



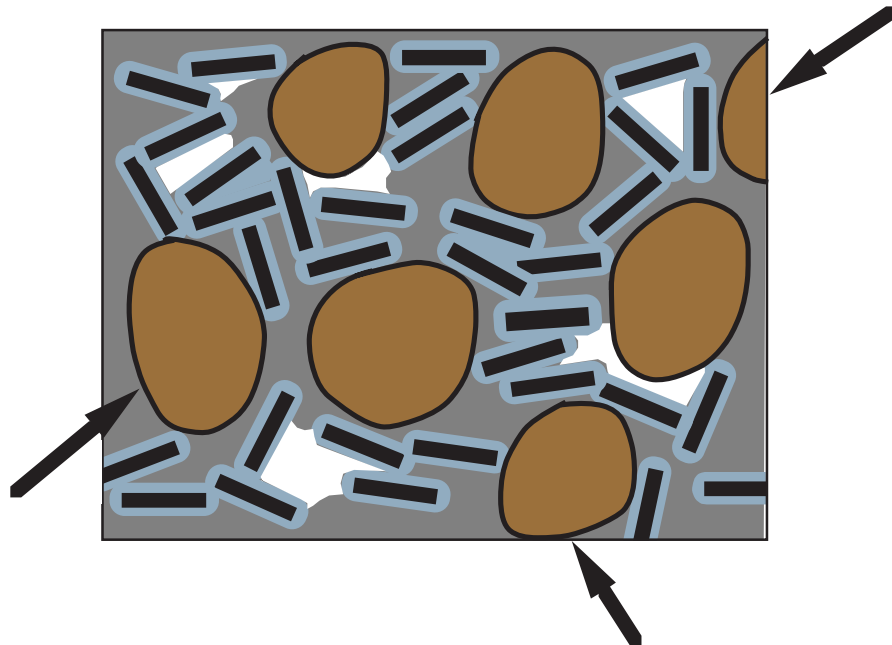
ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

*Département de génie civil
Laboratoire de mécanique des sols*

Michel Dysli

Compléments
aux cours polycopiés
de technologie et de
mécanique des sols

Génie civil 3^{ème} et 4^{ème} semestre



3^{ème} édition, septembre 1993
avec suppléments distribués et corrections pendant l'année 93-94

Complément No	Titre
-	Buts du cours
1	Discontinu - continu
2	Partie liquide
3	Livres et shaker
4	Les trois éléments constitutifs d'un sol
5	Les limites de consistance
5bis	Exemples de courbes granulométriques de quelques sols types
6	Différences entre USCS Suisse et USCS ASTM (international)
7	Nomenclature des sols selon SN 670'010a
8	Diverses formes de l'eau dans les sols non saturés
9	Schéma des sols fins
10	Frangée de gel
10 bis	Indice de gel de l'air FI, gonflement et diminution de la portance au dégel
11	Normes SN (Suisse), essais et divers relatif à la mécanique des sols
12	Ordre de grandeur de quelques paramètres de résistance et de déformabilité des sols
13	Relations entre les principaux paramètres
14a	Symboles et terminologie
14b	Symboles et terminologie (suite)
14c	Symboles et terminologie (suite)
15	Lois classiques et réalité
16	Les équations des contraintes et déformations
17	Principales lois constitutives
18	Diagramme de Newmark
19	Diagramme de Newmark - exemple d'application
20	Allure du diagramme des contraintes verticales en fonction de la profondeur
21	Les deux méthodes de calcul d'une fondation
22	Poutre sur sol élastique (théorie du 1er ordre) : mise au point
23	Relation entre le module de réaction de l'essai et celui de la fondation
24	Contraintes dues au poids propre du sol et contraintes dues aux surcharges
25	Massif plastifié : Mohr-Coulomb et von Mises
26	États limites pour un massif à surface horizontale
27	États limites pour un massif à surface inclinée
28	Chemins des contraintes dans diagramme p, q
29	Tassements des sols
30a	Théorie de la consolidation unidimensionnelle
30b	Théorie de la consolidation unidimensionnelle (suite)
31	Essai œdométrique standard
32	Diagramme œdométrique
32bis	Explication effet préconsolidation
33	Module œdométrique et indice de compression / gonflement
34	Exemple d'usage du diagramme œdométrique: décharge et charge en un point du sol
35	Exemple d'usage du diagramme œdométrique : contrainte et module œdométrique à différentes profondeurs

Table des matières cours technologie et mécanique des sols (suite)

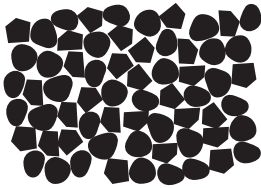
Complément	Titre
No	
36	Relations entre les modules de déformation
37	Abaque de détermination de E_{ced}
38	Sols expansifs (gonflants)
38bis	Equation de la pression interstitielle de Skempton
39	Rupture d'un sol par cisaillement
40	Résistance de pic et résistance résiduelle
41	Surconsolidation des sols au-dessus de la nappe phréatique par dessiccation
42	Programme du 4ème semestre
43	Poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact
43bis	Poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact, analyse drainée et non drainée
44	Influence de la nappe sur la capacité portante
45	Distorsions angulaires admissibles
46	Introduction à la dynamique des sols
47	Machines vibrantes
48	Facteur de sécurité - 1
49	Facteur de sécurité - 2
50	Facteur de sécurité - 3
51	Facteur de sécurité - 4
52	Facteur de sécurité - 5
53	Facteur de sécurité - 6
54	Poussée des terres : méthode graphique de Culmann
55	Poussée des terres : deux schémas de calcul des murs en équerre
56	Poussée des terres : détermination de l'angle δ'
57	Résumé des différentes méthodes de calcul de la poussée et de la butée des terres
58	Résultats d'un calcul par la méthode des éléments finis avec loi constitutive non linéaire: fouille étayée par une palplanche
59	Les trois grands problèmes liés à la stabilité des pentes
60	Fluage des sols
61	Rupture progressive
62	Stabilité des pentes : méthode des tranches, le problème
63	Stabilité des pentes : méthode des tranches, les solutions et hypothèses simplificatrices
64	Stabilité des pentes : méthode des tranches, les formules
65	Stabilité des pentes : méthodes confortatives - 1
66	Stabilité des pentes : méthodes confortatives - 2
67	Stabilité des pentes : méthodes confortatives - 3
68	Stabilité des pentes : méthodes confortatives - 4
69	Stabilité des pentes : méthodes confortatives - 5

Buts du cours de technologie et de mécanique des sols :

- **Comprendre la mécanique des sols,**
- **apprendre à s'en servir**
- **et reconnaître ses points délicats.**

Et non pas :

Apprendre des formules par coeur, formules que l'on peut trouver dans le cours photocopié ou dans les nombreux traités de mécanique des sols.



Partie solide d'un sol = discontinu

Pas de mécanique du discontinu utilisable en pratique donc :
usage de la **mécanique du continu** avec notamment :

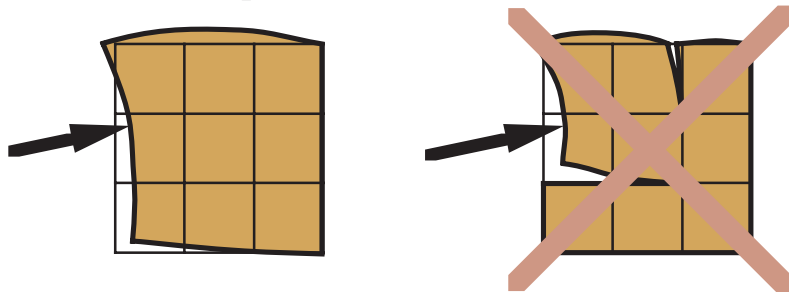
- la théorie de l'élasticité,
- la théorie de la plasticité.

Cours de base déjà suivis ou suivis pendant ce semestre :

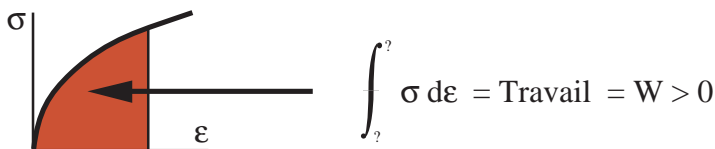
- Prof. Frey : Mécanique des structures et solides I et II (1^{er} et 2^{ème} sem.)
- Prof. Frey : Mécanique des structures et solides III (3^{ème} sem.)
- Prof. Meister : Mécanique I et II (1^{er} et 2^{ème} sem.)

Rappel des principales hypothèses de la mécanique du continu :

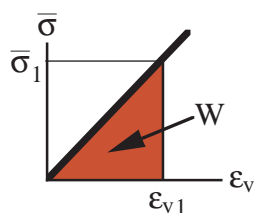
- Un élément de volume aussi petit que l'on veut présente des propriétés physiques semblables.
- Un élément reste continu après déformation :



- Conservation de l'énergie :



conséquence importante :



$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$$

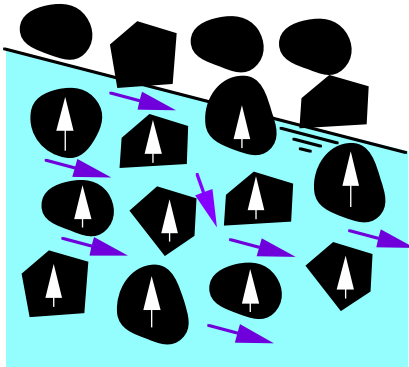
$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$$

$$\varepsilon_v = \frac{1-2\nu}{E} 3\bar{\sigma}$$

$$W = \frac{\bar{\sigma}_1}{2} \varepsilon_{v1} = \frac{1-2\nu}{E} \frac{3\bar{\sigma}_1^2}{2} > 0$$

soit : $\nu < 0,5$

très important en mécanique des sols



Partie **liquide** d'un sol :
usage de l'**hydrostatique** et de
l'**hydrodynamique**

Cours de base déjà suivis ou à suivre :

- Prof. Graf : Hydraulique I et II (3^{ème} et 4^{ème} sem.)
- Prof. Recordon : Ecoulements souterrains (4^{ème} sem.)

Rappel des principales équations de l'hydraulique utilisées
en mécanique des sols :

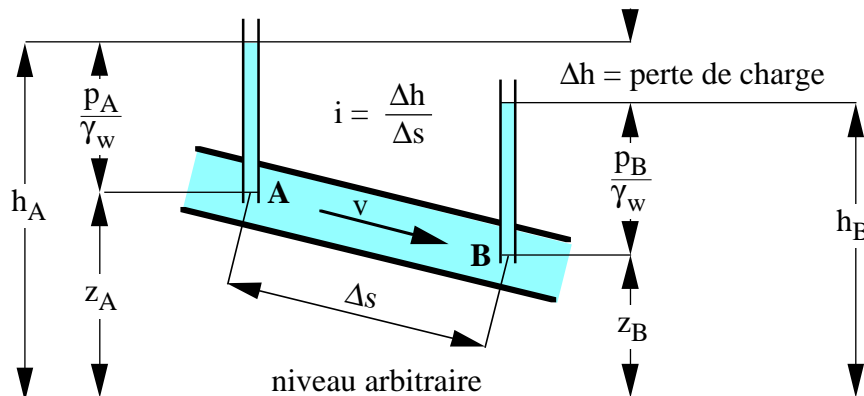
Archimède : Poussée verticale = Volume immergé $\cdot \gamma_w$

Continuité : Masse eau entrante = masse eau sortante

Bernoulli :
(bilan énergétique)

$$h = \frac{p}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g} = \text{constante}$$

*négligé en
mécanique
des sols*

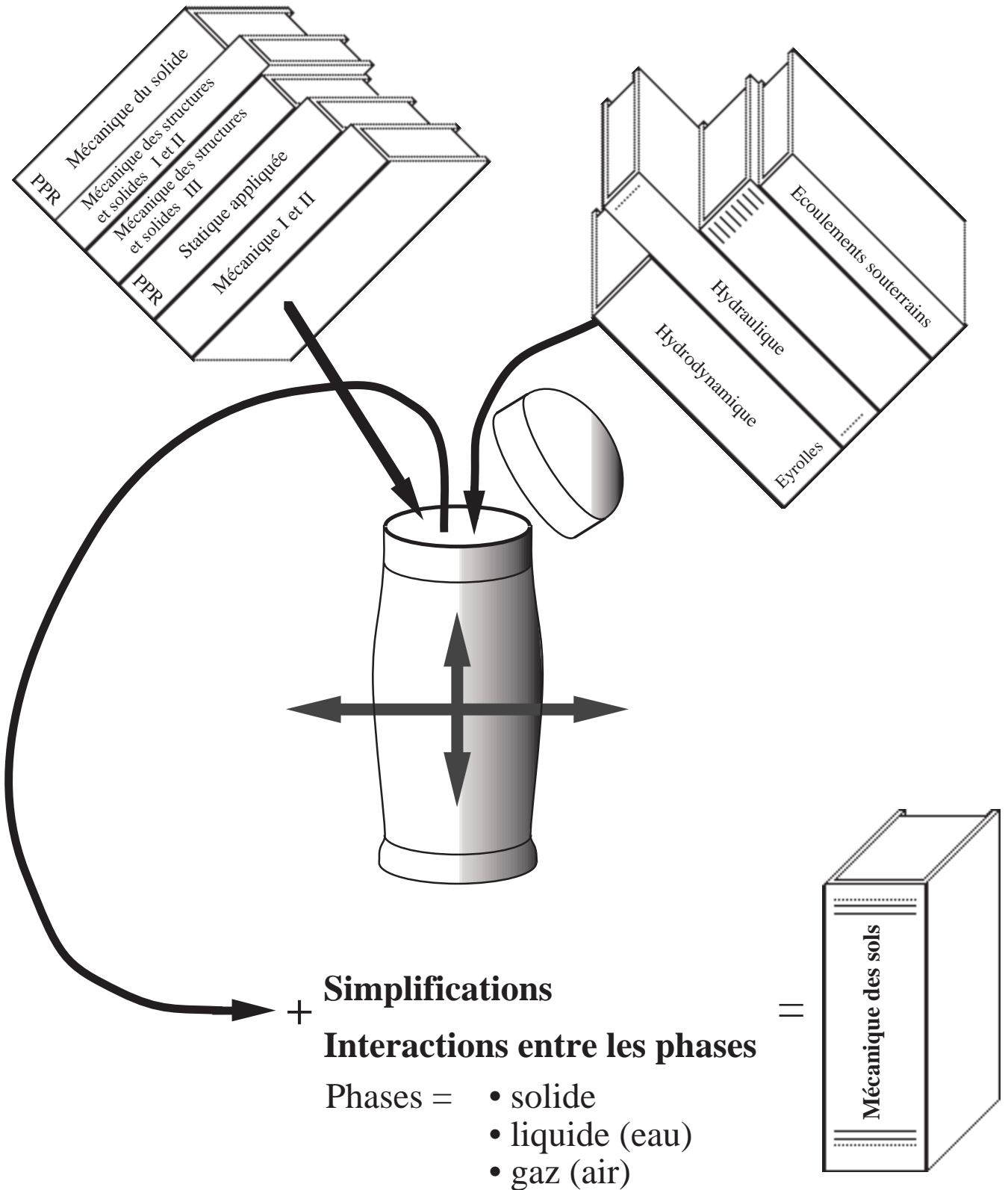


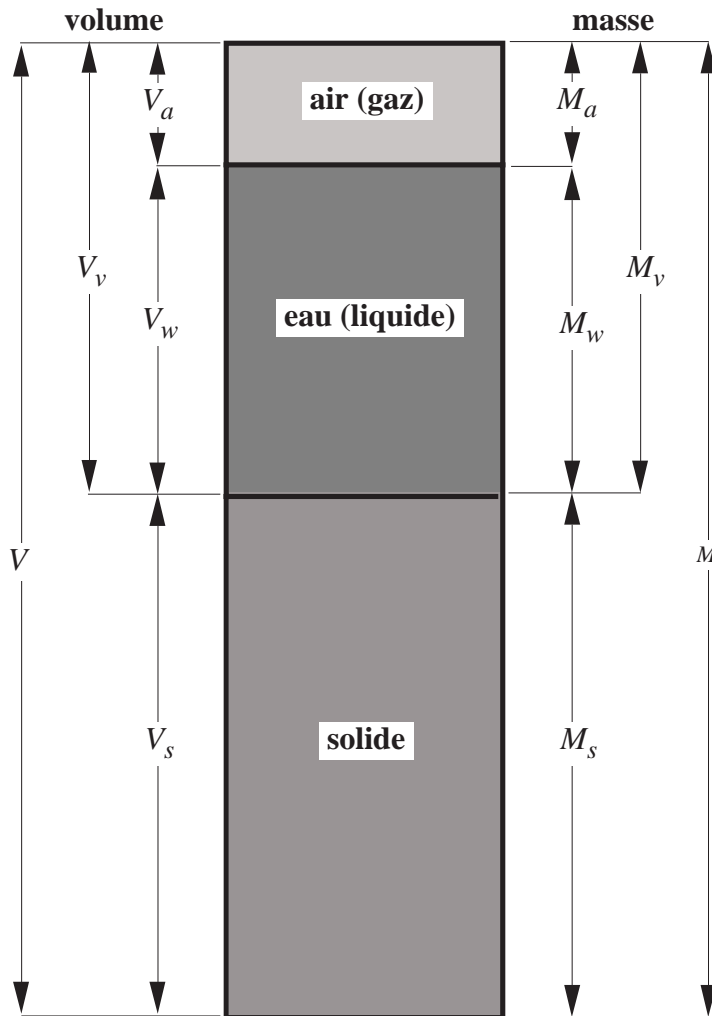
Darcy : $v = k \cdot i$
(Cours écoulements
souterrains)

k = perméabilité ou
conductivité
hydraulique [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]

h = charge hydraulique [$\text{m H}_2\text{O}$]
 z = niveau vertical [m]
 p = pression [$\text{kPa} = \text{kN}\cdot\text{m}^{-2}$]

