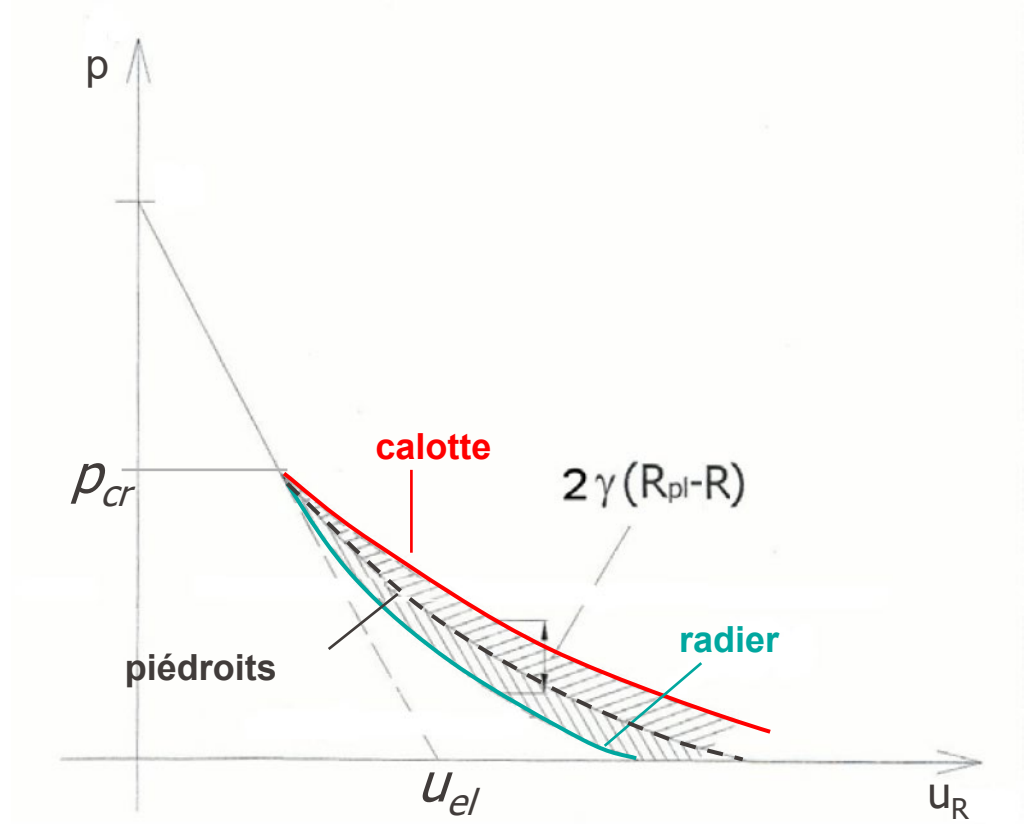
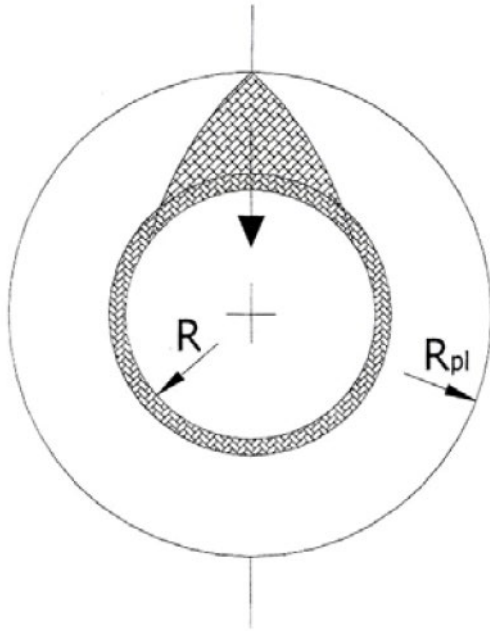
$$R_{pl} = R \left[\frac{(\sigma_0 + c_r \cdot \text{ctg} \varphi_r) - (\sigma_0 + c_p \cdot \text{ctg} \varphi_p) \cdot \sin \varphi_p}{p_i + c_r \cdot \text{ctg} \varphi_r} \right]^{K_{p,r} - 1}$$

$$K_{p,r} = \frac{1 + \sin \varphi_r}{1 - \sin \varphi_r}$$

1.3 Elasto - plastique fragile



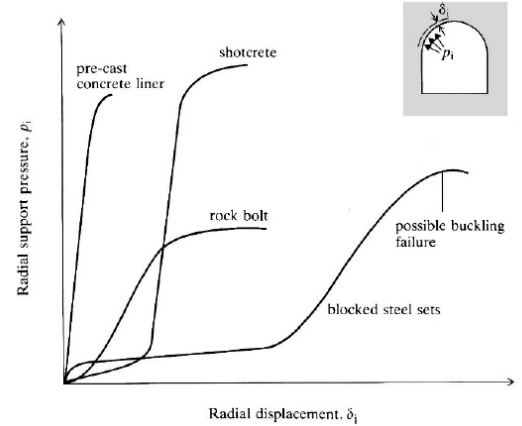
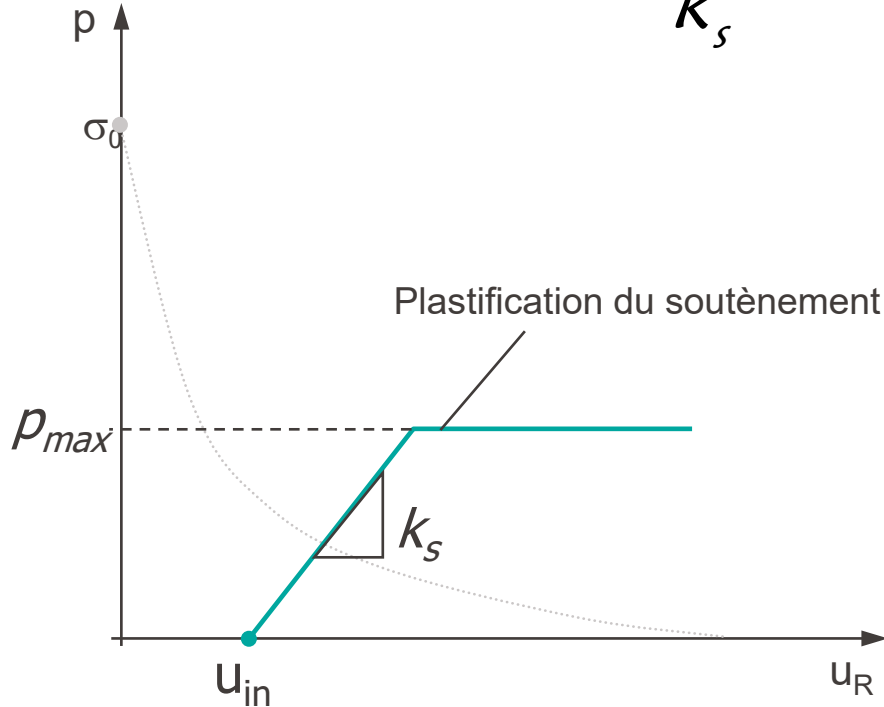
1.3 Influence de la zone de rupture



1.4 Courbe de réaction du soutènement

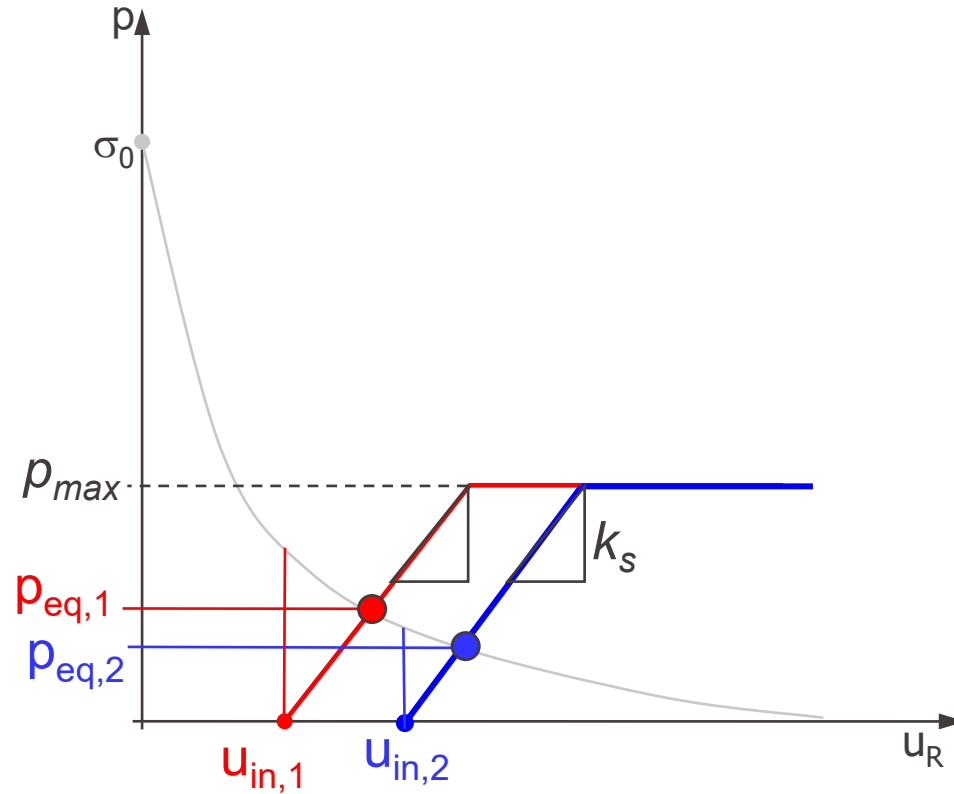


$$u_R = u_{in} + \frac{p_s}{k_s}$$



Courbes de réaction de soutènements non linéaires.
(Brady & Brown, 2006)