γ_w = poids volumique de l'eau [$\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$]
 v = vitesse de l'eau [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$]
 g = accélération de la pesanteur [$\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$]





$$\rho = \frac{M}{V}$$

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} = \frac{\rho}{1 + w}$$

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

$$\gamma = \rho \cdot g$$

$$w = \frac{M_w}{M_s}$$

$$\theta = \frac{V_w}{V}$$

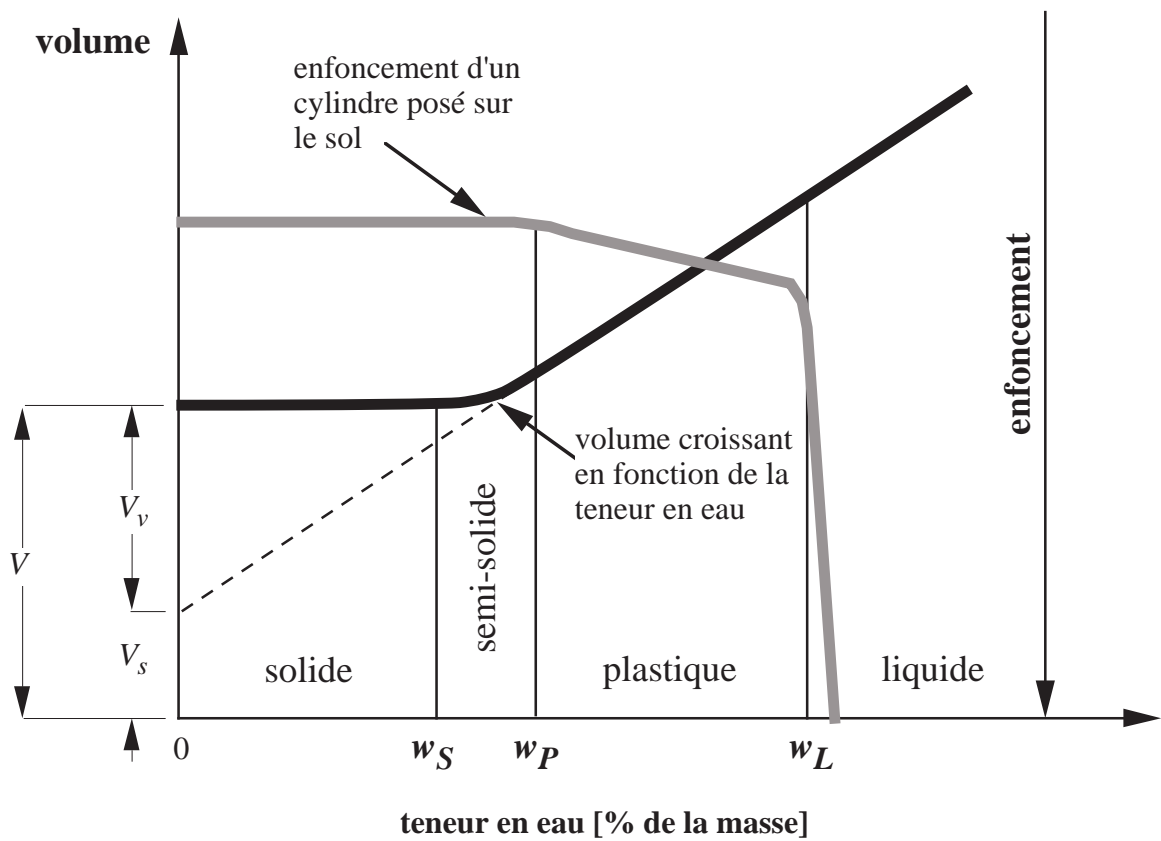
$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1 - n}$$

$$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1 + e}$$

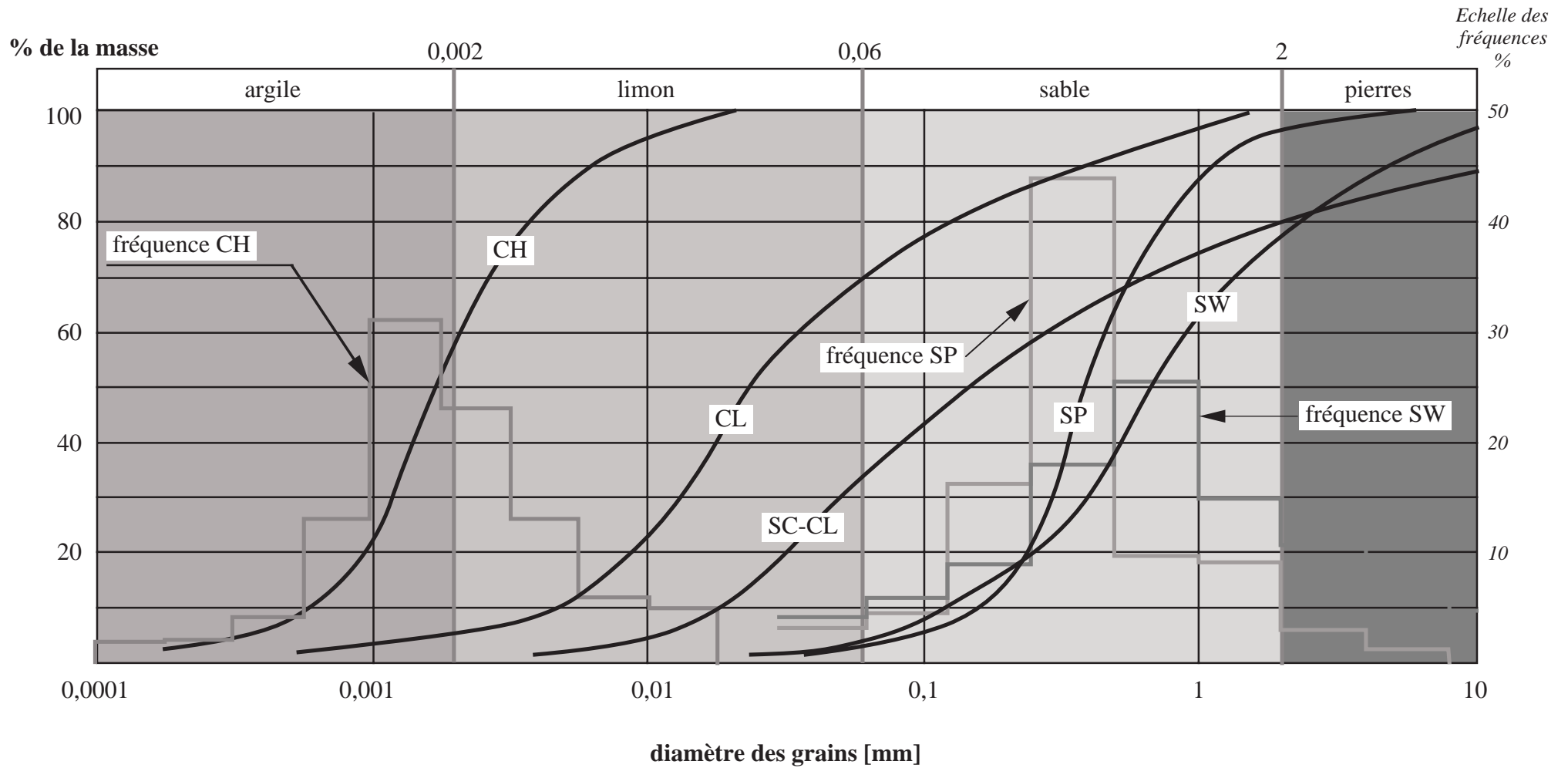
$$S_r = \frac{V_v - V_a}{V_v} = \frac{V_w}{V_v}$$

$$\rho_{sat} = \frac{M}{V} \quad \text{si } V_a = 0$$

Les limites de consistance



Exemples de courbes granulométriques de quelques sols types



Différences entre USCS suisse et USCS ASTM (international)

USCS CH (SN 670'008, 1959)		USCS Casagrande (ASTM D2487)	
Teneur en gravier > 2 mm		Teneur en gravier > 4.75 mm	T4
Teneur en fin < 0.06 mm		Teneur en fins < 0.074 mm	T200
< 5% de fins	Symbole simple GP GW SP SW	< 5% de fins	Symbole simple GP GW SP SW
5 < fins < 15%	Symbole simple GM GC SM SC	5 < fins < 12%	Symbole composé GP-GM GP-GC GW-GM GW-GC SP-SM SP-SC SW-SM SW-SC
15 < fins < 50%	Symbole composé I _p < 4% GM-ML, SM-ML 4 < I _p < 7% GM-GC, SM-SC I _p > 7% GC-CL, SC-CL	12 < fins < 50%	Symbole simple et composé I _p < 4% GM SM 4 < I _p < 7% GM-GC, SM-SC I _p > 7% GC SC
Fins > 50%	Symbole simple selon abaque de plasticité ML, ML-CL, CL, OL, MH, CH, OH, Pt	Fins > 50%	Symbole simple selon abaque de plasticité ML, ML-CL, CL, OL, MH, CH, OH, Pt Possibilité d'un double symbole si teneur en fins comprise entre 45 et 55% : GM-ML, GC-CL, SM-ML, SC-CL

Nomenclature des sols

selon SN 670'010a (1993)

Symbole	Nomenclature		
	Français	Deutsch (CH)	English
GW	Gravier et gravier sableux, propre bien gradué	Sauberer, gut abgestufter Kies und sandiger Kies	Well-graded gravel
GP	Gravier et gravier sableux, propre mal gradué	Sauberer, schlecht abgestufter Kies und sandiger Kies	Poorly-graded gravel
GM	Gravier avec un peu de limon	Kies mit wenig Silt	Gravel with few silt
GC	Gravier avec un peu d'argile	Kies mit wenig Ton	Gravel with few clay
GM-ML	Gravier limoneux	Siltiger Kies	Silty gravel
GM-GC	Gravier limono-argileux	Siltiger bis toniger Kies	Silty to clayey gravel
GC-CL	Gravier argileux	Toniger Kies	Clayey gravel
GC-CH	Gravier avec argile de grande plasticité	Kies mit Ton hoher Plastizität	Gravel with fat clay
SW	Sable et sable graveleux, propre bien gradué	Sauberer, gut abgestufter Sand und kiesiger Sand	Well-graded sand
SP	Sable et sable graveleux, propre mal gradué	Sauberer, schlecht abgestufter Sand und kiesiger Sand	Poorly-graded sand
SM	Sable avec un peu de limon	Sand mit wenig Silt	Sand with few silt
SC	Sable avec un peu d'argile	Sand mit wenig Ton	Sand with few clay
SM-ML	Sable limoneux	Siltiger Sand	Silty sand
SM-SC	Sable limono-argileux	Siltiger bis toniger Sand	Silty to clayey sand
SC-CL	Sable argileux	Toniger Sand	Clayey sand
SC-CH	Sable avec argile de grande plasticité	Sand mit Ton hoher Plastizität	Sand with fat clay
ML	Limon graveleux ou sableux	Kiesiger oder sandiger Silt	Gravelly or sandy silt
CL-ML	Limon argileux avec sable et/ou gravier	Toniger Silt mit Sand und/oder Kies	Clayey silt with sand or gravel
CL	Limon argileux, graveleux et/ou sableux	Kiesiger und/oder sandiger toniger Silt	Gravelly or sandy lean clay
OL	Limon organique, graveleux et/ou sableux	Kiesiger und/oder sandiger organischer Silt	Gravelly or sandy organic Silt
CH	Argile limoneuse, graveleuse et/ou sableuse	Kiesiger und/oder sandiger siltiger Ton	Gravelly or sandy fat clay
OH	Argile limoneuse organique, graveleuse et/ou sableuse	Kiesiger und/oder sandiger organischer siltiger Ton	Gravelly or sandy organic clay
MH	Limon graveleux et/ou sableux de haute plasticité	Kiesiger und/oder sandiger Silt hoher Plastizität	Gravelly or sandy elastic silt
Pt	Tourbe	Torf	Peat

Diverses formes de l'eau dans les sols non saturés

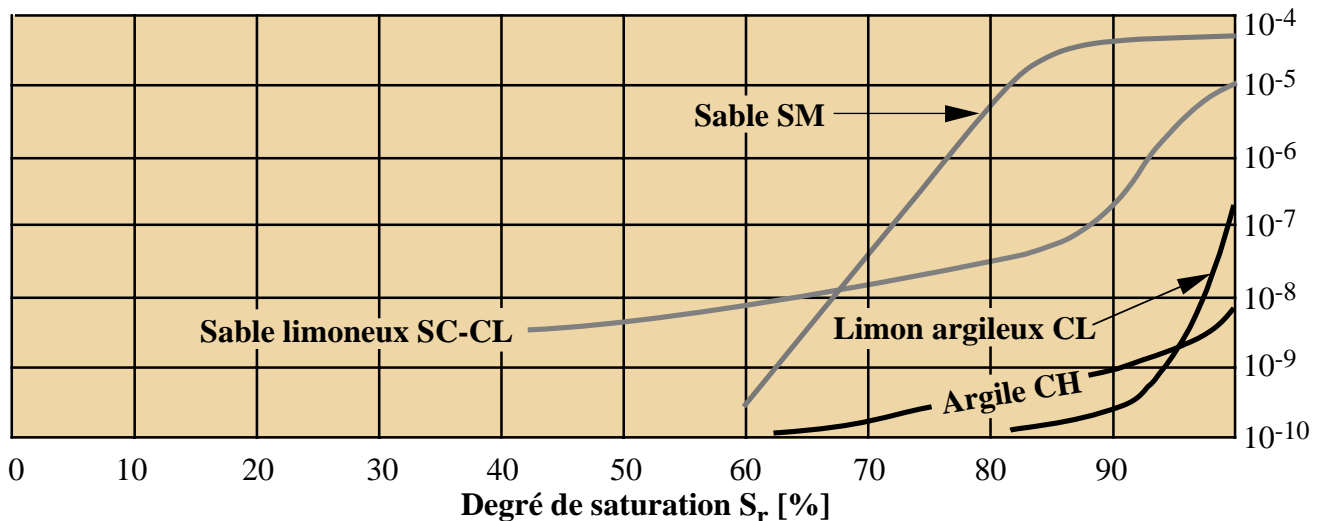
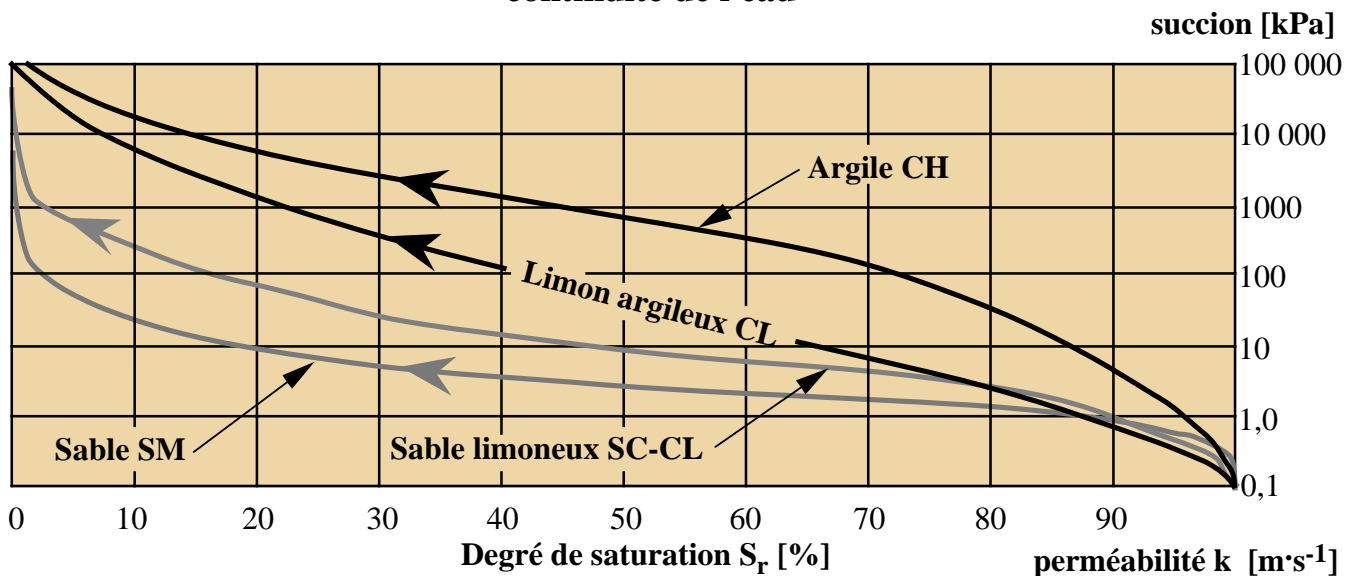
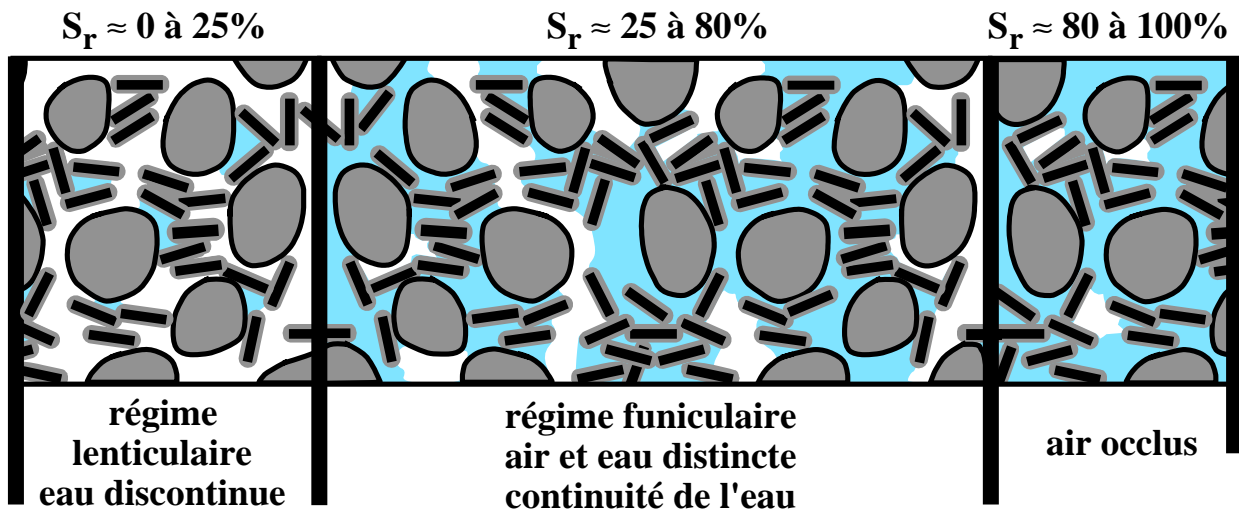
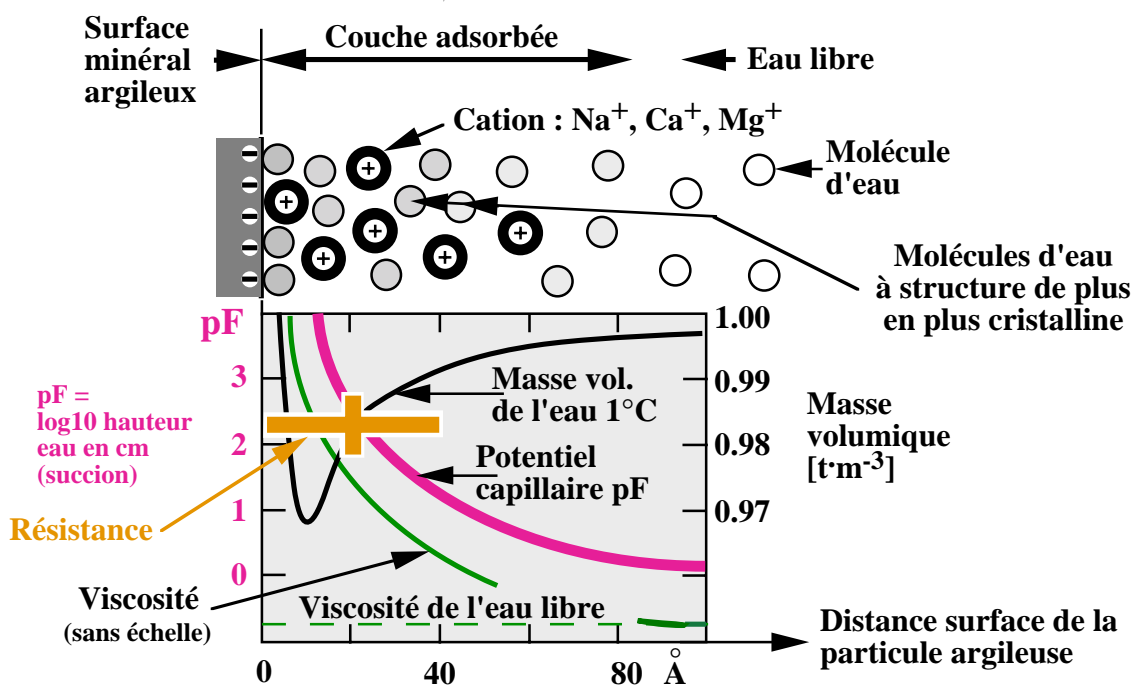
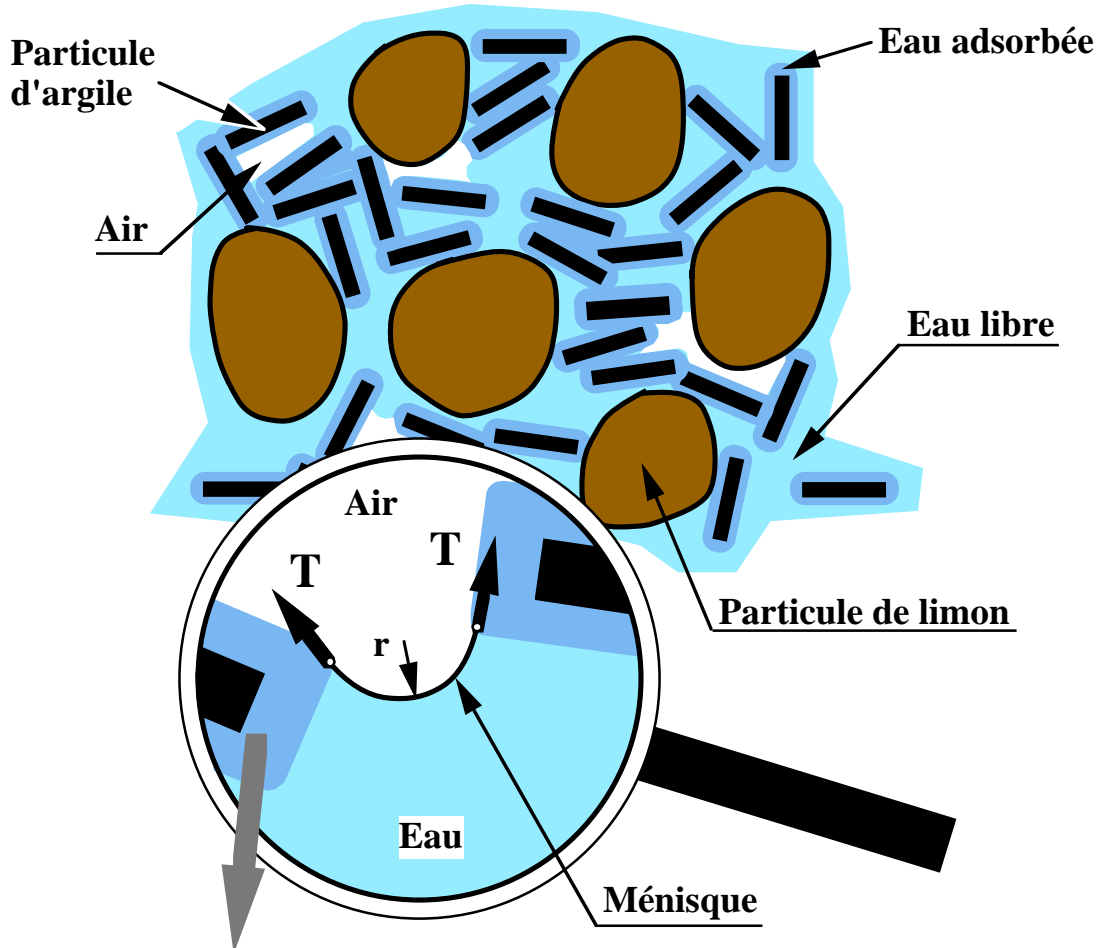
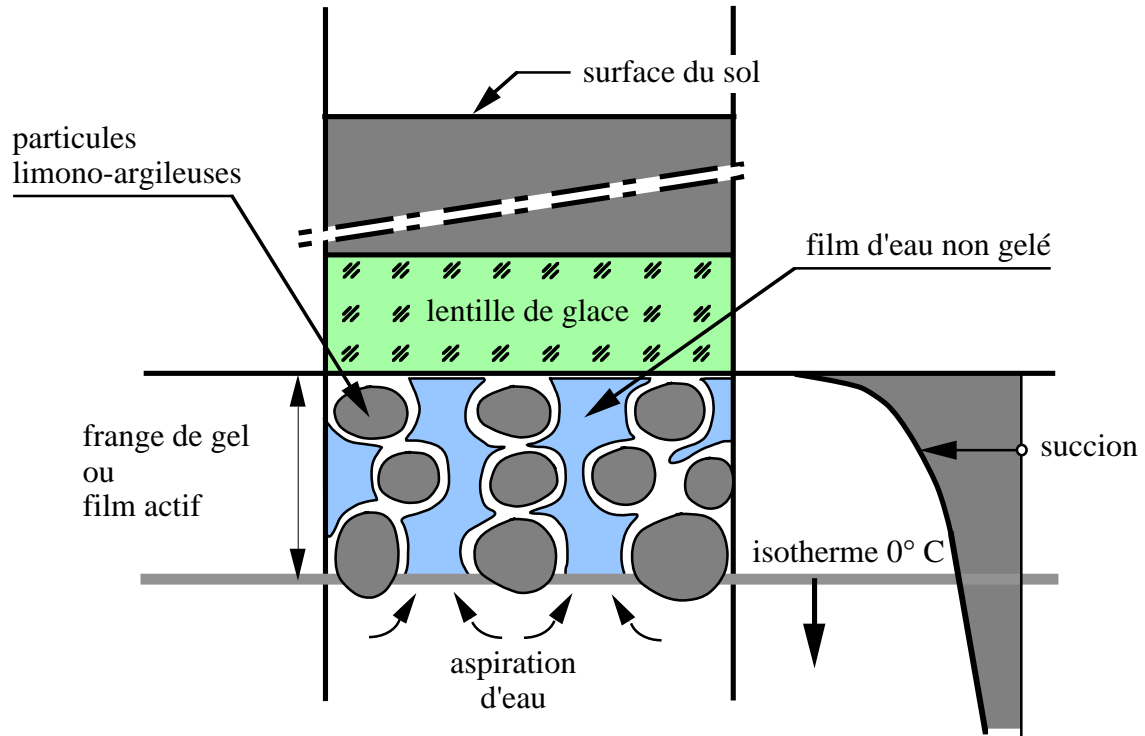