1.4 Déplacement initial, u_{in}



1.4 Déplacement initial, u_{in}



Le déplacement initial u_{in} se compose de:

1. déplacements de la paroi du tunnel lors de la mise en place du soutènement, compte tenu de
2. l'espace entre la paroi du tunnel et le soutènement



béton projeté
béton coulé en place
boulons



cintres en acier
voussoirs



1.4 Déplacement initial à la mise en place du soutènement, u_{in}

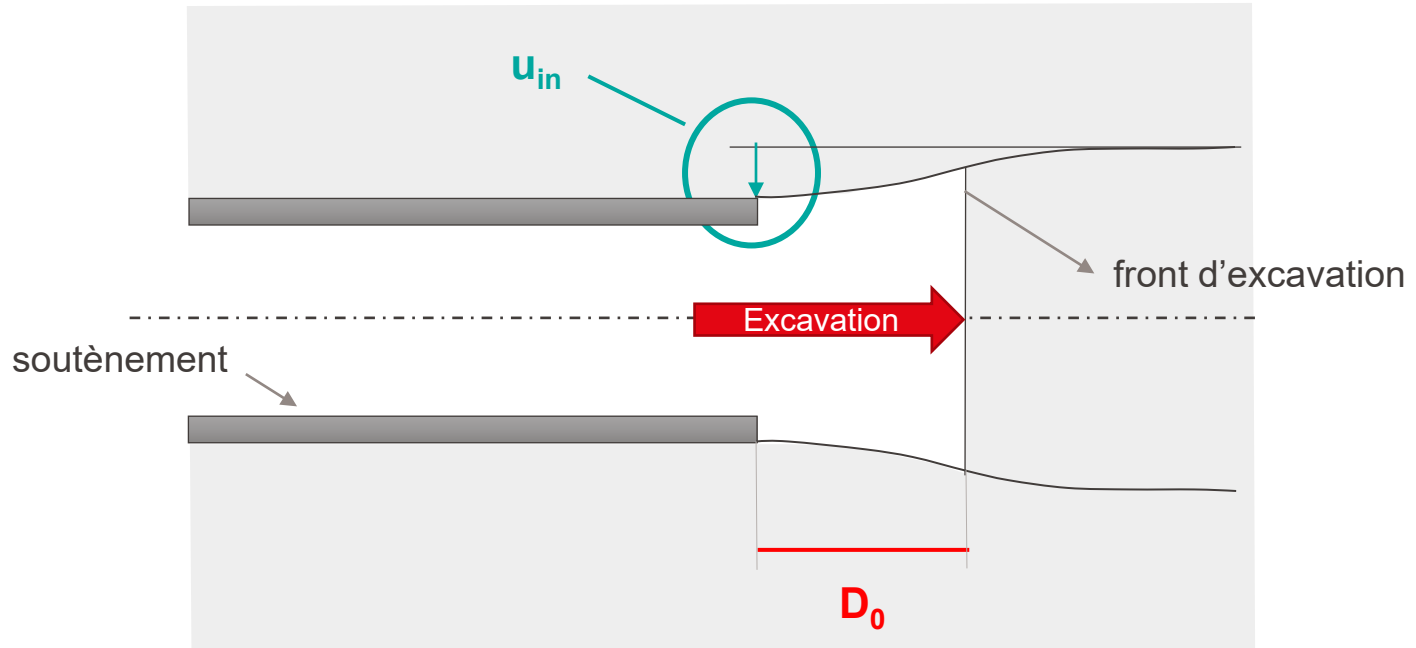


u_{in} est fonction du **taux de déconfinement** λ et de la **distance** D_0 à laquelle **le soutènement est installé**, ainsi que de l'écart entre l'intrados de l'excavation et l'extrados du soutènement.

Ils existent plusieurs méthodes pour estimer u_{in} :

1. Principe de similarité de Panet
2. Principe d'auto-similarité (Corbetta)
3. Nouvelle méthode implicite (Bernaud)
4. Principe d'auto-similarité étendu (Corbetta & Nguyen Minh),
5. ...

1.4 Déplacement initial à la mise en place du soutènement, u_{in}



1.4 Similarité de Panet (Panet, 1995)



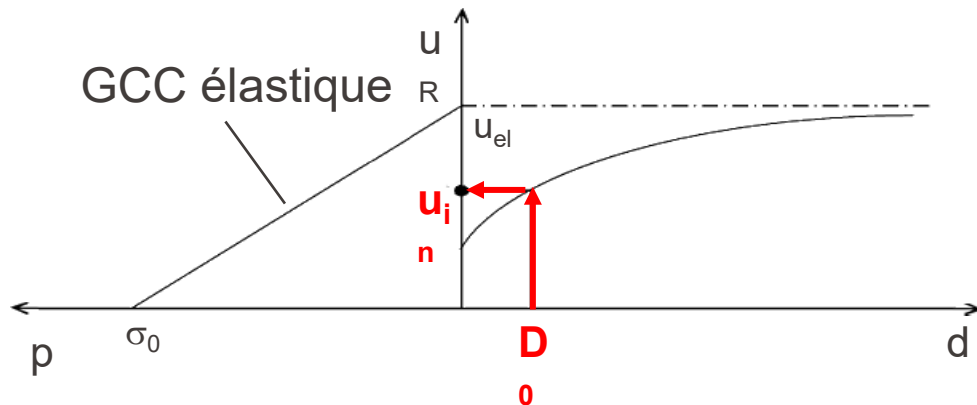
$$u_{in} = \lambda \cdot u_{el}$$

$$\lambda = \alpha + (1 - \alpha) \left[1 - \left(\frac{m_0 R}{m_0 R + d} \right)^2 \right]$$

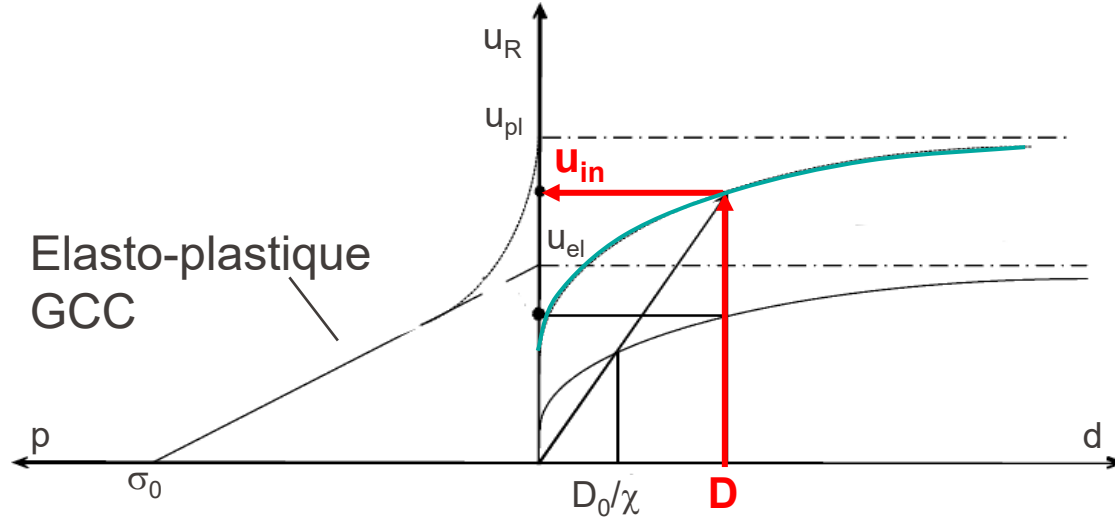
0.25

0.75

distance du soutènement par rapport au front de l'excavation



1.4 Principe d'auto-similarité (Corbetta, 1990)



$$u_{in} = \frac{(1+\nu)}{E} \cdot R \cdot \sigma_0 \cdot \chi \cdot \left[1 - 0.71 \cdot e^{-1.5D^{0.7}} \right]$$