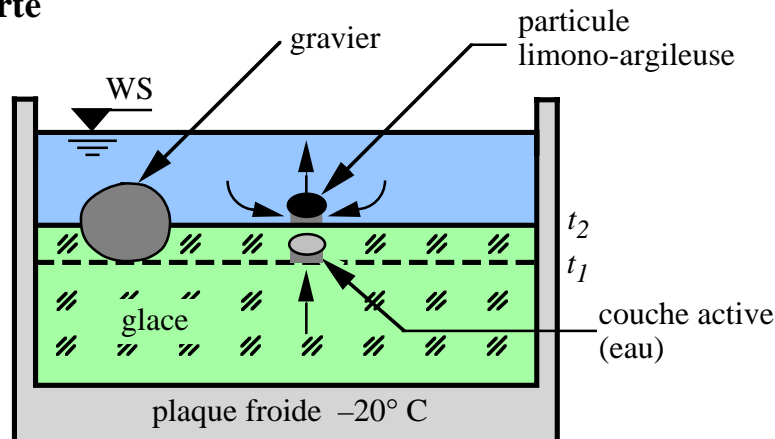
Schéma sols fins



Frange de gel

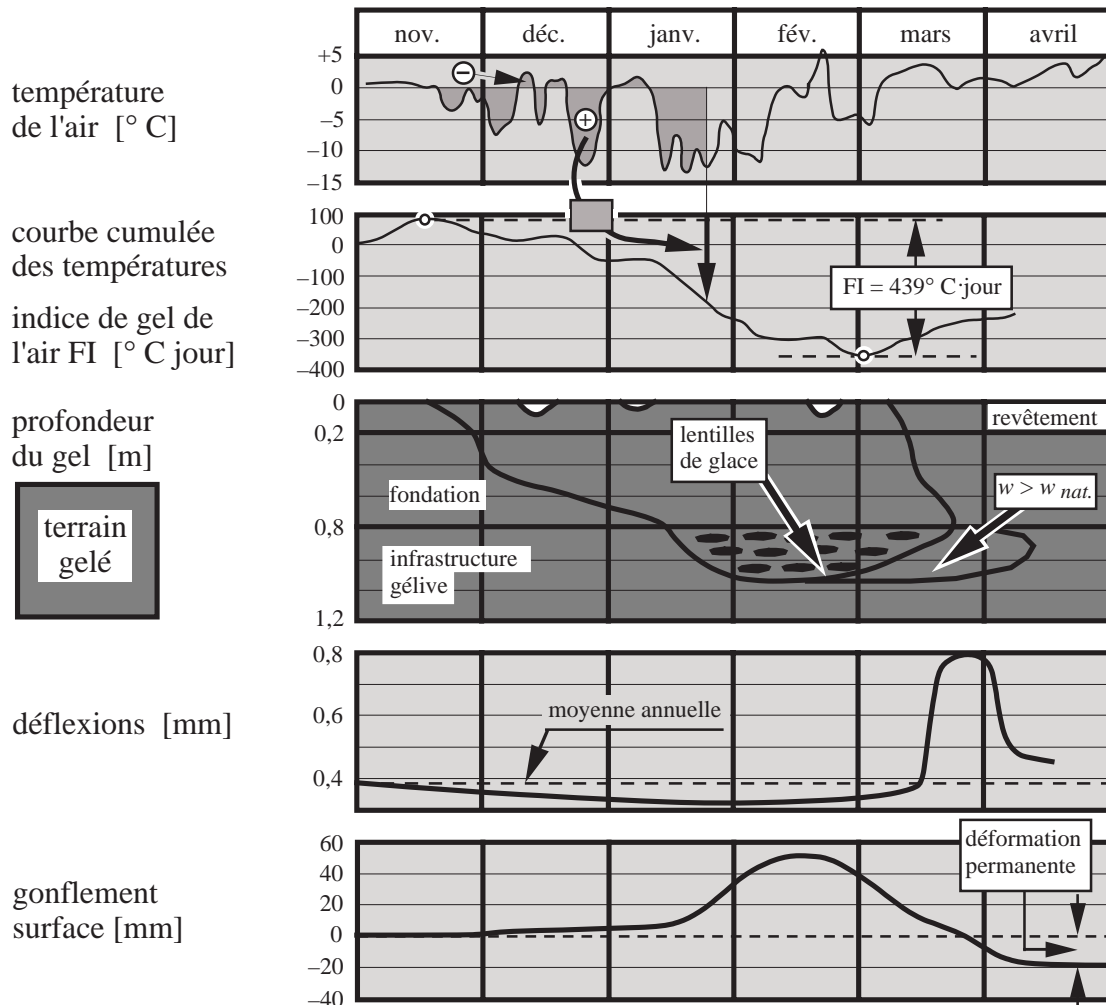


Expérience de Corte



L'expérience de Corte consiste à faire geler une colonne d'eau du bas vers le haut et à déposer, à un certain moment t_1 , sur la surface supérieure de la glace des particules de différentes dimensions. Les particules les plus fines se maintiennent sur le front de la glace qui progresse du bas vers le haut, alors que les plus grosses sont absorbées par la glace (temps t_2 sur la figure). Seule la présence d'un film liquide à la surface des particules fines peut expliquer leur déplacement vertical avec le front de glace.

Indice de gel de l'air FI, gonflement et diminution de la portance au dégel



Normes SN (Suisse) : Essais sur les sols et divers relatif à la mécanique des sols**No SN Nom**

640 034	Signes conventionnels géotechniques (<i>en révision</i>)
640 302a	Nomenclature super- et infrastructure
640 311a	Études géotechniques pour l'établissement du projet
640 312a	Effet des ébranlements sur les constructions
640 342a	Drainage, étude des projets
640 383	Murs de soutènement, type de murs
640 385	Murs de soutènement, fondations
640 386	Murs de soutènement, parements
640 387	Murs de soutènement, joints
640 388	Murs de soutènement, couronnements
640 389	Murs de soutènement, assainissement et remblayage
640 500a	Stabilisation, généralités
640 503a	Stabilisation à la chaux aérienne
640 506	Stabilisation aux liants hydrocarbonés
640 509a	Stabilisation aux liants hydrauliques
640 530b	Évacuation des eaux, définitions
640 532b	Évacuation des eaux, collecteurs et drainages, prescriptions d'exécution
640 535b	Fouilles en tranchée, prescriptions d'exécution
640 538a	Prescriptions administratives pour les travaux de fouille dans les voies publiques
640 550	Géotextiles, définitions et description des produits
640 552	Géotextiles, exigences pour les fonctions de séparation, de filtration et de drainage
640 575	Terrassements, généralités, classement des sols
640 576	Remblais et déblais, prescriptions d'exécution
640 585a	Compactage, exigences (<i>en révision</i>)
640 586	Compactage, méthodes de contrôle (<i>en révision</i>)
640 588a	Compactage à l'aide d'engins de chantier
670 005	Classification des sols, méthode de chantier selon USCS
670 008	Classification des sols, méthode de laboratoire selon USCS
670 010a	Coefficients caractéristiques des sols
670 120b	Graves pour couches de fondation, prescriptions de qualité (<i>en révision</i>)
670 125a	Matériaux pour filtre, prescriptions de qualité
670 140a	Gel
670 312a	Appareil VSS pour essais de plaque ME et ME rapide
670 316	Pénétrömètre CBR, essai in situ
670 317a	Essai de plaque ME
670 318	Essai ME rapide
670 319a	Essai de plaque, selon Westergaard
670 320a	Essai CBR en laboratoire (<i>en révision</i>)
670 330b	Compactage selon AASHTO
670 335a	Masse volumique du sol
670 340b	Teneur en eau
670 345a	Limites de consistance
670 350	Pénétrömètre de poche, scissomètre de poche et de laboratoire
670 352	Compression simple
670 362a	Poutre de Benkelman
670 365*	Contrôle du compactage par essieu de 10 t
670 800c	Prélèvement d'échantillons
670 808a	Tamis d'analyse, exigences
670 810c	Analyse granulométrique par tamisage
670 816a	Sédimentométrie par la méthode de l'aréomètre

Ordre de grandeur de quelques paramètres de résistance et de déformabilité des sols

sols	USCS	I_P [%]	forme grains	Φ' [°]	c' [kPa]	M_E [MPa]	C_c	C_s
roche concassée			angul.	47 ± 7	0	200 - 400		
gravier propre	GW	0	toutes	40 ± 5	0	50 - 300		
gravier limoneux	GM	2-6	toutes	36 ± 4	env. 0	40 - 300		
gravier argileux	GC	7-12	toutes	34 ± 4	env. 0	20 - 200		
sable propre à granulométrie étendue	SW	0	angul.	40 ± 4	0	30 - 100		
sable propre à granulométrie uniforme	SP	0	arrond.	36 ± 6	0	20 - 80		
sable peu à moyennement limoneux	SM	2-6	toutes	34 ± 3	env. 0	30 - 100		
sable peu à moyennement argileux	SC	6-12	toutes	32 ± 3	env. 0	20 - 80		
sable argileux	SC-CL	9-15	toutes	27 ± 3	5 ± 5	10 - 50		
limon	ML	2-6		33 ± 4	env. 0	6 - 20		
limon argileux (1)	CL-ML	4-10		30 ± 4	15 ± 10	3 - 20 (3)	$0,100 \pm 0,070$	$0,010 \pm 0,007$
argile limoneuse (1)	CL	12-18		27 ± 4	20 ± 10	2 - 10 (3)	$0,150 \pm 0,100$	$0,025 \pm 0,015$
argiles (1)	CH	~20		20 ± 4	20 ± 10	1 - 4 (3)	$0,300 \pm 0,150$	$0,040 \pm 0,025$
	CH	~40		15 ± 4	25 ± 10	0.7 - 2 (3)	$0,400 \pm 0,200$	$0,060 \pm 0,040$
	CH	~60		11 ± 4	(2)	0.5 - 1 (3)	0,600 - 1,000	0,070 - 0,090
	CH	>100		< 8	(2)	< 1 (3)	0,900 - 1,500	0,090 - 0,130

(1) c' et C_c pour des sols normalement consolidés
(2) dépend trop de la nature du minéral argileux
(3) pour sol normalement consolidé; utiliser de préférence les C_c et C_s
 \pm = écart type

Cohésion apparente c_u des sols fins (grosière approximation)

Pour analyse non drainée

$$w > w_L \quad c_u < 10 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

$$w_L > w > w_P \quad 10 < c_u < 50 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

$$w < w_P \quad c_u > 50 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$$

w = teneur en eau [%]

w_L = limite de liquidité [%]

w_P = limite de plasticité [%]

Relations entre les principaux paramètres

Légende : indéterminé

Paramètres connus	Paramètres à déterminer								
	ρ	ρ_d	ρ_{sat}	ρ_s	w [%]	w_{sat} [%]	n [-]	e [-]	S_r [%]
ρ, w	ρ	$\frac{100 \rho}{100 + w}$			w				
ρ_d, n		ρ_d	$\rho_d + n \rho_w$	$\frac{\rho_d}{1 - n}$		$\frac{100 \rho_w n}{\rho_d}$	n	$\frac{n}{1 - n}$	
ρ_d, e		ρ_d	$\rho_d + \frac{e}{1+e} \rho_w$	$\rho_d (1+e)$		$\frac{100 \rho_w e}{\rho_d (1+e)}$	$\frac{e}{1 + e}$	e	
ρ_d, w	$\rho_d \left(\frac{100+w}{100} \right)$	ρ_d			w				
ρ_s, ρ_d		ρ_d	$\rho_d + \left(\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \right) \rho_w$	ρ_s	teneur en eau volumique θ $\theta = \frac{\rho_w}{\rho_s} w$ $\theta = \frac{w \rho_d}{\rho_w} \rho_d$	$\left(\frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{\rho_w}{\rho_s} \right) 100$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$	
ρ_s, ρ_{sat}		$\frac{\rho_{sat} - \rho_w}{1 - \frac{\rho_w}{\rho_s}}$	ρ_{sat}	ρ_s		$\frac{100 (\rho_s - \rho_{sat})}{\rho_s \left(\frac{\rho_{sat}}{\rho_w} - 1 \right)}$	$\frac{\rho_s - \rho_{sat}}{\rho_s - \rho_w}$	$\frac{\rho_s - \rho_{sat}}{\rho_{sat} - \rho_w}$	
ρ_s, w_{sat}		$\frac{\rho_w}{\frac{\rho_w}{\rho_s} + \frac{w_{sat}}{100}}$	$\frac{\rho_s (100 + w_{sat})}{100 + \frac{\rho_s}{\rho_w} w_{sat}}$	ρ_s		w_{sat}	$1 + \frac{1}{\frac{\rho_s}{\rho_w} w_{sat}}$	$\frac{\rho_s w_{sat}}{\rho_w 100}$	
ρ_s, n		$\rho_s (1-n)$	$(1-n) \rho_s + n \rho_w$	ρ_s		$\frac{\rho_w}{\rho_s} \frac{n}{1-n} 100$	n	$\frac{n}{1 - n}$	
ρ_d, w, S_r	$\rho_d \left(\frac{100+w}{100} \right)$	ρ_d	$\rho_d \left(1 + \frac{w}{S_r} \right)$	$\frac{S_r \rho_d}{S_r \rho_w - w \rho_d}$	w	$\frac{w}{S_r} 100$	$\frac{w \rho_d}{\rho_w S_r}$	$\frac{w \rho_d}{\rho_w S_r - w \rho_d}$	S_r
ρ_s, e, w	$\rho_s \left(\frac{1}{1+e} \right) \left(\frac{100+w}{100} \right)$	$\rho_s \left(\frac{1}{1+e} \right)$	$\frac{\rho_s + e \rho_w}{1+e}$	ρ_s	w	$\frac{\rho_w}{\rho_s} e 100$	$\frac{e}{1 + e}$	e	$\frac{w \rho_s}{e \rho_w}$
ρ_s, ρ_d, w	$\rho_d \left(\frac{100+w}{100} \right)$	ρ_d	$\rho_d + \left(\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s} \right) \rho_w$	ρ_s	w	$\left(\frac{\rho_w}{\rho_d} - \frac{\rho_w}{\rho_s} \right) 100$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_s}$	$\frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}$	$\frac{w \rho_s \rho_d}{(\rho_s - \rho_d) \rho_w}$
ρ_s, ρ, S_r	ρ	$\frac{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right)}{\rho_s - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	$\frac{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right) + \rho_w (\rho_s - \rho)}{\rho_s - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	ρ_s	$\frac{\rho_w S_r (\rho_s - \rho)}{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right)}$	$\frac{\rho_w (\rho_s - \rho) 100}{\rho_s \left(\rho - \frac{\rho_w S_r}{100} \right)}$	$\frac{\rho_s - \rho}{\rho_s - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	$\frac{\rho_s - \rho}{\rho - \frac{\rho_w S_r}{100}}$	S_r

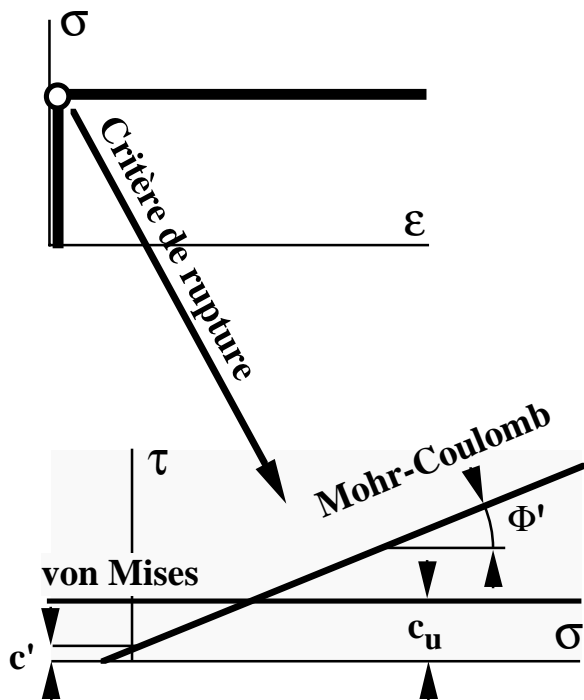
Symbole	Unité	Français	Deutsch (CH)	English (UK+US)
		Identification	Identifikation	Identification
ρ	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique du sol	Feuchtdichte	density of soil
γ	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique du sol	Feuchtraumgewicht	unit weight of soil
ρ_d	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique du sol sec	Trockendichte	density of dry soil
γ_d	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique du sol sec	Trockenraumgewicht	unit weight of dry soil
ρ_s	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique des particules solides	Dichte der Festsubstanz	density of solid particles
γ_s	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique des particules solides	Spezifisches Gewicht der Festsubstanz	unit weight of solid particles
ρ_{sat}	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique du sol saturé	Dichte des gesättigten Bodens	density of saturated soil
γ_{sat}	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique du sol saturé	Raumgewicht der gesättigten Böden	unit weight of saturated soil
ρ'	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique du sol déjaugé	Dichte des Bodens unter Auftrieb	density of submerged soil
γ'	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique du sol déjaugé	Raumgewicht des Bodens unter Auftrieb	unit weight of submerged soil
ρ_w	$t \cdot m^{-3}$	masse volumique de l'eau	Dichte des Wassers	density of water
γ_w	$kN \cdot m^{-3}$	poids volumique de l'eau	Raumgewicht des Wassers	unit weight of water
S_r	%	degré de saturation	Sättigungsgrad	degree of saturation
w	% (1)	teneur en eau	Wassergehalt	water content
w_L	% (1)	limite de liquidité	Fliessgrenze	liquid limit
w_P	% (1)	limite de plasticité	Ausrollgrenze	plastic limit
I_P	% (1)	indice de plasticité	Plastizitätsindex	plasticity index
I_L	% (1)	indice de liquidité	Liquiditätsindex	liquidity index
om	% (1)	teneur en matière organique	Gehalt an organischen Substanzen	organic matter content
I_D	-	indice de densité (densité relative)	Dichteindex (Lagerungsdichte)	density index
		Granulométrie	Kornverteilung	Grain size distribution
d_x	mm	diamètre des grains à x % de la courbe granulométrique	Korndurchmesser bei x% der Korngrössenverteilungskurve	x percent-grain diameter
d_{max}	mm	diamètre maximum des grains	maximaler Korndurchmesser	maximum grain size
d_{min}	mm	diamètre minimum des grains	minimaler Korndurchmesser	minimum grain size
C_{cd}	-	degré de courbure	Krümmungsgrad	coefficient of curvature
C_{ud}	-	coefficient d'uniformité	Steilheitskoeffizient	uniformity coefficient