$$\chi = \frac{u_{pl}}{u_{el}}$$

$$D = \frac{D_0}{R \cdot \chi}$$

1.4 Courbe de réaction du soutènement



$$p_s = 0$$

→ le soutènement n'est pas encore installé

$$p_s = (u_R - u_{in}) k_s$$

→ Mise en place du soutènement

rigidité du soutènement

déplacement radial initial lors de l'installation du soutènement

$$p_s \leq p_{\max}$$

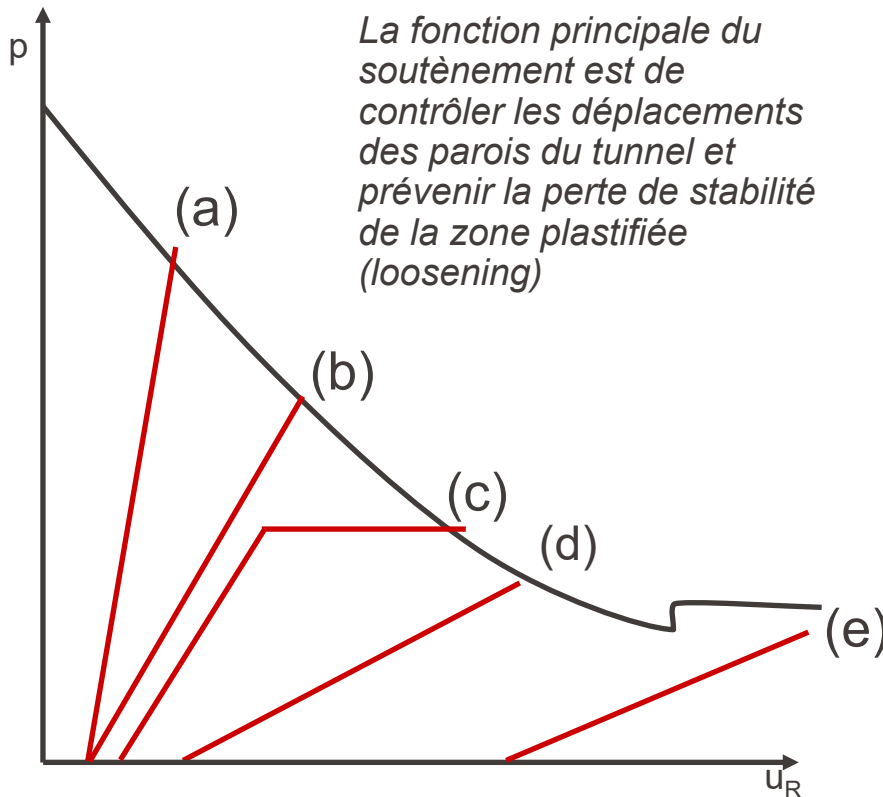
→ pression maximale admissible dans le soutènement

1.4 Rigidité du Soutènement, k_s



- (a) Soutènement rigide
- (b) Soutènement moyen
- (c) Soutènement plastifié
- (d) Soutènement souple
- (e) Soutènement insuffisant

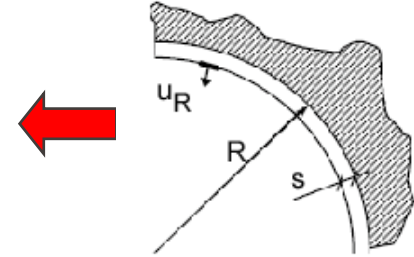
La rigidité normale dépend du module d'élasticité du soutènement et de sa géométrie.



1.4 Anneau de béton projeté



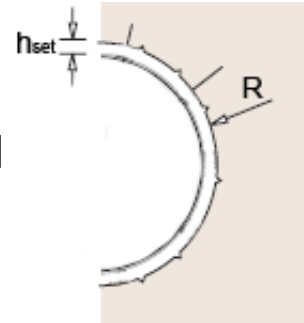
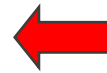
$$k_{shot} = \frac{E_{con} \cdot [R^2 - (R-s)^2]}{(1+\nu_{con}) \cdot [(1-2 \cdot \nu_{con})R^2 + (R-s)^2]} \cdot \frac{1}{R}$$



1.4 Cintres en acier



$$k_{set} = \frac{E_{steel} \cdot A_{set}}{d \cdot \left(R - \frac{h_{set}}{2} \right)^2}$$





$$k_{bolt} = \frac{1}{\left(\frac{L}{E_{bolt} \cdot A_{bolt}} + Q \right) \cdot s_l \cdot s_t}$$

Valeur caractéristique liée aux caractéristiques de charge-déformation des pièces



Avec cette formule introduite par Hoek & Brown (1980) on considère que l'action du boulon augmente avec la convergence et on néglige l'effet de l'ancrage dans le massif (voir p. 61-64).

1.4 Boulons / Ancrages



(d'après Hoek & Brown, 1980)

Bolt diameter (mm)	Bolt length (m)	Anchor type	Rock type	T _{max} (MN)	Q (m/MN)
16	1.22	Expansion shell	Good rock	0.049	0.160
16	1.83	Expansion shell	Shale	0.058	0.241
16	1.22	Expansion shell	Unknown	0.040	0.053
16	1.22	Expansion shell and resin	Unknown	0.062	0.030
19	1.22	Expansion shell	Good rock	0.051	0.126
19	1.83	Expansion shell	Unknown	0.089	0.024
19	1.83	Expansion shell and resin	Unknown	0.098	0.029
19	3.0	Slotted bolt and wedge	Unknown	0.098	0.074
22	3.0	Expansion shell	Gneiss	0.214	0.032
22	3.0	Expansion shell	Sandstone	0.196	0.042
22	3.0	Expansion shell	Sandy shale	0.127	0.069
22	3.0	Expansion shell	Shale	0.058	0.126
25.4	6.0	Expansion shell	Massive gneiss	0.323	0.051
25.4	1.83	Expansion shell	Granite	0.254	0.143
25.4	1.83	Resin anchor	Granite	0.285	0.018
25.4	1.22	Slotted bolt and wedge	Good rock	0.089	0.064
25.4	1.83	Resin anchor	Shale	0.160	0.020

$$k_{bolt} = \frac{1}{\left(\frac{L}{E_{bolt} \cdot A_{bolt}} + Q \right) \cdot s_l \cdot s_t}$$

1.4 Soutènement équivalent



Ensemble de cintres en acier + béton projeté

On considère un **soutènement équivalent** constitué d'un anneau homogène d'épaisseur s_{eq} et avec un module d'élasticité E_{eq} selon les formules suivantes:

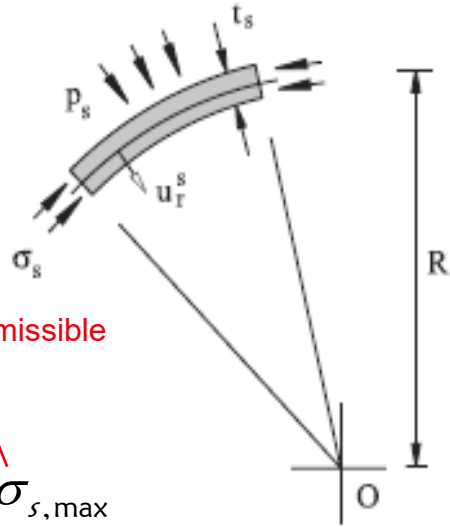
$$s_{eq} = \sqrt{\frac{\left[E_{shot} s_{shot}^3 + 12 \left(\frac{E_{steel}}{E_{shot}} - 1 \right) E_{shot} \frac{J_{set}}{d} \right]}{\left[E_{shot} s_{shot} + \left(\frac{E_{steel}}{E_{shot}} - 1 \right) E_{shot} \frac{A_{set}}{d} \right]}}$$

$$E_{eq} = \frac{\left[E_{shot} s_{shot} \left(\frac{E_{steel}}{E_{shot}} - 1 \right) E_{shot} \frac{A_{set}}{d} \right]^{3/2}}{\sqrt{\left[E_{shot} s_{shot}^3 + 12 \left(\frac{E_{steel}}{E_{shot}} - 1 \right) E_{shot} \frac{J_{set}}{d} \right]}}$$

1.4 Pression maximale, p_{\max}



soutènement = anneau



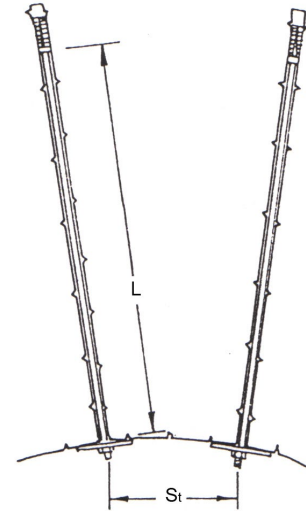
contrainte limite admissible
du béton projeté

$$p_{\max} = \frac{t_s}{R} \cdot \sigma_{s,\max}$$

$$p_{\max} = \frac{\sigma_{s,\max} \cdot A_{set}}{R \cdot d}$$

Résistance de l'acier

soutènement = boulons



Charge
maximale (test
d'arrachement)