Symbole	Unité	Français	Deutsch (CH)	English (UK+US)
		Déformabilité	Zusammendrückbarkeit	Deformability
e	-	indice de vide	Porenziffer	void ratio
n	%	porosité	Porosität	porosity
e ₀	-	indice de vide correspondant à σ'_{v0}	Porenziffer bei σ'_{v0}	void ratio at σ'_{v0}
σ'_{v0}	kPa	contrainte effective verticale initiale en place	effektive vertikale Anfangsspannung in situ	effective overburden pressure
e _p	-	indice de vide correspondant à σ'_p	Porenziffer bei σ'_p	void ratio at σ'_p
σ'_p	kPa	contrainte de préconsolidation	Ueberkonsolidationsspannung	preconsolidation pressure
C _c	-	indice de compression	Zusammendrückungsindex	compression index
C _s	-	indice de gonflement	Quellindex	swelling index
E _{œd}	kPa	module œdométrique	Oedometersmodul	oedometric modulus
c _v	m ² .s ⁻¹	coefficient de consolidation	Konsolidationskoeffizient	coefficient of consolidation
c _{ve0}	m ² .s ⁻¹	coeff. de consolidation correspondant à e ₀	Konsolidationskoeffizient bei e ₀	coefficient of consolidation at e ₀
E _v	kPa	module de déformation à la plaque (M _E)	Verformungsmodul (M _E)	modulus of deformation with a plate test
E _{v1}	kPa	E _v au premier chargement (M _{E1})	E _v bei Erstbelastung (M _{E1})	E _v at first loading (M _{E1})
E _{v2}	kPa	E _v au deuxième chargement (M _{E2})	E _v bei Zweitbelastung (M _{E2})	E _v at second loading (M _{E2})
E _M	kPa	module pressiométrique	Pressimetersmodul	pressuremeter modulus
$\sigma'_{x\min}$ $\sigma'_{x\max}$	kPa	contrainte effective minimale et maximale définissant le domaine de validité d'un paramètre, avec x=1,2,3,v,h	effektive minimale und maximale Spannung, die den Wertbereich eines Parameters definieren, mit x=1,2,3,v,h	maximum or minimum effective pressure for the validity field of a parameter, with x = 1,2,3,v,h
k _s	kN.m ⁻³	module de réaction	Bettungsziffer	modulus of subgrade reaction
		Hydraulique	Hydraulik	Hydraulics
k	m.s ⁻¹	coefficient de perméabilité (Darcy)	Durchlässigkeitskoeffizient (Darcy)	coefficient of permeability
k _{e0}	m.s ⁻¹	coefficient de perméabilité correspondant à e ₀	Durchlässigkeitskoeffizient bei e ₀	coefficient of permeability at e ₀
h	m	charge hydraulique	Druckhöhe	hydraulic head or potential

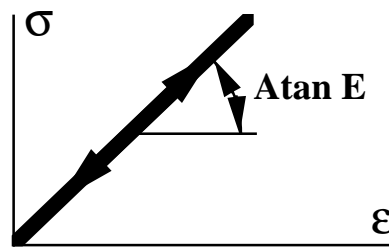
Symbole	Unité	Français	Deutsch (CH)	English (UK+US)
		Résistance	Festigkeit	Strength
Φ'	°	angle de frottement effectif	effektiver Reibungswinkel	effective angle of internal friction
Φ'_R	°	angle de frottement résiduel	Restreibungswinkel	residual angle of internal friction
c'	kPa	cohésion effective	effektive Kohäsion	effective cohesion intercept
c'_R	kPa	cohésion résiduelle	Restkohäsion	residual cohesion intercept
Φ_u	°	angle de frottement apparent (non drainé)	Innerer Reibungswinkel (undrainiert)	apparent angle of internal friction (undrained)
c_u	kPa	cohésion apparente (non drainée) $c_u = q_u/2$	undrainierte Scherfestigkeit $c_u = q_u/2$	apparent cohesion intercept (undrained)
c_r	kPa	cohésion remaniée	gestörte Scherfestigkeit	remoulded undrained shear strength
c_{up}	kPa	résistance au pénétromètre de poche	Scherfestigkeit (Taschenpenetrometers)	pocket penetrometer shear strength
c_{us}	kPa	résistance au scissomètre	Scherfestigkeit (Flügelsonde)	vane shear strength
v_s	mm·h ⁻¹	vitesse d'un essai de cisaillement	Geschwindigkeit eines Scherversuches	speed of a shear test
A_S	-	coefficient A de Skempton	A-Koeffizient nach Skempton	coefficient A of Skempton
p_l	kPa	pression limite de l'essai pressiométrique	Grenzdruck des Pressimeters	pressuremeter limit pressure
N	(2)	Valeur SPT	SPT-Wert	SPT blow count
		Compactage	Verdichtung	Compaction
w_{opt}	% (1)	teneur en eau optimale (Proctor)	optimaler Wassergehalt (Proctor)	optimum water content (Proctor)
ρ_{dopt}	t·m ⁻³	masse volumique optimale du sol sec	optimale Trockendichte des Bodens	optimum density of dry soil
S_{Topt}	%	degré de saturation correspondant à l'optimum Proctor	Sättigungsgrad bei Proctor opt.	degree of saturation at optimum Proctor
W_c	MJ·m ⁻³	énergie de compactage	Verdichtungsenergie	compaction energy
CBR_1	%	coefficient CBR imméd. après compactage	CBR-Wert direkt nach Verdichtung	CBR-value just after compaction
CBR_2	%	coefficient CBR selon ASTM	CBR-Wert nach ASTM	CBR-value according to ASTM
CBR_F	%	coefficient CBR après cycle gel-dégel (CBR ₃)	CBR-Wert nach Frost-Auftauzyklus (CBR ₃)	CBR-value after freeze-thaw cycle (CBR ₃)
CBR_p	%	coefficient CBR avec le pénétromètre	CBR-Wert mit Penetrometer	CBR-value with the penetrometer
		Remarques	Bemerkungen	Notes
(1)		% de la masse	Masseprozent	% of the mass
(2)		Nbre de coups pour 300 mm	Anzahl Schläge für 300 mm	blow count for 300 mm

Lois classiques

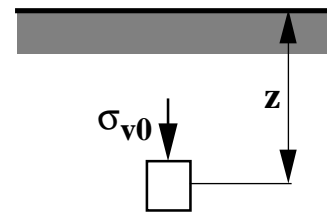
Rupture



Déformation (tassement)

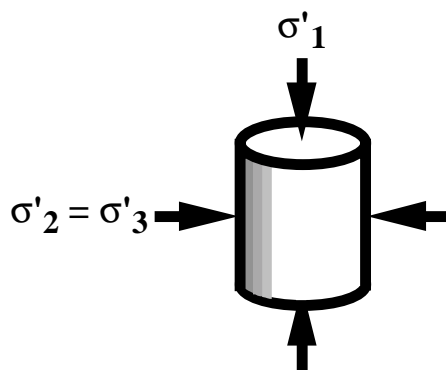
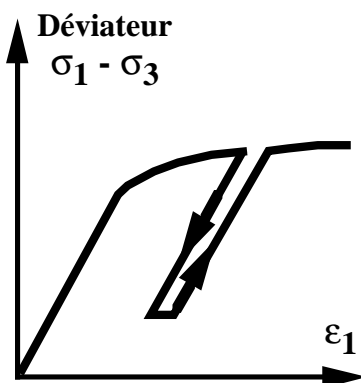


$E = f(\sigma_{v0}, \text{charge-décharge})$

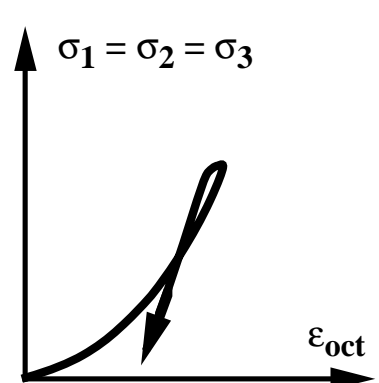


Réalité

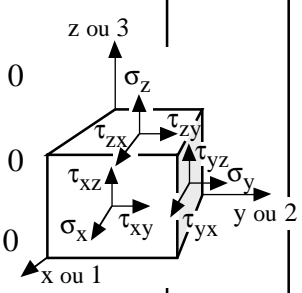
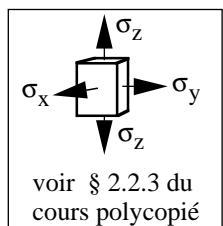
Tenseur de contraintes déviatorique



Tenseur de contraintes sphérique



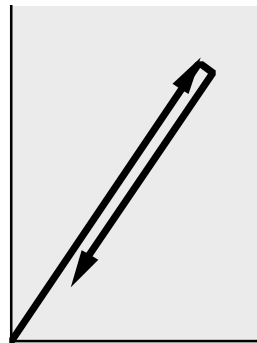
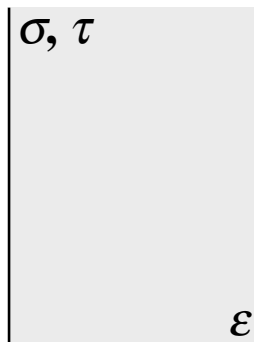
Les équations des contraintes et déformations

Notation indicielle (d'Einstein)	Notation xyz	Nbre équations	Nbre inconnues	
<p>1. Equations d'équilibre</p> $\frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial x_i} + \frac{\partial u}{\partial x_j} + F_j = 0 \quad \begin{matrix} i = 1,2,3 \\ j = 1,2,3 \end{matrix}$ <p>$\sigma = \sigma' + u$</p> <p>$F_j =$ force par unité de volume dans la direction j</p> <p>En général, F_x (ou F_1) = F_y (ou F_2) = 0 sauf si forces d'inertie (séisme par ex.) F_z (ou F_3) = $-\rho \cdot g$ car sol = milieu pesant</p>	$\frac{\partial \sigma'_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x} + F_x = 0$ <p>qui s'écrit habituellement :</p> $\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial x} + F_x = 0$ $\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial y} + F_y = 0$ $\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} + F_z = 0$ 	3	6 3 σ 3 τ $\tau_{ij} = \tau_{ji}$	
<p>2. Relations déformation-déplacement (équations géométriques)</p> $\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad \begin{matrix} i = 1,2,3 \\ j = 1,2,3 \end{matrix}$ <p>Formulation de Lagrange : la position d'un point est décrite en fonction de ses coordonnées initiales (avant déformation).</p> <p>Par opposition à la formulation d'Euler où la position d'un point est décrite en fonction de ses coordonnées après déformation.</p>	$\epsilon_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial x} \right) = \frac{\partial u_x}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial x}$ <p>$u_x = u ; u_y = v ; u_z = w$</p> $\epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$ $\epsilon_{xy} = \frac{\gamma_{xy}}{2} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad \gamma_{xy} = \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$ $\gamma_{yz} = \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right)$ $\gamma_{zx} = \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)$	6	9 u, v, w $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ $\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$	
<p>3. Relations contrainte-déformation (lois constitutives, équations d'état, équations de déformabilité)</p> <p>$R(\epsilon_{ij}, \sigma_{ij}) = 0$ ou $\epsilon_{ij} = f(\sigma_{ij}) = s_{ij} \cdot \sigma_{ij}$ $i =$ direction des σ, τ $j =$ direction des ϵ</p> <p>$s_{ij} = \text{cte} \Rightarrow$ loi linéaire $s_{ij} = f(\sigma, \epsilon, t) \Rightarrow$ loi non linéaire</p> <p>s_{ij} est la matrice du matériau et son inverse s_{ij}^{-1} la matrice d'élasticité. s_{ij} est symétrique, elle a donc, pour le cas le plus général d'un matériau anisotrope : $36 - 15 = 21$ termes. Exemples (élastiques linéaires) :</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>$\sigma_x \leftarrow \text{fil} \rightarrow \sigma_x \quad \epsilon_x = s_{11} \sigma_x = 1/E \sigma_x$</p> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>$\epsilon_x = s_{31} \sigma_3 = -\nu/E \sigma_3$ $\epsilon_y = s_{32} \sigma_3 = -\nu/E \sigma_3$ $\epsilon_z = s_{33} \sigma_3 = 1/E \sigma_3$</p> </div> </div>  <p>voir § 2.2.3 du cours polycopié</p>		<p>Total intermédiaire</p>	9	15
<p>$\epsilon_{ij} = \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \epsilon_z \\ \epsilon_{xy} \\ \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} \end{pmatrix} \quad \sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} \end{pmatrix}$</p> $s_{ij} = \begin{bmatrix} s_{11} & s_{12} & s_{13} & s_{14} & s_{15} & s_{16} \\ s_{21} & & & & & \\ s_{31} & & & & & \\ s_{41} & & & & & \\ s_{51} & & & & & \\ s_{61} & & & & & \end{bmatrix} \quad \text{etc.}$		6	0	
<p>Il existe encore un 4^{ème} groupe d'équations dont on peut avoir besoin dans certains cas, ce sont les <i>équations de compatibilité des déformations</i> qui sont, en quelque sorte, les équations d'équilibre des déformations.</p>		Total final	15	15

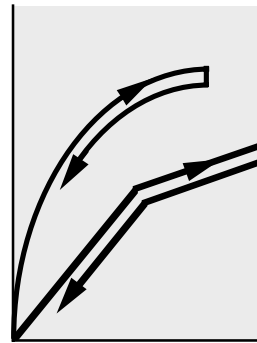
il manque 6 équations

Dans le cas de la mécanique des sols, les σ des exemples seraient négatifs (compression = +)

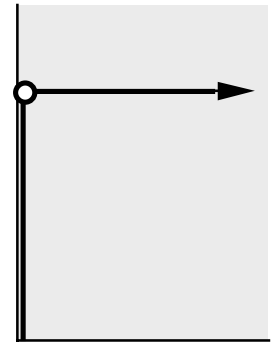
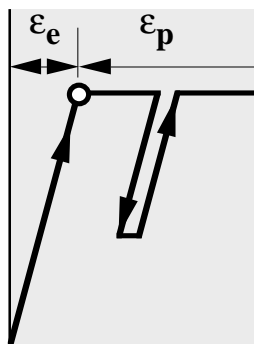
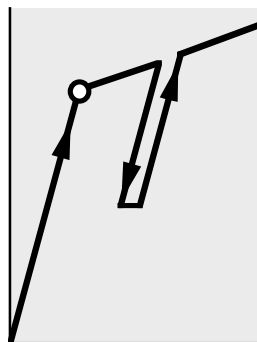
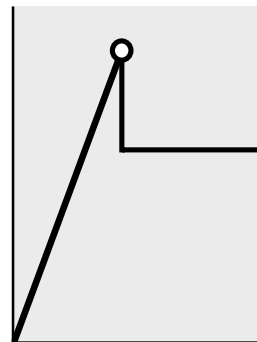
Principales lois constitutives = lois des matériaux = relations σ, ε



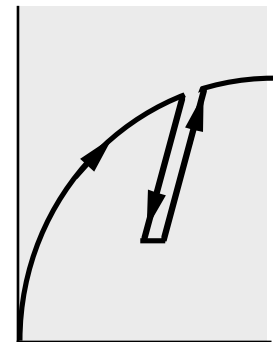
élastique-linéaire



élastique-non linéaire

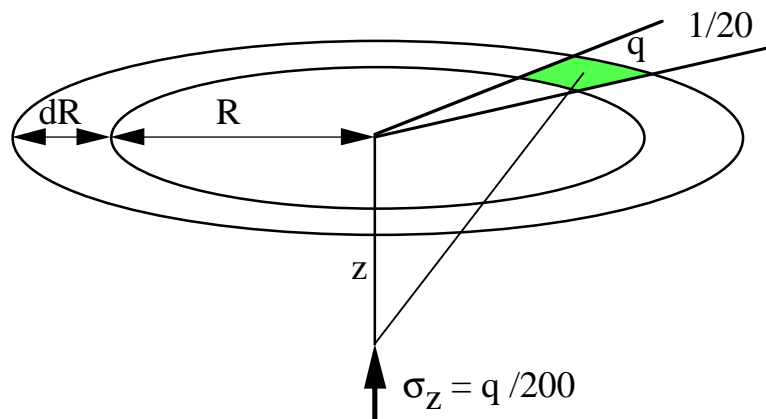
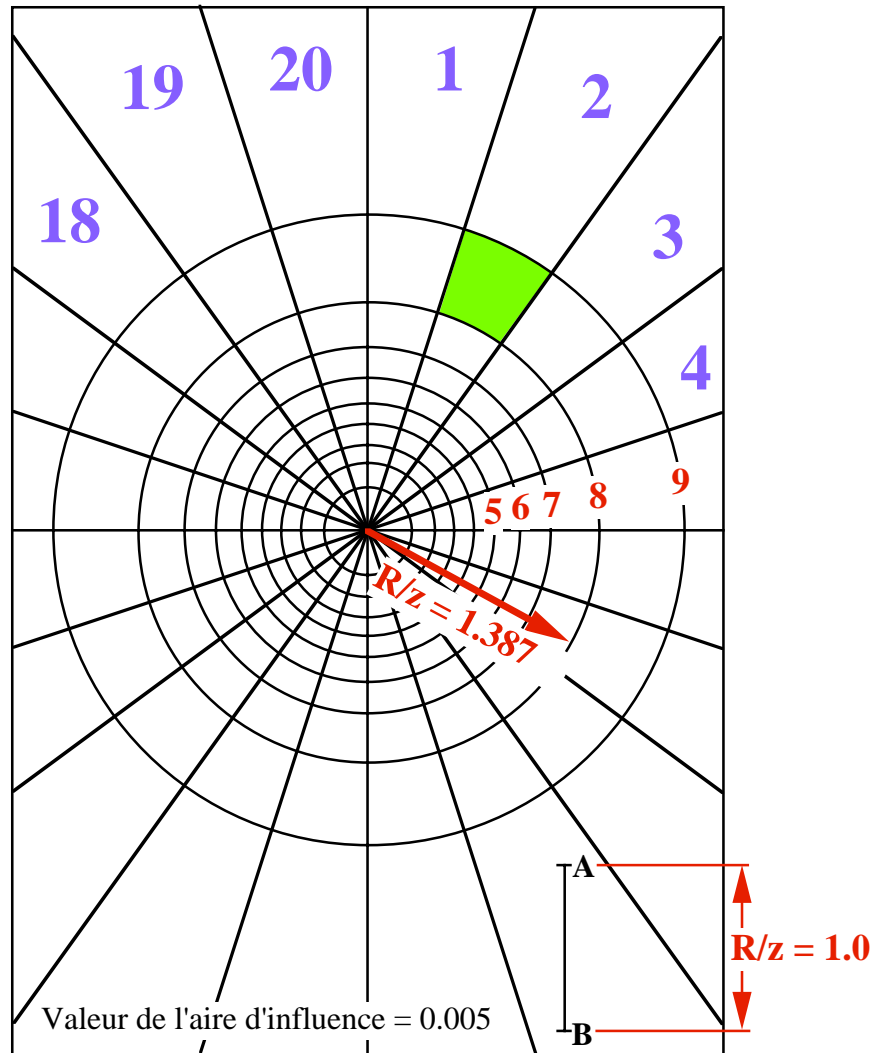
rigide-parfaitement
plastiqueélasto-plastique
sans écrouissageélasto-plastique
avec écrouissage

élasto-plastique fragile

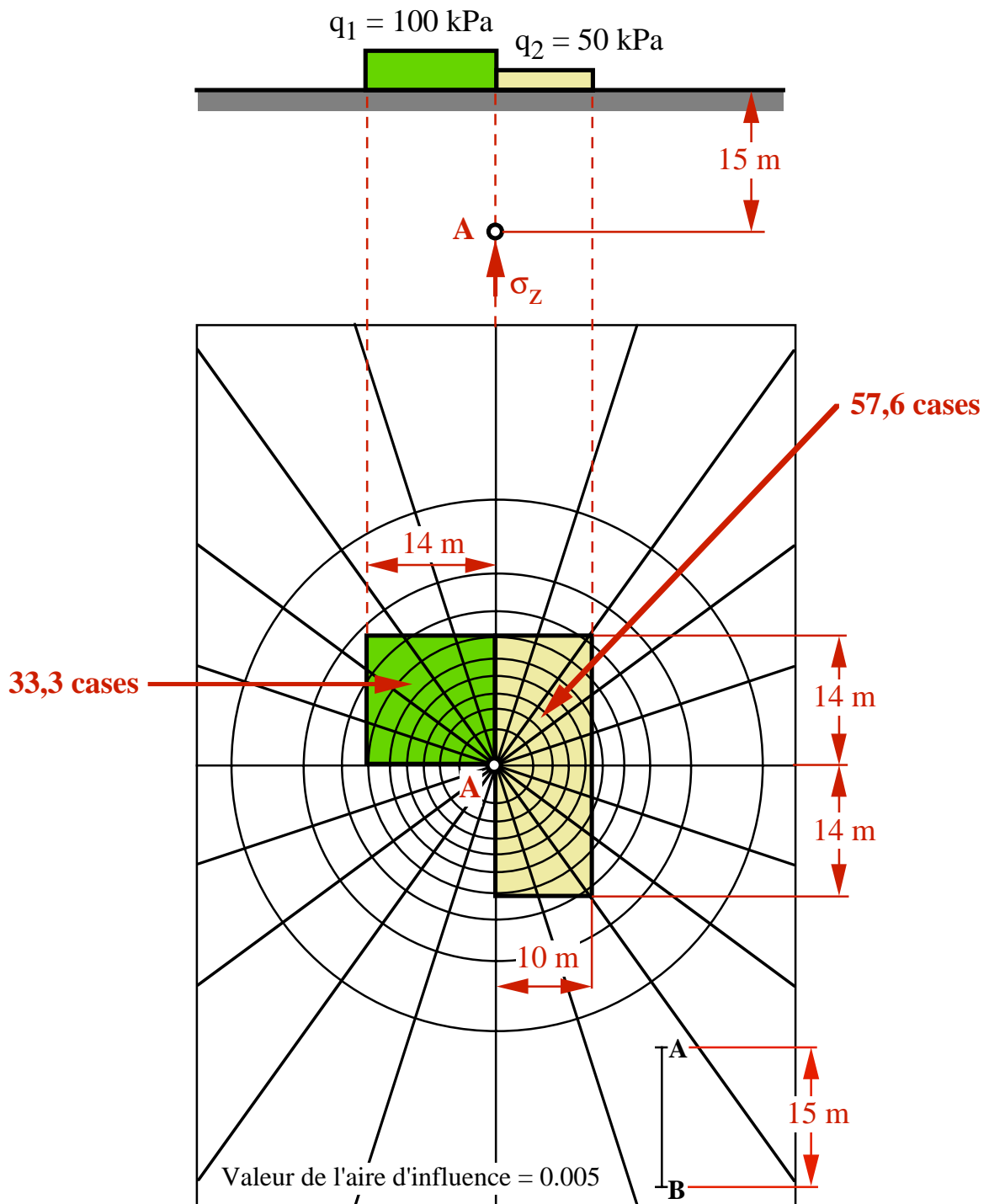
hyperbolique
(Kondner-Duncan)

- Critère de rupture = loi de plastification
(par ex. : Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, von Mises)

Diagramme de Newmark

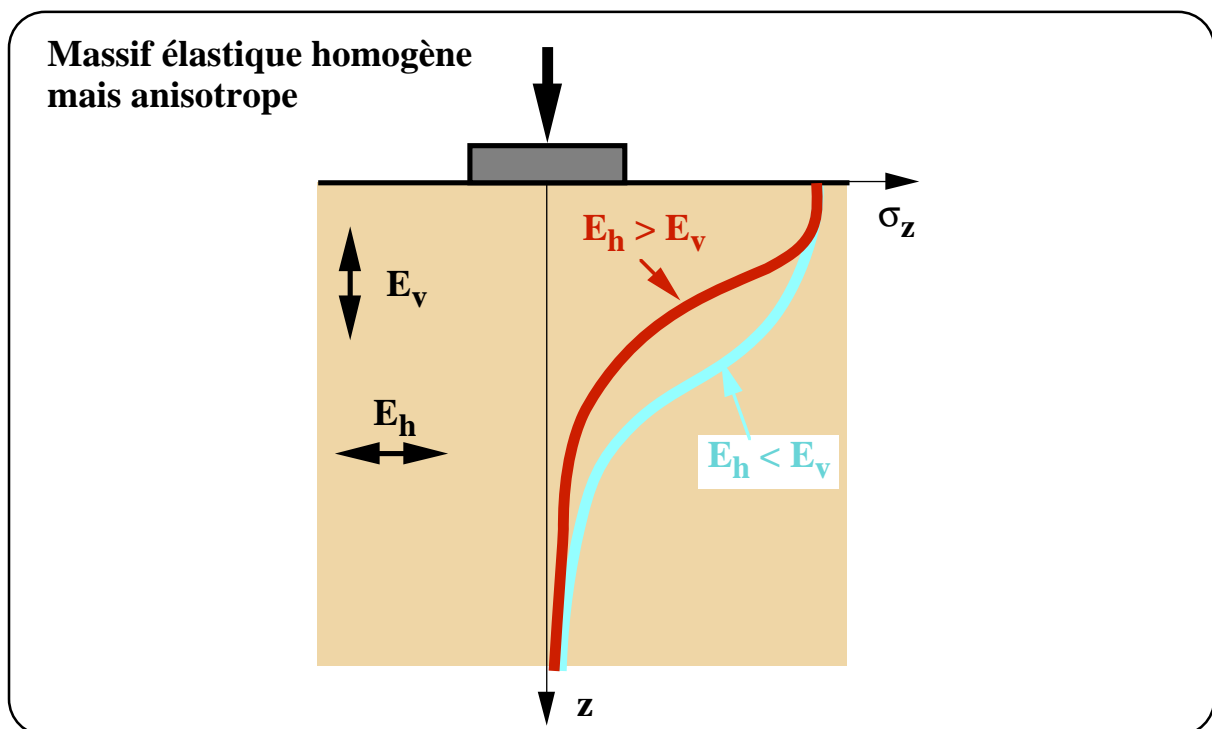
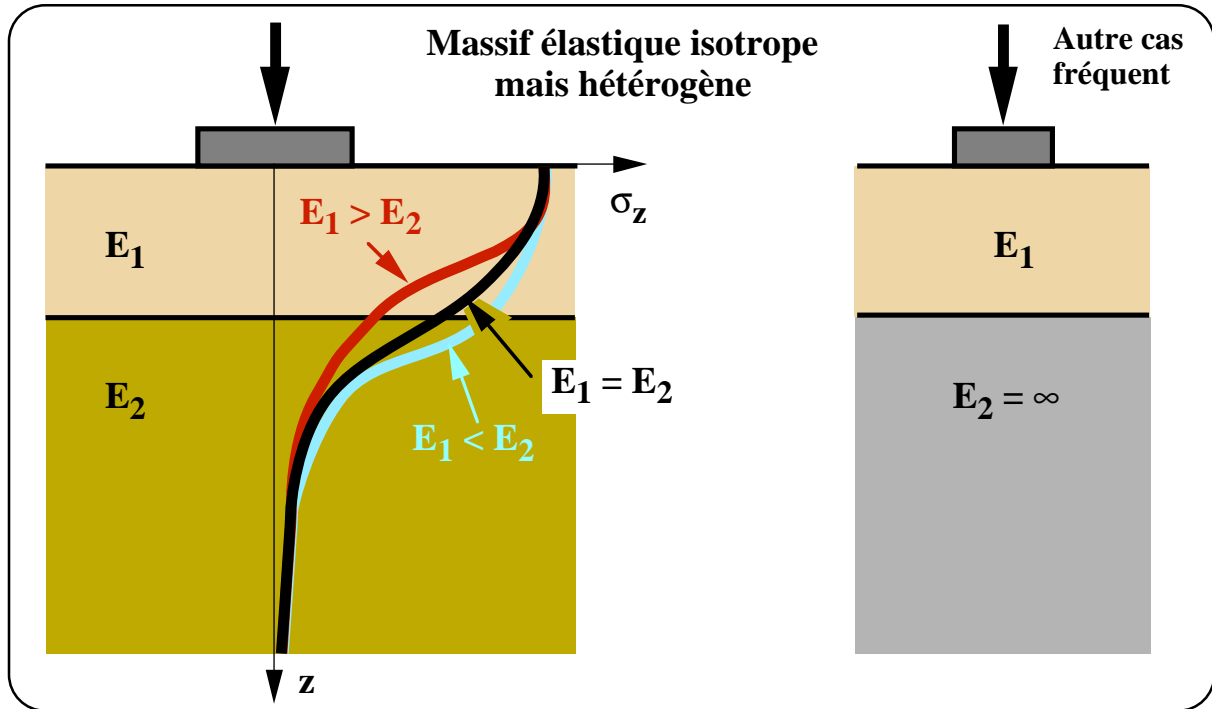


Exemple d'application du diagramme de Newmark :
calcul de la contrainte verticale au point A sous la fondation ci-dessous.