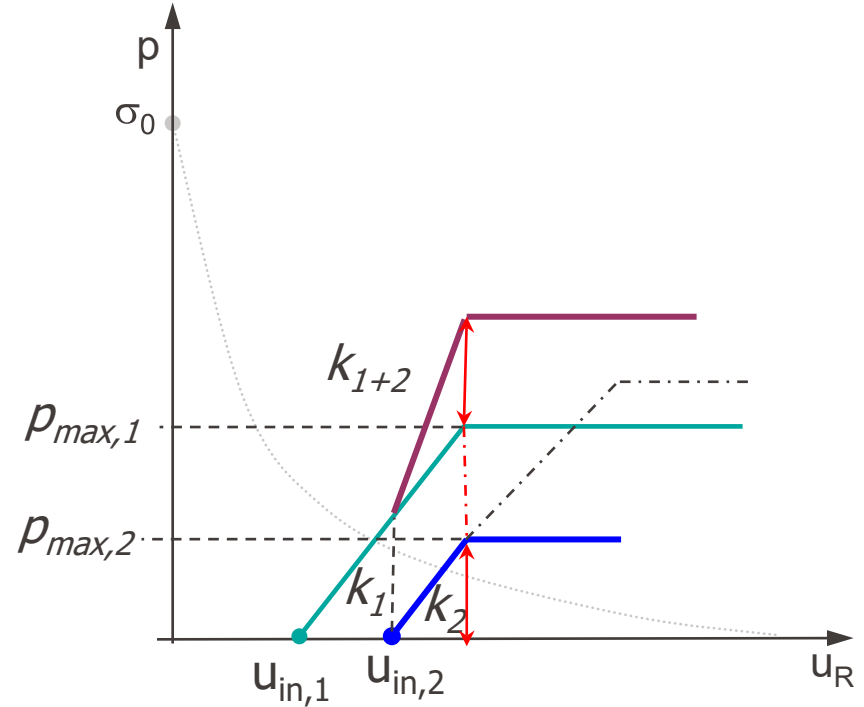
$$p_s^{\max} = \frac{T_{bf}}{S_t \cdot S_l}$$

1.4 Combinaison de plusieurs soutènements



$$k_{tot} = \sum_i k_i$$

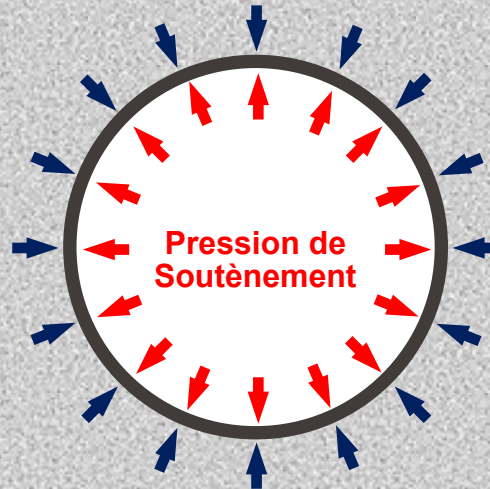
$$p_{max,tot} = \sum_i p_{max,i}$$



1.4 Excavation d'un tunnel = Interaction entre le massif et le soutènement



Déplacement radial du massif rocheux environnante



1.4 Interaction entre le massif et le soutènement

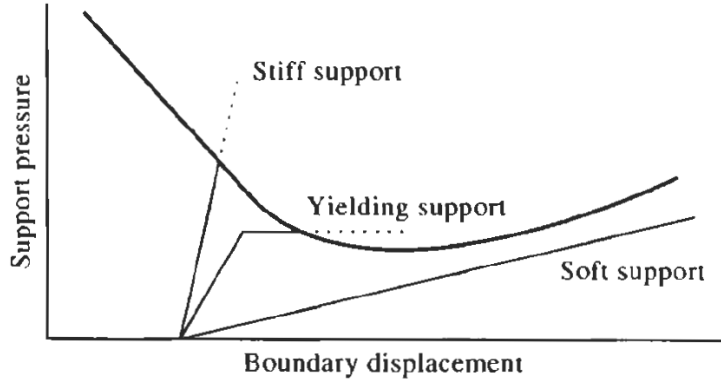


L'interaction massif - soutènement influence dans une large mesure l'état des contraintes dans la structure et cette interaction dépend des caractéristiques mécaniques du massif rocheux.

Afin d'examiner l'interaction entre le terrain et le soutènement, il est nécessaire de tracer la **courbe caractéristique du terrain et celle de réaction du soutènement** en tenant compte du **déplacement des parois du tunnel qui a eu lieu avant que le soutènement ne commence à réagir**.

Il est évident que **si l'on admet des déplacements plus importants des parois du tunnel** (c'est-à-dire des convergences), la **pression de soutènement nécessaire diminue** tant que le massif rocheux reste dans son état initial. *Lorsque les déformations sont trop importantes et que le massif rocheux atteint sa résistance, la pression de soutènement requise au niveau de la calotte augmente en raison du poids de la roche.*

1.4 Interaction entre le terrain et le Soutènement



(Brady & Brown, 2004)

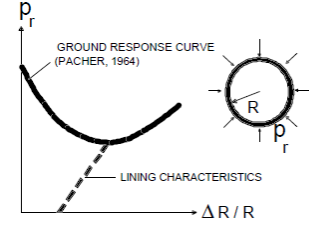


Fig. 15 Optimization of the rock pressure after Müller and Fecker [10]

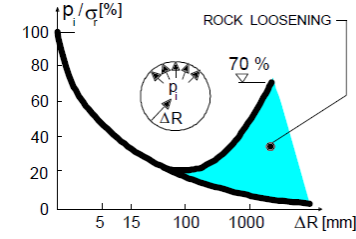
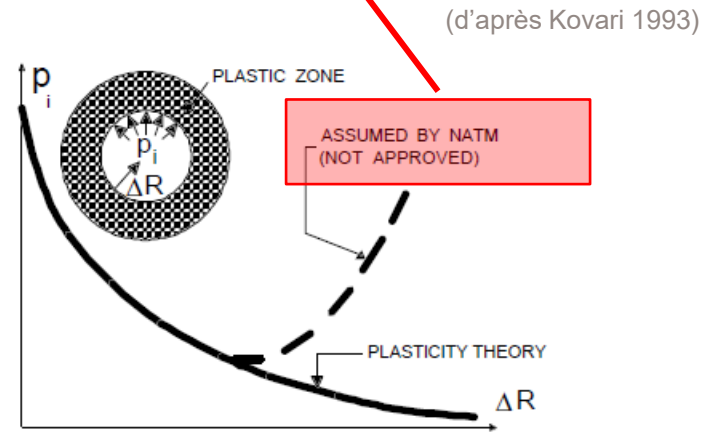
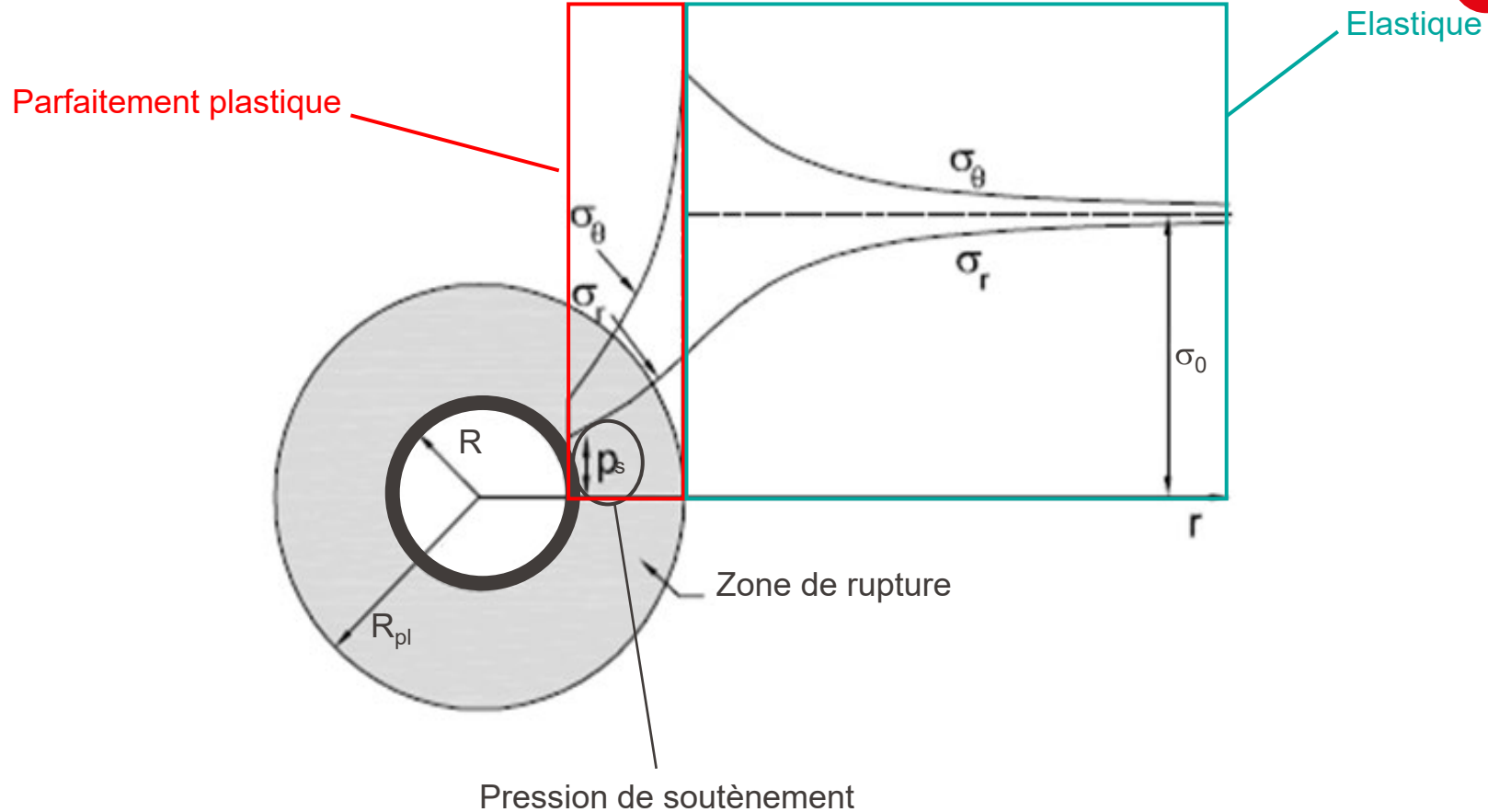


Fig. 16 Bifurcation of the ground response curve due to strain softening in the rock mass after Müller [12]

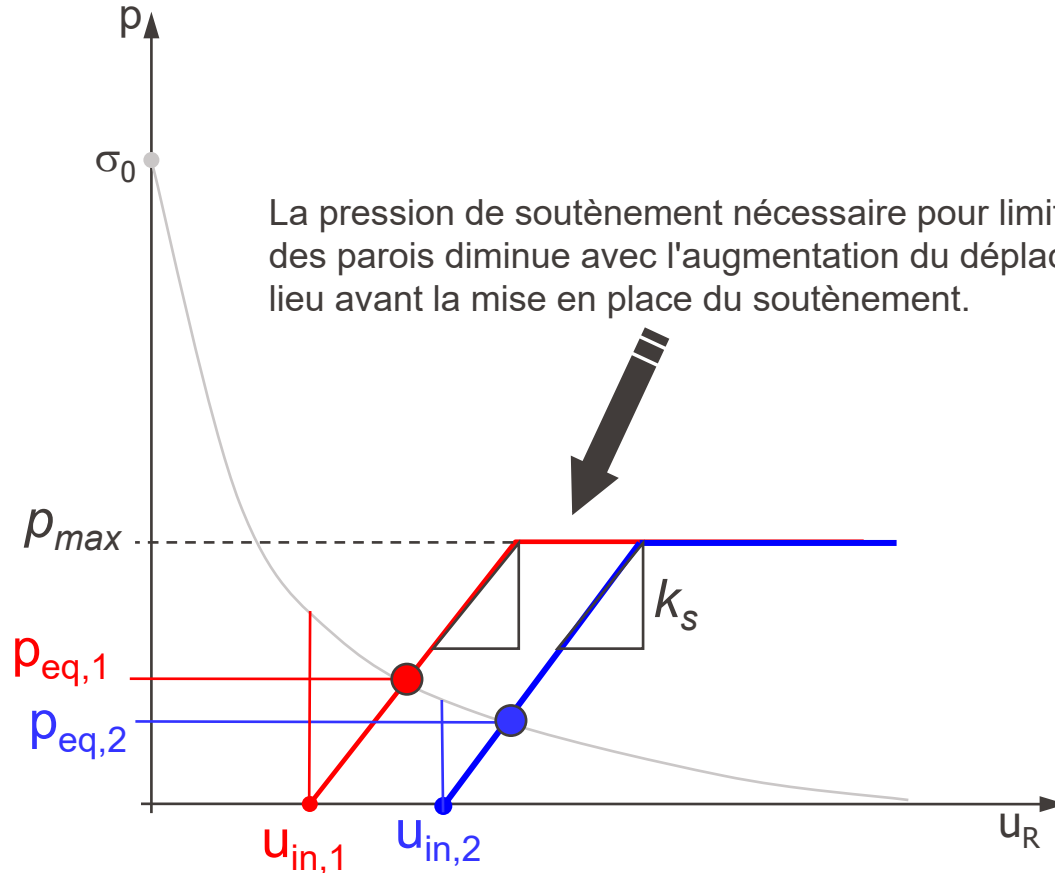


(d'après Kovari 1993)

1.4 Comportement élastique parfaitement plastique



1.4 Déplacement initial, u_{in}



1.4 Soutènement idéal



- Éviter les supports trop rigides et les charges à supporter trop élevées
- Permettre la déformation
- Éviter la rupture des soutènements
- Contrôler les déplacements

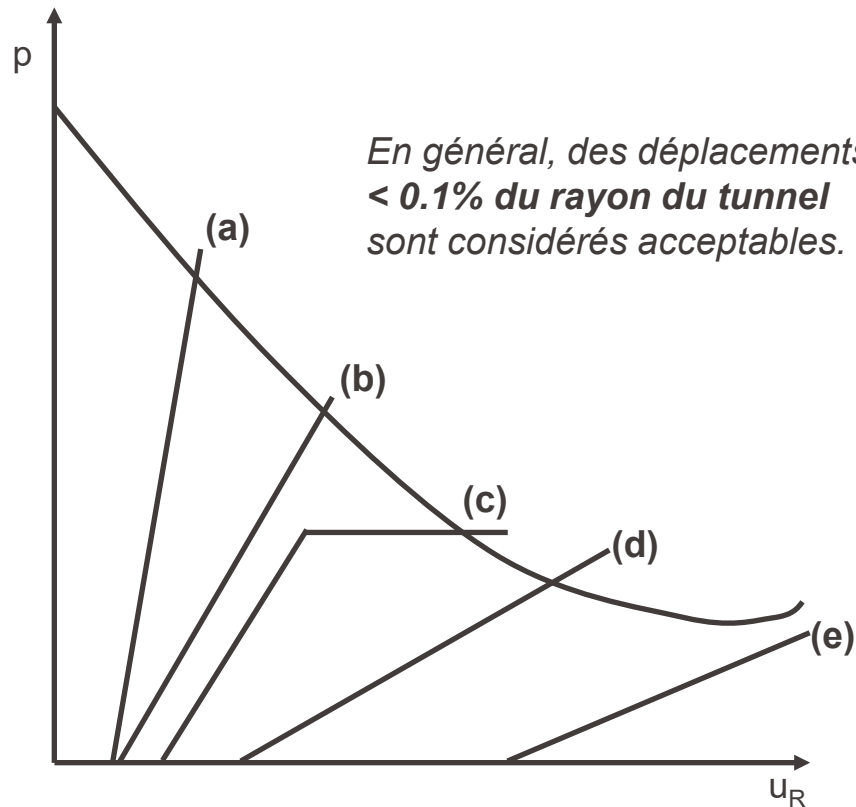
(a) ✘

(b) ~

(c) ~

(d) ✔

(e) ✘



1.4 Résumé de la méthode



1. Evaluer la pression critique qui correspond à la rupture du massif rocheux

$p_i > p_{cr}$  le massif rocheux a un comportement purement élastique

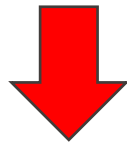
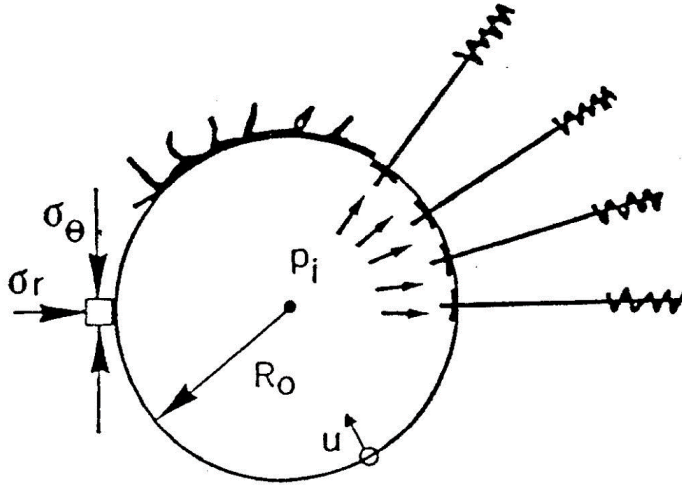
$p_i < p_{cr}$  le massif rocheux a un comportement plastique

2. Tracer la courbe caractéristique du terrain (convergence)
3. Estimer l'origine de la ligne de confinement / déplacement initial avant installation du soutènement (u_{in})
4. Tracer la courbe de réaction du soutènement (confinement)
5. Déterminer le point d'équilibre (pression et déplacement) identifié par l'intersection entre les deux courbes
6. Vérifier la condition d'équilibre (charge à reprendre par le soutènement) en fonction de la charge maximale supportée par la structure porteuse

1.4 Effets du boulonnage dans le massif

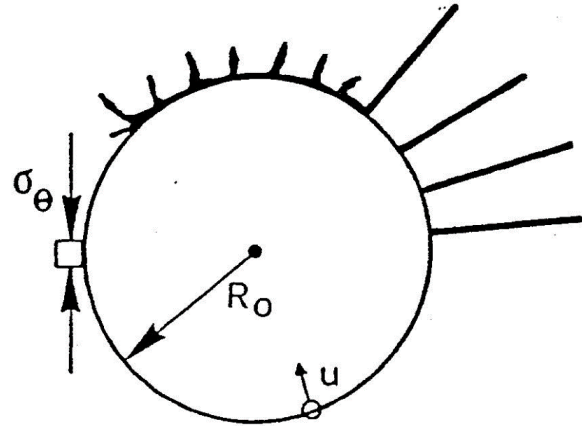


Ancrages actifs
"tirants"



p_i = précontrainte

Ancrages passifs
"boulons"