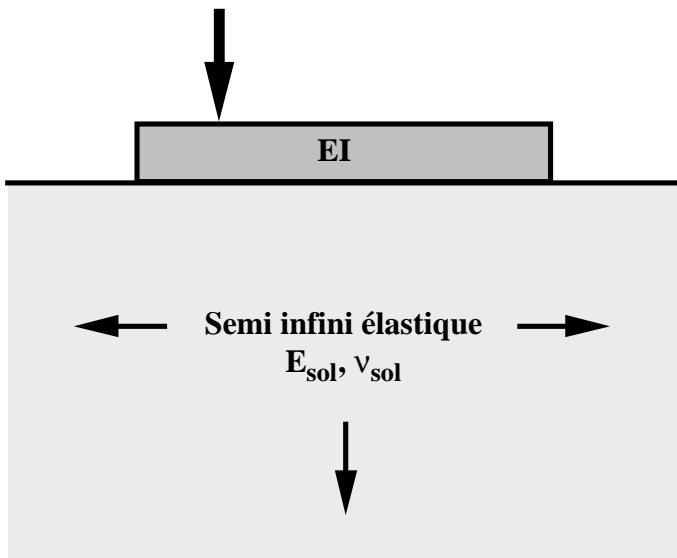
$$\sigma_z = 0.005 (33,3 \cdot 100 \text{ kPa} + 57,6 \cdot 50 \text{ kPa}) = 31 \text{ kPa}$$

Allure du diagramme des contraintes verticales en fonction de la profondeur

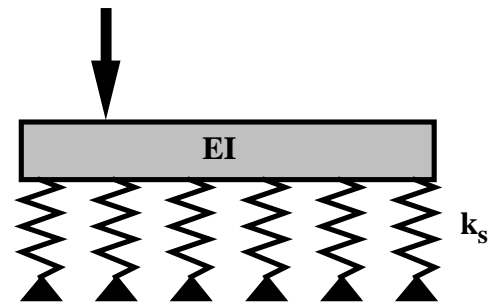


Les deux méthodes de calcul d'une fondation avec rigidité

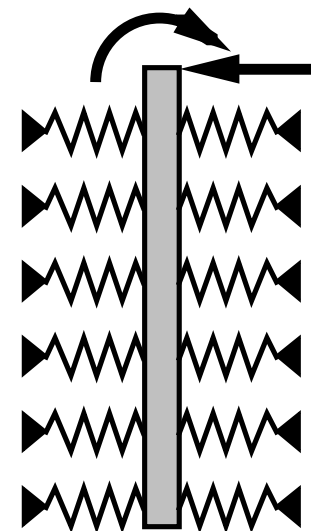
Méthode élastique (2^{ème} ordre)



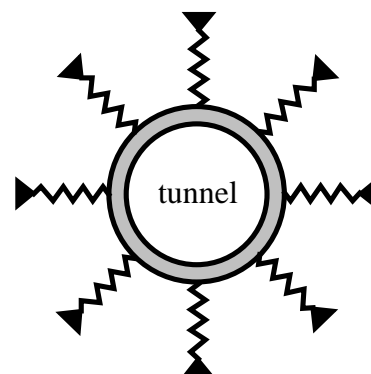
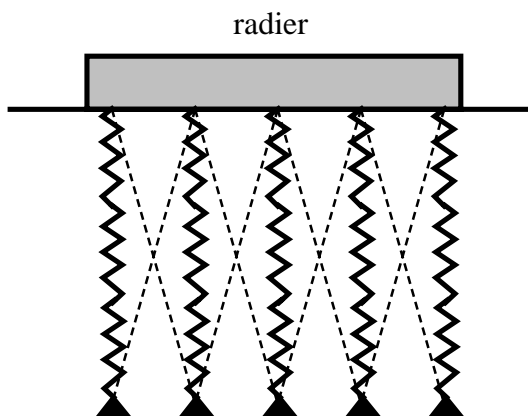
Méthode des ressorts (Westergaard, 1^{ère} ordre)



Dans le cours polycopié,
mais à deux endroits différents.

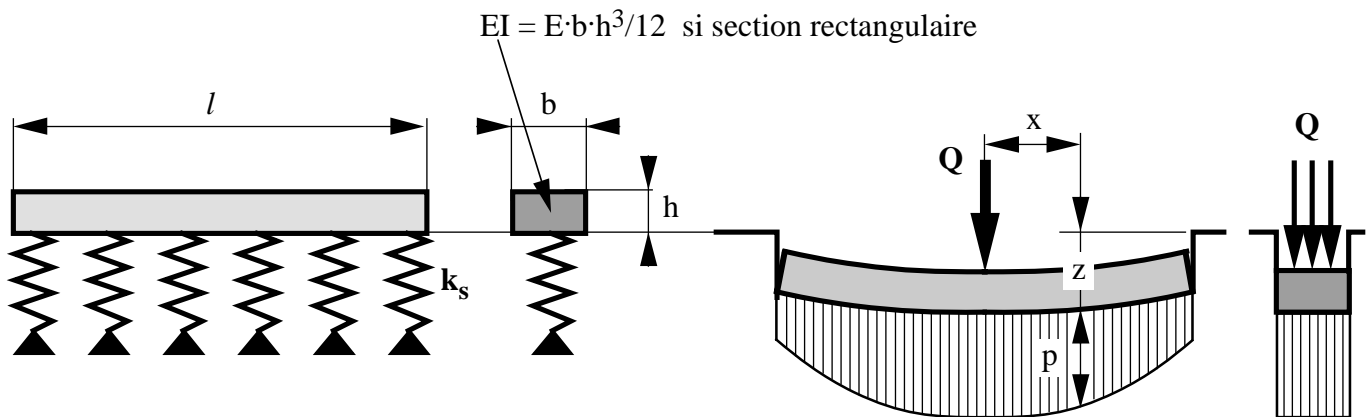


Pieu, paroi



Poutre sur sol élastique (théorie du 1^{er} ordre)

Mise au point



Unités:	b, l, h, x, z [m]
p	[kPa = kN·m ⁻²]
ks	[kN·m ⁻³]
Q	[kN·m ⁻¹]
T	[kN·m ⁻¹]
M	[kN·m·m ⁻¹ = kN]
E	[kPa]
I	[m ⁴]
λ	[m ⁻¹]

Equilibre : $-\frac{dT}{dx} = p = k_s z$ avec T = effort tranchant

Par la théorie de la poutre : $\frac{dT}{dx} = \frac{EI}{b} \frac{d^4z}{dx^4}$

Ainsi : $k_s z = -\frac{EI}{b} \frac{d^4z}{dx^4}$

Equation dont la solution est :

$$z = C_1 \cdot \cosh(\lambda x) \cdot \cos(\lambda x) + C_2 \cdot \sinh(\lambda x) \cdot \sin(\lambda x) + C_3 \cdot \cosh(\lambda x) \cdot \sin(\lambda x) + C_4 \cdot \sinh(\lambda x) \cdot \cos(\lambda x)$$

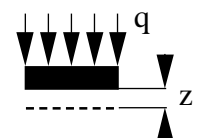
avec : $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b k_s}{4 E I}}$ $\lambda \cdot l =$ rigidité relative; si $\lambda \cdot l < 1.5$ on peut considérer que la poutre est rigide

Il faut alors trouver les constantes C_1, C_2, C_3 et C_4 par différentes conditions aux limites connues, par exemple :

$$x = 0, \left(\frac{dz}{dx}\right)_0 = 0, T_0 = \frac{Q}{2b} \quad \text{ou} \quad x = \frac{l}{2}, M_{l/2} = 0, T_{l/2} = 0$$

$k_s =$ module de réaction = constante de ressort [kNm⁻³ par ex.]

$M_E = k_s \cdot D$ avec D = diamètre de la plaque d'essai infiniment rigide



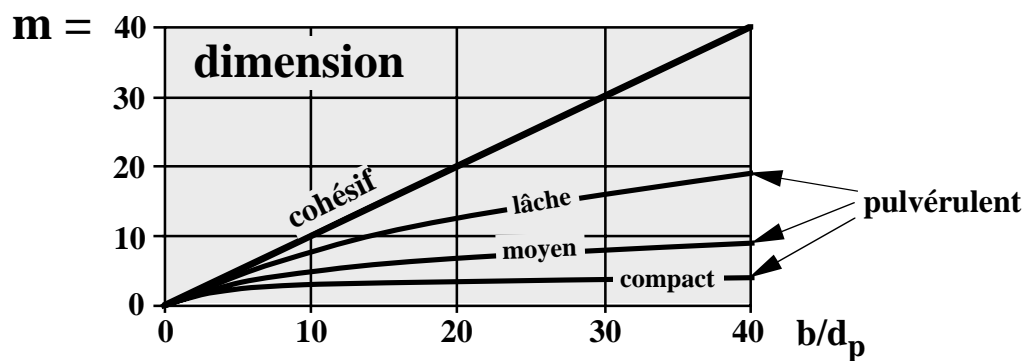
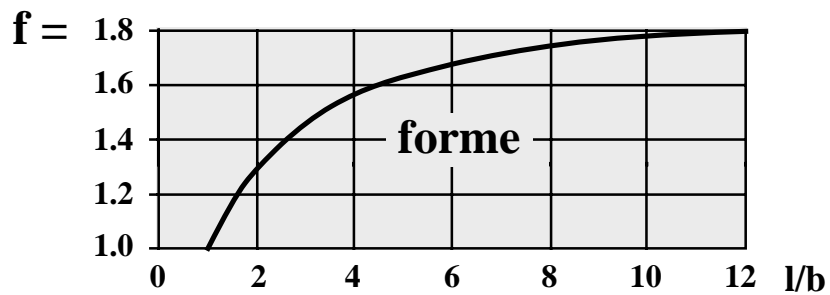
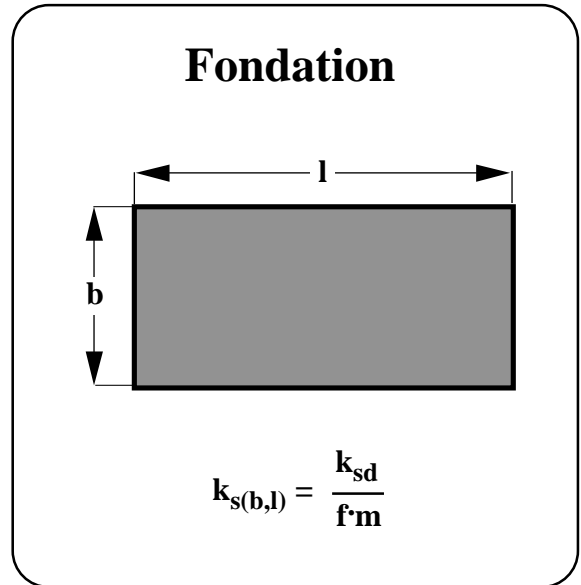
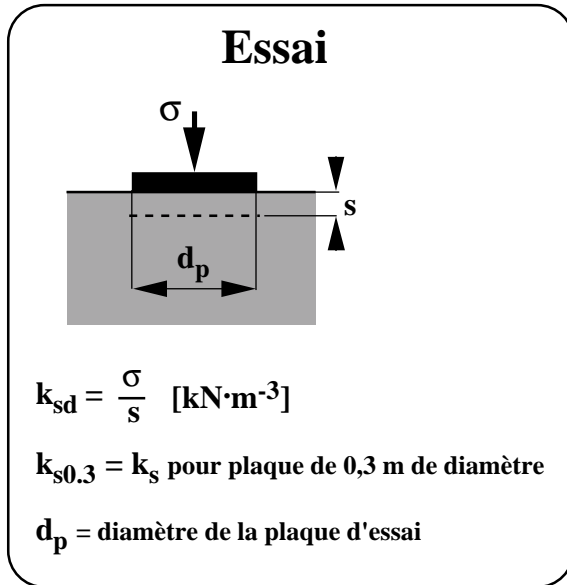
$k_s =$ fonction du diamètre de la plaque donc aussi des dimensions de la fondation
(voir complément No 23)

$$k_s = \frac{q}{z}$$

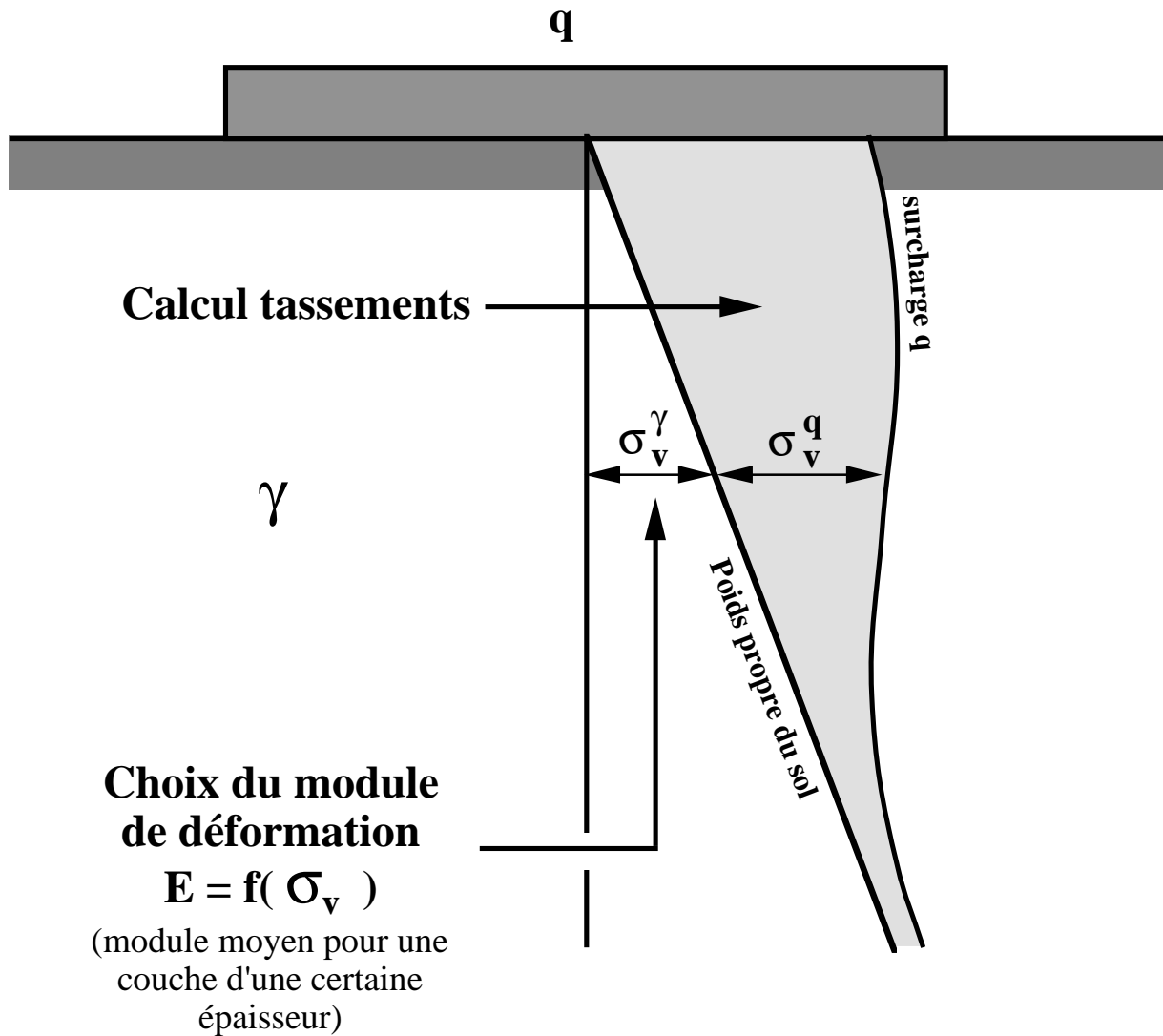


**Dans les diagrammes annexes, b des diagrammes = l des formules ci-dessus.
En outre, les ordonnées sont ($\lambda M / Q$) [-] et non pas λM .**

Relation entre le module de réaction k_s de l'essai et celui de la fondation

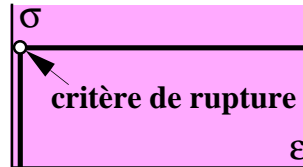


Contraintes dues au poids propre du sol et contraintes dues aux surcharges



Massif plastifié : Mohr-Coulomb et von Mises

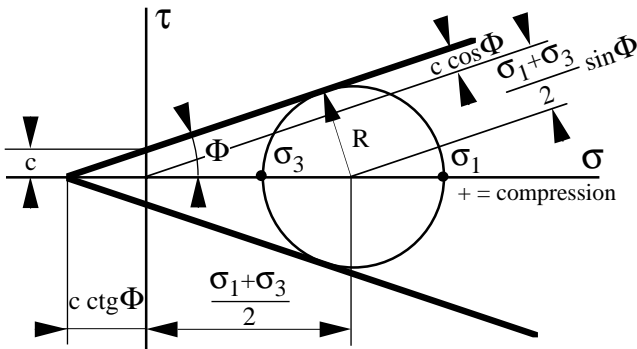
Loi constitutive :
rigide parfaitement
plastique