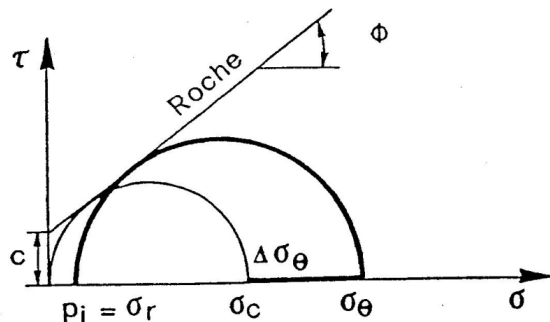


c_a = augmentation de la cohésion

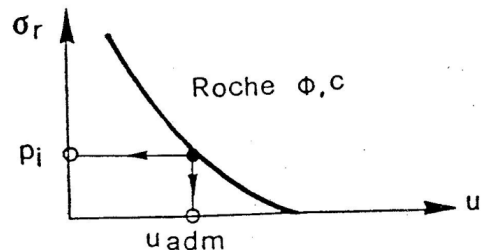
1.4 Effets du boulonnage dans le massif



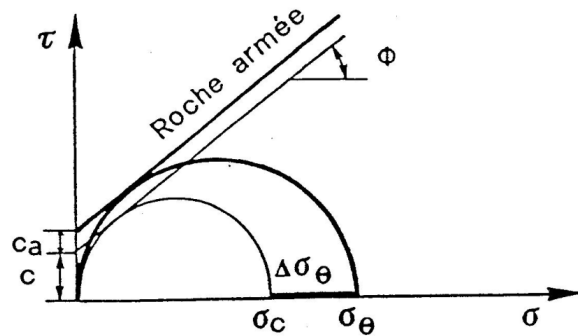
Ancrage actif



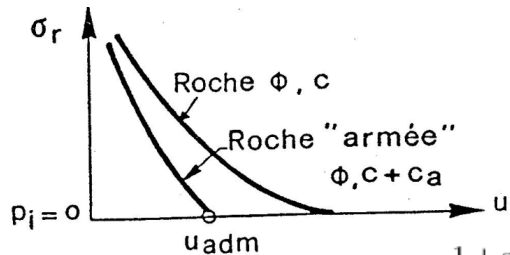
$$\Delta\sigma_{\theta} = p_i \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = p_i \cdot \lambda_p$$



Ancrage passif



$$\Delta\sigma_{\theta} = c_a \frac{2 \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

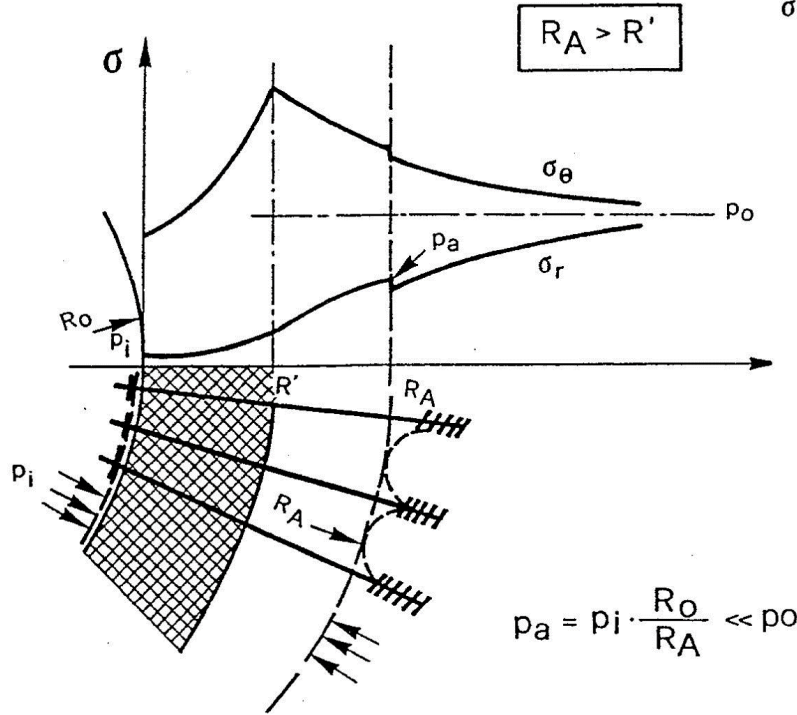


$$c^* = c + \frac{1 + \sin \phi}{2 \cos \phi} \Delta\sigma$$

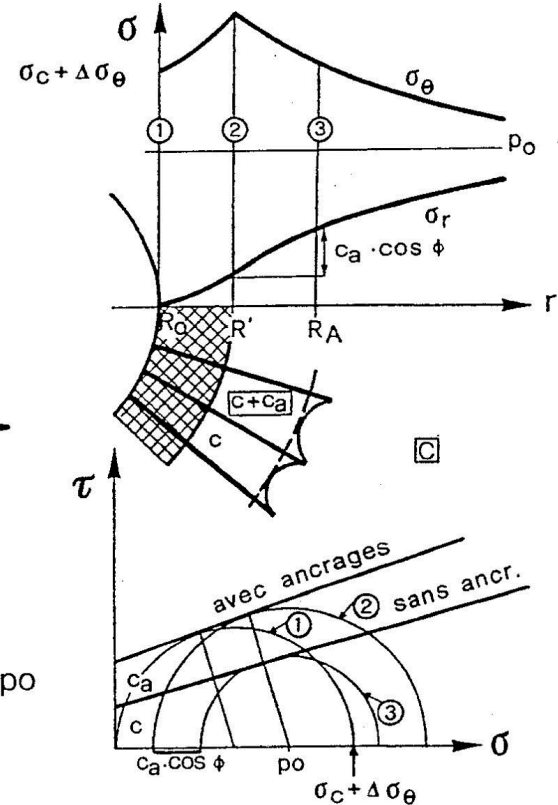
1.4 Effets du boulonnage dans le massif



Ancrage actif



Ancrage passif



1.4 Effets du boulonnage dans le massif



Ancrage actif

$$R' = R_0 \left[\frac{2}{\lambda_p + 1} \frac{\sigma_c + p_0(\lambda_p - 1)}{\sigma_c + p_i(\lambda_p - 1)} \right]^{\frac{1}{\lambda_p - 1}}$$



$$L_{\text{libre}} > R' - R_0$$

Ancrage passif

$$R' = R_0 \left[\frac{2}{\lambda_p + 1} \frac{\sigma_c + \Delta\sigma_\theta + p_0(\lambda_p - 1)}{\sigma_c + \Delta\sigma_\theta} \right]^{\frac{1}{\lambda_p - 1}}$$

$$R_A = R' \left[\frac{p_0 - \sigma_{r,r=R'}}{p_0 - \sigma_{r,r=R'} - c_a \cos\phi} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{avec } \sigma_{r,r=R'} = \frac{\sigma_c + \Delta\sigma_\theta}{\lambda_p - 1} \left[\left(\frac{R'}{R_0} \right)^{\lambda_p - 1} - 1 \right]$$



$$L_{\text{total}} > R_A - R_0$$

Méthode de convergence-confinement et méthode observationnelle

1. Méthode de convergence-confinement
 - 1.1. Principales hypothèses
 - 1.2. Ratio de stabilité, N
 - 1.3. Courbe de convergence du terrain (CCS)
 - 1.4. Ligne de réaction du Soutènement
2. Méthode observationnelle
 - 2.1. Principes fondamentaux
 - 2.2. Conception géotechnique interactive
 - 2.3. Construction conventionnelle de tunnels (NATM)
 - 2.4. Surveillance



Méthode observationnelle

- Méthodes basées sur l'observation des déformations
- Interaction terrain-soutènement, méthodes basées sur la réponse du terrain



PRINCIPES DE BASE :

- **Observer** (par la surveillance, principalement la déformation) les conditions du massif rencontrées pour prendre des décisions sur la nécessité de modifier le soutènement prévu.
- Utiliser une méthode simple pour évaluer le soutènement et les déplacements prévus du tunnel.

2.1 Méthode observationnelle



Le terme "méthode d'observation" semble avoir été inventé par Terzaghi et Peck en 1948. Dans sa conférence Rankine, le professeur Ralph B. Peck (1969) a fait les commentaires suivants :

"si les phénomènes régissant sont complexes ou ne sont pas encore compris, l'ingénieur peut mesurer des quantités erronées et arriver à des conclusions dangereuses et incorrectes"

*Lorsqu'il est difficile de prédire le comportement géotechnique, il peut être approprié d'appliquer la "méthode observationnelle", selon laquelle la **conception est vérifiée pendant la construction.***

2.1 Méthode observationnelle (CIRIA 1999)



La **méthode observationnelle** en géotechnique est un processus continu, géré et intégré de conception, de contrôle de la construction, de surveillance et de vérification qui permet d'intégrer des modifications préalablement définies pendant ou après la construction, selon le cas. La robustesse de tous ces aspects doit être démontrée.

L'objectif est de **réaliser une plus grande économie globale sans compromettre la sécurité.**

2.1 Méthode observationnelle

- Principes de base (Peck 1969)



- 1. Exploration** géologique / géotechnique
 - établir au moins les conditions générales
 - évaluer les conditions les plus défavorables
- 2. Conception** basée sur les conditions les plus probables
- 3.** Sélection des « quantités » à observer pendant la construction
- 4. Calcul** de leurs valeurs attendues sur la base de l'hypothèse de conception et des données disponibles sur site, tant pour les conditions les plus probables que pour les conditions les plus défavorables
- 5. Sélection à l'avance** des modifications à apporter à la conception en cas d'écart important entre les résultats des observations et ceux prévus sur la base des hypothèses de dimensionnement.
- 6. Mesure** et évaluation des conditions réelles rencontrées
- 7. Modification** de la conception pour l'adapter aux conditions réelles

2.1 Méthode observationnelle



- CONCEPTION
- a) *Informations suffisantes*
 - b) Élaborer une *conception initiale* sur la base du comportement le plus probable
 - c) Élaborer une stratégie de *surveillance/monitorage*
 - d) Effectuer des *calculs* dans les conditions les plus défavorables
 - e) Identifier / Prévoir des mesures d'urgence (*modification*)
- VERIFICATION
- a) *Contrôler et évaluer les conditions réelles* sur site
 - b) *Modifier* la conception pour l'adapter aux *conditions réelles* en cas de dépassement des seuils de déclenchement (selon plans de conception)
 - c) Disposer d'un *délai* suffisant pour prendre des décisions et mettre en œuvre les mesures d'urgence.

2.1 Méthode observationnelle



Cette méthode peut être appliquée **principalement pendant la construction** (l'accent est mis sur les conditions temporaires).

Cette méthode ne peut pas être appliquée lorsqu'il n'est pas possible de modifier la conception pendant la construction.

La conception de base doit être fondée sur l'analyse de paramètres monitorés **et les modes de rupture possibles doivent être évalués avec soin.**

Il est important de se concentrer sur les **problèmes critiques** afin de s'assurer que les observations soient adaptés, le méthodes de mesures appropriées et les valeurs mesurées significatives.

Les **mesures** des quantités doivent être effectuées aux moments requis au cours d'une séquence de construction ; dans certains cas, il peut être nécessaire d'interrompre l'avancement de la construction.

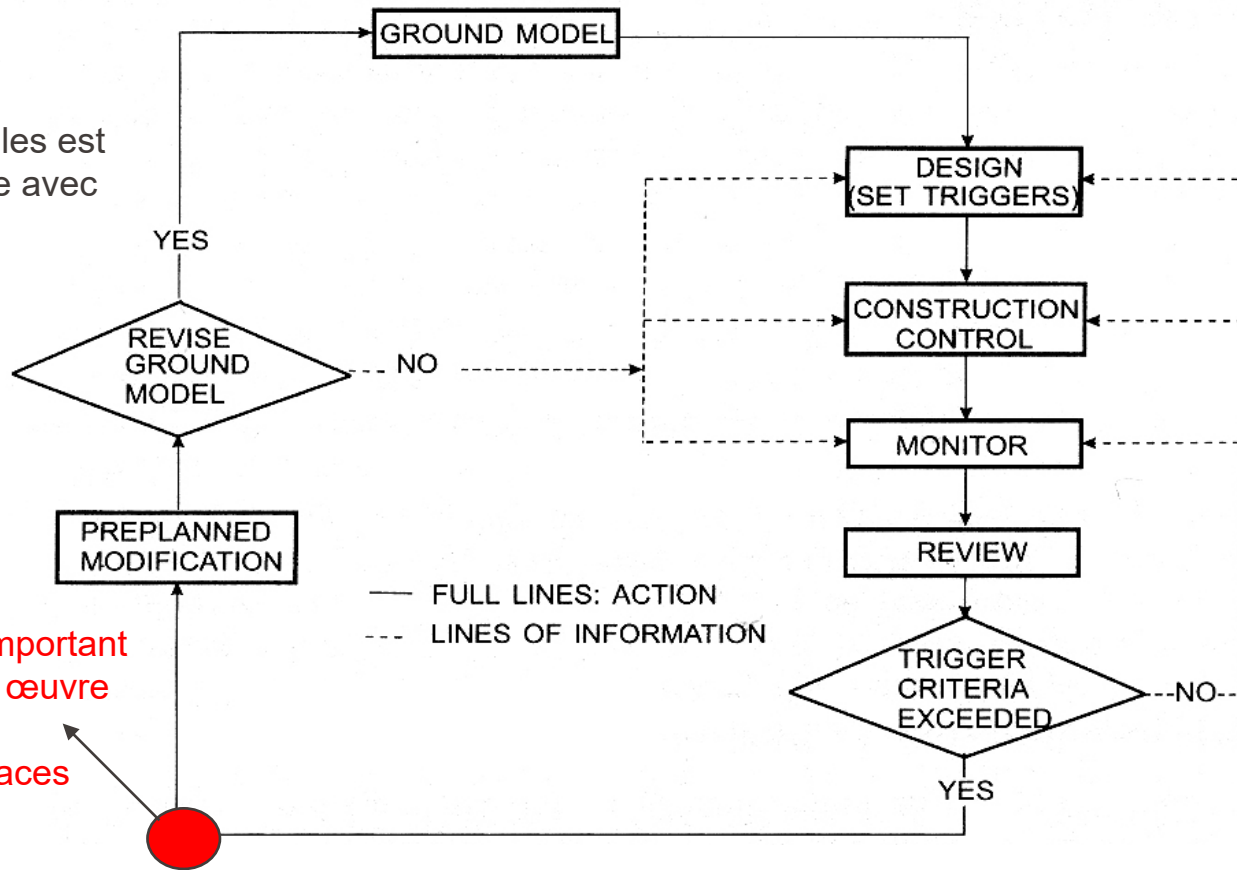
En certains cas le monitoring peut se révéler très complexe et les mesures très coûteuses.

2.1 Méthode observationnelle



La gestion des approches observationnelles est souvent décrite avec des arbres de décisions.

Le temps est important pour mettre en œuvre des mesures d'urgence efficaces



2.1 Rôle du temps



Le retour d'information et l'évaluation des observations doivent se faire en temps utile afin de confirmer les prévisions ou de **fournir un avertissement adéquat.**



Il doit y avoir suffisamment de temps pour que les mesures d'urgence prévues puissent être mises en œuvre efficacement.

2.2 Conception géotechnique interactive (EC7)



Les exigences suivantes doivent être fixées avant le début de la construction :

1. **les limites / seuilles acceptable doivent être établies** (la gamme des comportements possibles doit être évaluée et il doit être démontré qu'il existe une probabilité acceptable que le comportement réel se situe dans les limites acceptables)
2. **un plan de surveillance doit être élaboré** afin de déterminer si le comportement réel se situe dans les limites acceptables (la surveillance doit le préciser à un stade suffisamment précoce et à des intervalles suffisamment courts pour que des mesures d'urgence puissent être mises en œuvre avec succès / efficacité de la mesure)
3. **le temps de réponse des instruments et les procédures d'analyse des résultats doivent être suffisamment rapides** par rapport à l'évolution possible du système (éviter des collapsés)
4. **un plan de mesures d'urgence doit être élaboré, qui peut être adopté** si la surveillance révèle des comportements en dehors des limites acceptables

2.2 Catégorie Géotechnique 1



Ne concerne que les **structures petites et relativement simples** pour lesquelles il est possible de garantir que les **exigences fondamentales seront satisfaites** sur la base de l'expérience et d'études géotechniques qualitatives avec un **risque négligeable**.

La stabilité générale ou les mouvements du terrain et les conditions du terrain sont connus sur la base d'une expérience locale comparable.

Pas d'excavation sous la nappe phréatique ou si l'expérience locale comparable indique qu'une excavation proposée sous la nappe phréatique sera simple.

Dans ces cas, les **procédures peuvent consister en des méthodes de routine pour la conception et la construction de fondations**.

2.2 Catégorie Géotechnique 2



Inclut les **types conventionnels de structures et de fondations sans risque exceptionnel ni conditions de terrain ou de charges complexes.**

La conception des structures comprend des **données et des analyses géotechniques quantitatives** pour s'assurer que les exigences fondamentales sont satisfaites.

Des procédures de routine pour les **essais en situ et en laboratoire**, ainsi que pour la planification et l'exécution, peuvent être utilisées.

Exemple de structures conventionnelles ou de parties de structures :

fondations filantes, fondations sur radier, fondations sur pieux, murs et autres structures de soutènement (pour terrain ou eau), excavations, piles et culées de ponts, remblais et terrassements, ancrages pour terrains et autres systèmes d'ancrage, **tunnels dans des roches dures, non fracturées et non soumises à des exigences particulières en matière d'étanchéité à l'eau ou autres.**

2.2 Catégorie Géotechnique 3

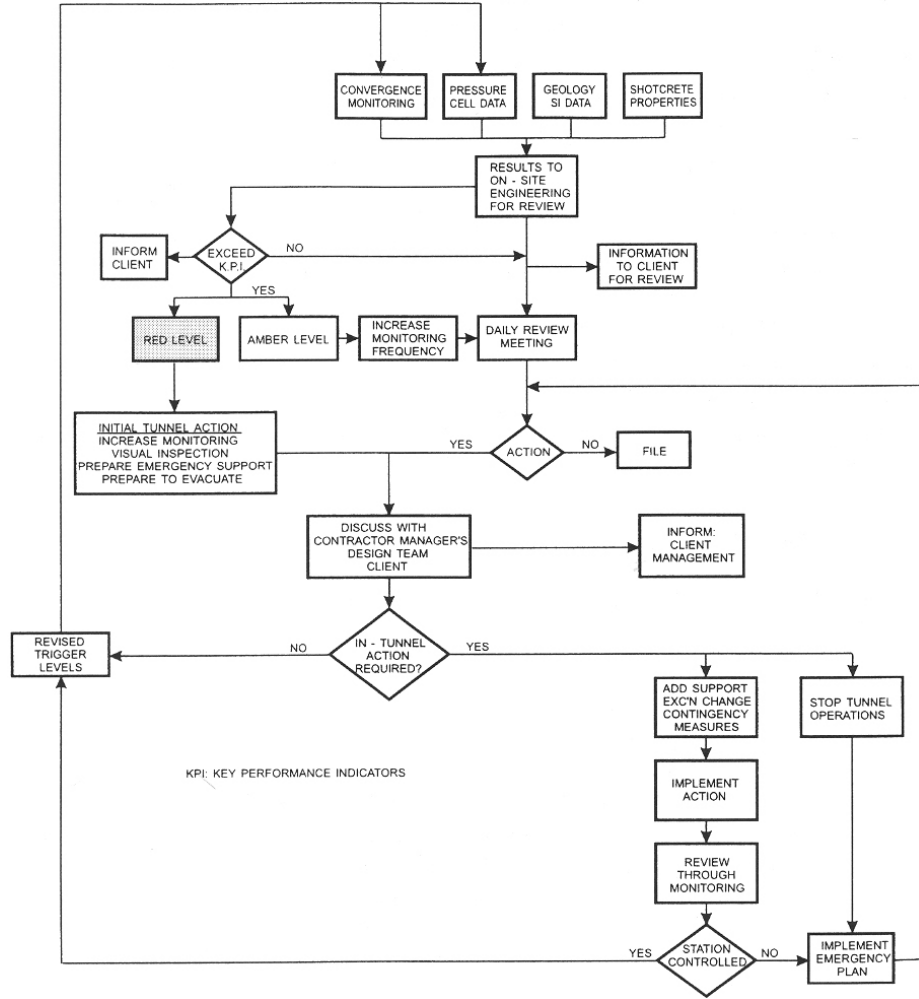


Inclut les structures ou parties de structures qui ne sont pas décrites dans les catégories géotechniques 1 et 2.

Elle doit normalement inclure des **dispositions et règles alternatives à celles décrite par l'EC7**.

Elle comprend les exemples suivants:

les ouvrages de grand taille ou exceptionnels, les ouvrages présentant des **risques particuliers** ou des **conditions de terrain ou de charges inhabituelles ou exceptionnellement difficiles**, les ouvrages situés dans des **zones fortement sismiques**, les ouvrages situés dans des **zones d'instabilité probable ou de mouvements persistants du terrain** qui nécessitent des investigations séparées ou des mesures spéciales.



2.3 Méthode conventionnelle - ITA-AGES WG 19 (2009)



« Processus d'exécution **cyclique** caractérisé par des étapes répétées d'excavation suivies par la mise en œuvre d'un **soutènement approprié**, les deux dépendant des **conditions et du comportement du terrain existant**. »

- utilisation d'un **soutènement léger** (principalement du béton projeté et des boulons)
- **surveillance / monitoring**
- $\uparrow\downarrow$ des soutènements est liée à la **surveillance du comportement du terrain**
- fermeture de **l'anneau**
- **modification** de la conception permet de réagir aux changements des conditions du terrain rencontré (capacité portante sans soutènement, longueur du cycle d'excavation vs. excavation partielle).

2.3 Principes (Rabcewicz, 1964)



"Avec un **soutènement temporaire flexible**, un nouvel équilibre doit être atteint. Celui-ci sera contrôlé par des **mesures de déformation in situ**. Une fois ce **nouvel équilibre** atteint, un **arc intérieur** doit être construit. Dans certains cas il n'est pas nécessaire de placer un soutènement."

"Une nouvelle méthode qui prévoit un soutènement composé d'une **voûte mince de béton projeté, fermée le plus tôt possible** par un radier pour créer un **anneau complet** - appelé "arc auxiliaire" - dont la déformation est mesurée en fonction du temps jusqu'à ce que **l'équilibre** soit obtenu."

2.3 Méthode conventionnelle - NATM



Société autrichienne des ingénieurs et des architectes

La méthode NATM consiste à **intégrer** la **formation rocheuse dans le système de soutènement du tunnel** (anneau). Ainsi, le massif avec une capacité portante sera lui-même partie de cette structure porteuse.

!

L'appellation « Nouvelle Méthode Autrichienne (NATM) » a été critiquée par K. Kovary (ETHZ 1993) : le concept de terrain en tant que COMPOSANT STRUCTUREL aiant déjà été introduit par d'autres auteurs avant.

2.3 Principes de base (Rabcewicz, 1964)



- Le massif au contour d'un tunnel fait partie de l'anneau de soutènement.
- Structure de soutènement : revêtement en béton projeté flexible mince, renforcé par des treillis en acier et, si nécessaire, par des cintres et/ou des ancrages d'acier.
- Conception du soutènement basée sur les mesures de déformation
- Contrôle de la déformation (monitorage)
- Adaptation de la conception de l'excavation au comportement observé

2.3 Méthode de construction



Le **tunnel est creusé et soutenu de manière séquentielle**, les séquences d'excavation peuvent être modifiées → Fermeture de l'anneau (*au bon moment*)

En utilisant le **concept d'interaction terrain-soutènement**, la résistance du soutènement atteint un minimum pour une déformation radiale donnée, mais en cas de terrain de mauvaise qualité, les exigences en termes de soutènement augmentent si les déformations deviennent excessives.

Le soutènement est constitué d'une structure mince afin de minimiser les moments de flexion et de faciliter la redistribution des contraintes autour de l'excavation (assurée par du béton projeté en combinaison avec des fibre ou treillis métallique, des cintres, et parfois l'ancrage du terrain, par exemple des clous).

Plus la déformation augmente moins on nécessite de structure très résistantes (attention à la qualité de la roche!).

Plus le soutènement est rigide, plus la charge à reprendre est élevée.

Le revêtement final est généralement (mais pas toujours) un revêtement en béton coulé en place.

Observation / Surveillance du comportement du tunnel pendant la construction : suivi et interprétation des déformations, des contraintes et des tensions.

Comparaison entre les calculs et le comportement réel du tunnel

Adaptation des dimensions de l'excavation et des soutènements aux conditions observées

Optimisation des procédures de travail (excavation) et des exigences en matière de soutènement

2.4 Monitoring des tunnels



- **Observer** les conditions du tunnel pendant et après l'excavation
 - **Adapter** le soutènement aux conditions du terrain
 - **Vérifier** le dimensionnement du soutènement

Les mesures peuvent être poursuivies pendant une **longue période après l'excavation** si le revêtement final est équipé de manière adéquate.

Contrôler la **déformation du tunnel** lorsque celui-ci traverse un massif rocheux caractérisés par un comportement différé (c'est-à-dire poussant ou gonflant).

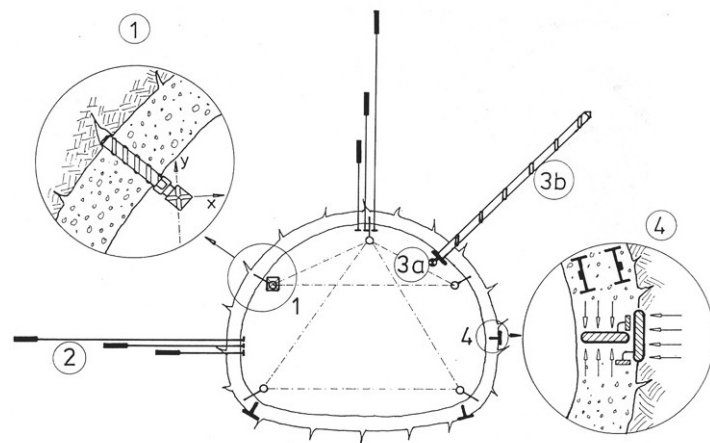
Contrôler le **comportement du revêtement du tunnel** pour *éviter des ruptures*.
Observer les **mouvements et les tassements du terrain** (tunnels urbains)

2.4 Monitoring des tunnels



Le monitoring et l'interprétation des déformations et des contraintes sont importants pour **optimiser** les séquences de construction et les exigences pour le dimensionnement du soutènement, et pour éviter des éventuelles ruptures.

1. Distomètre ou points de mesure → **Déplacements** des parois du tunnel
2. Extensomètre → **Déformation** du terrain environnant
3. **Force d'ancrage** → Contrôle du comportement du Soutènement / Contraintes dans les supports
4. Cellules de pression ou jauges intégrées → Contrôle du comportement du soutènement / si des cellules de **pression** sont placées à l'extrados du soutènement, la pression du massif rocheux peut être mesurée directement.



(d'après Eberhardt, 2014)

2.4 Monitoring pendant la construction

Les convergences doivent être mesurées proche du front de l'excavation et aussi le plus lointain possible (soit où il n'y a plus de convergences)

Exemple de stabilisation des convergences:

- Piedroits <math>< 0.2\text{mm/jours}</math>
- Calotte et radier <math>< 0.1\text{ mm/jour}</math>

- Acceleration des déformations
- Mise en œuvre de soutènements additionnels
- Stabilisation