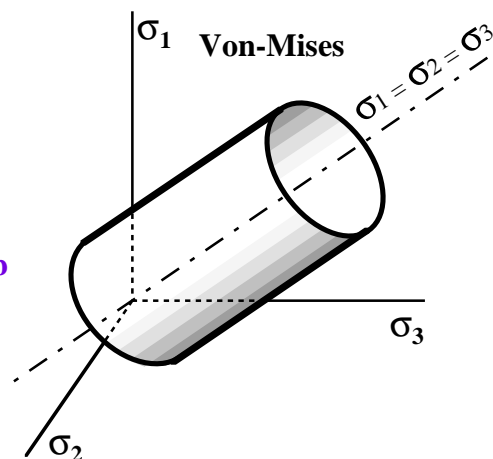
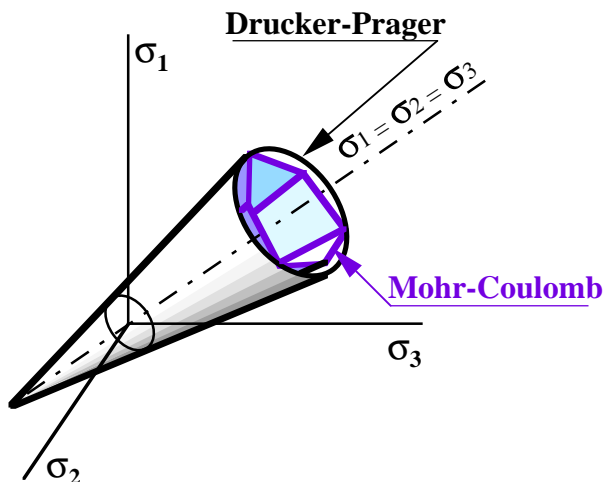
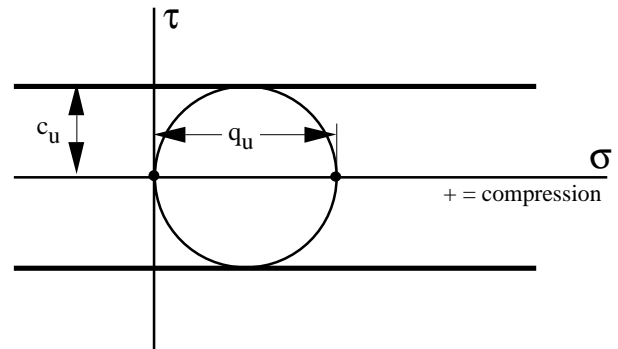
En mécanique des sols, usage surtout de deux critères de rupture :

Loi	Etat du sol	Analyse
Mohr-Coulomb	drainé	c, Φ
von Mises	non drainé	$c, \Phi=0$

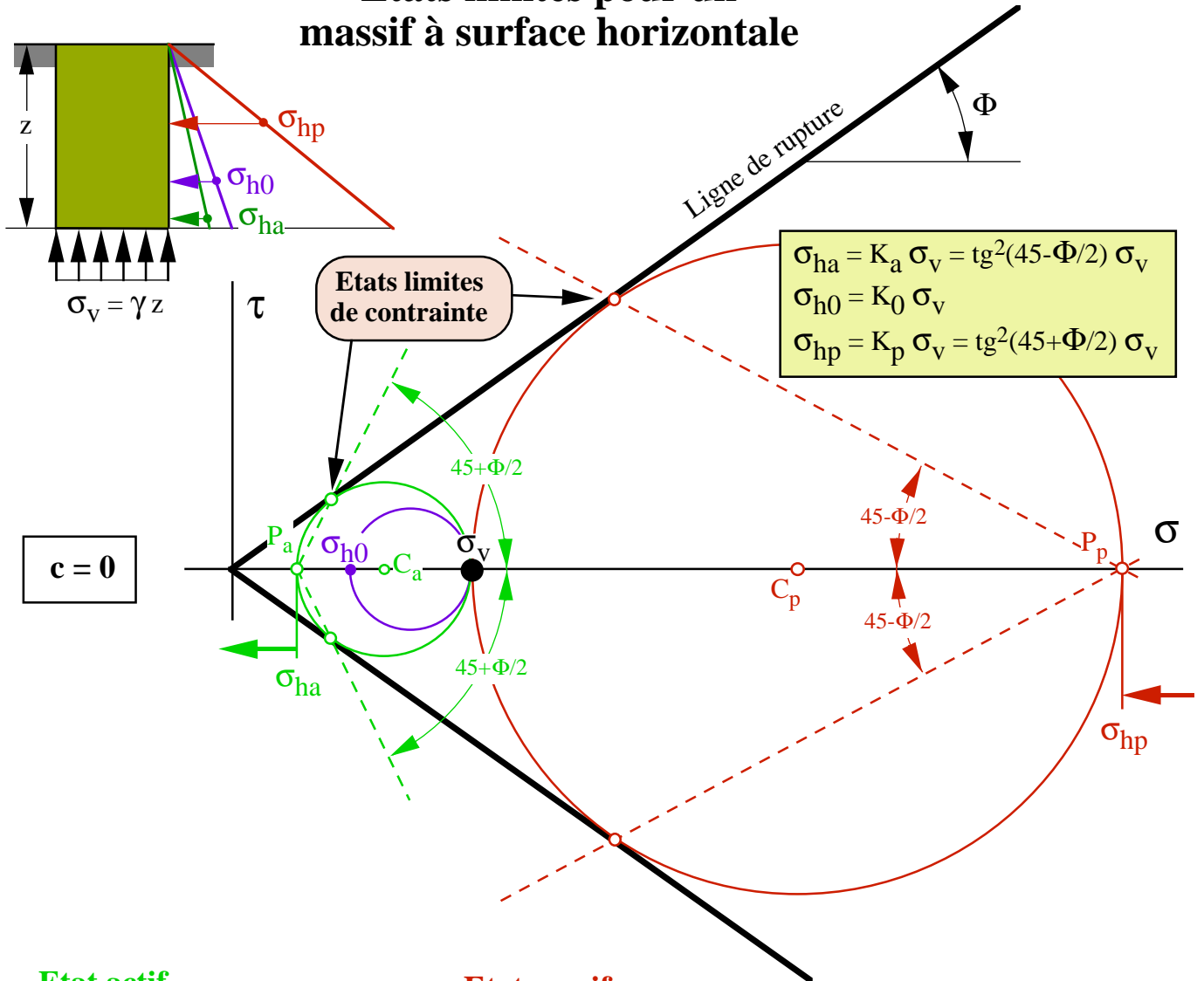
Mohr-Coulomb dans diagramme $\tau-\sigma$



von Mises dans diagramme $\tau-\sigma$

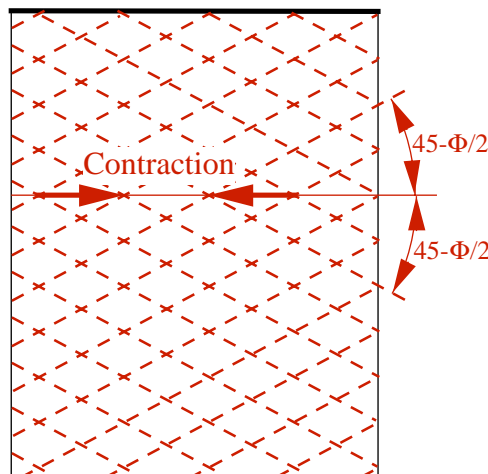
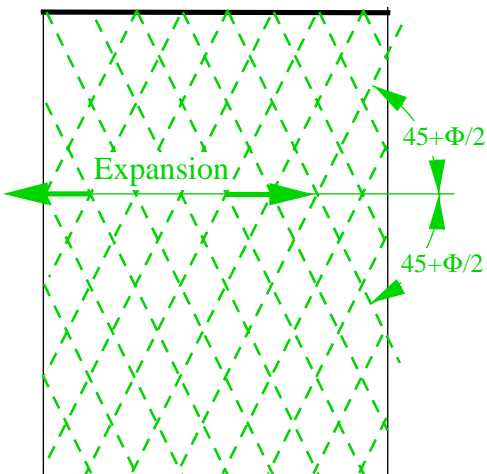


Etats limites pour un massif à surface horizontale

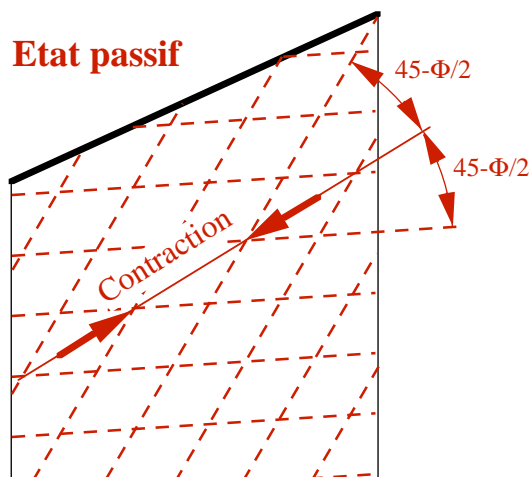
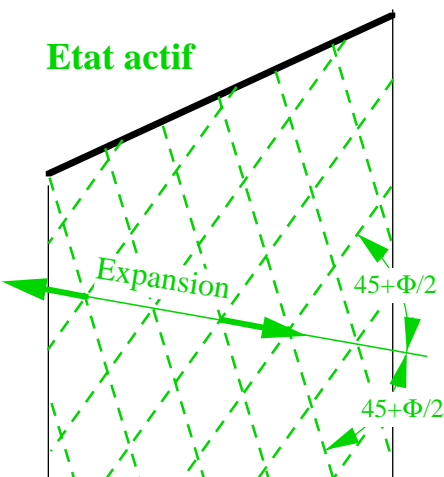
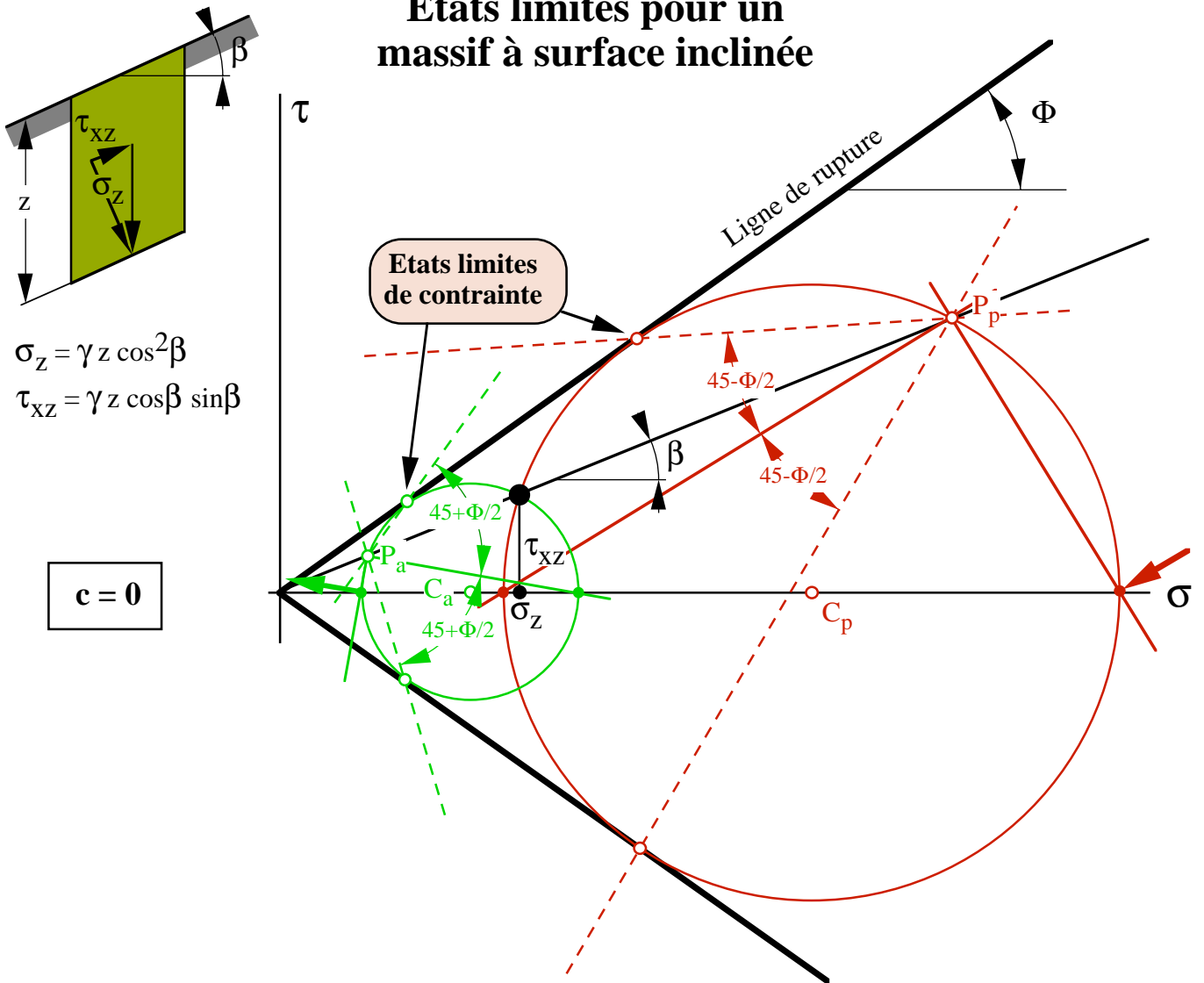


Etat actif

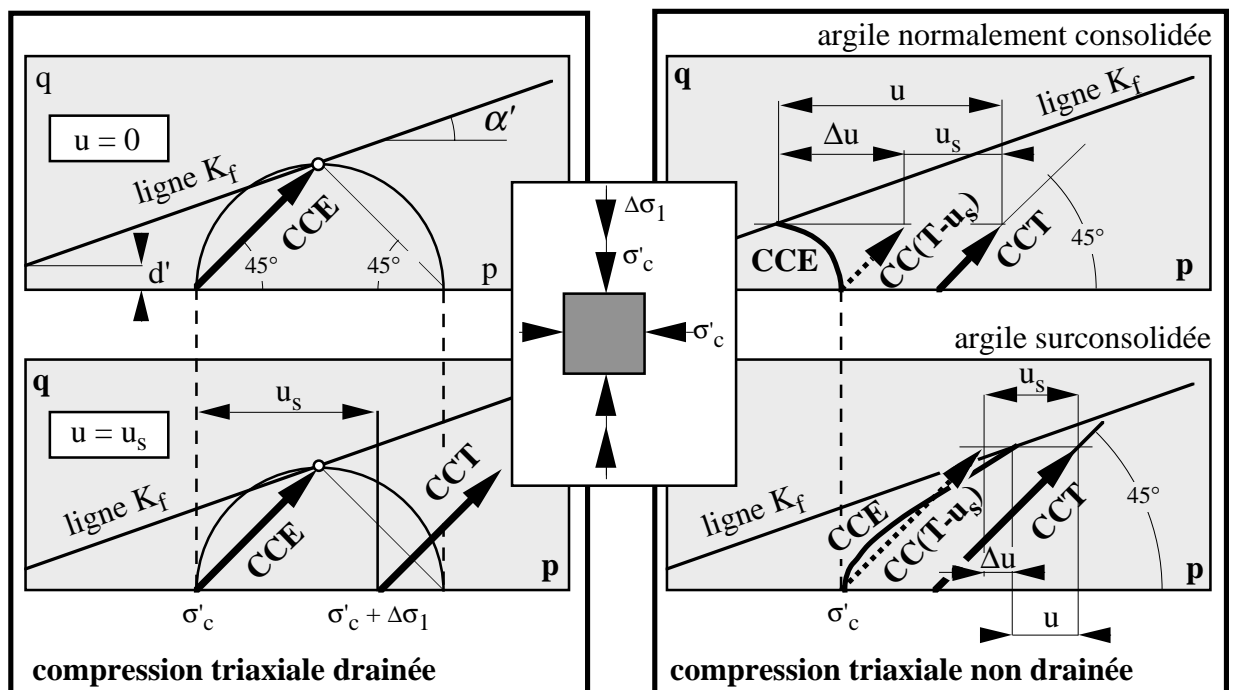
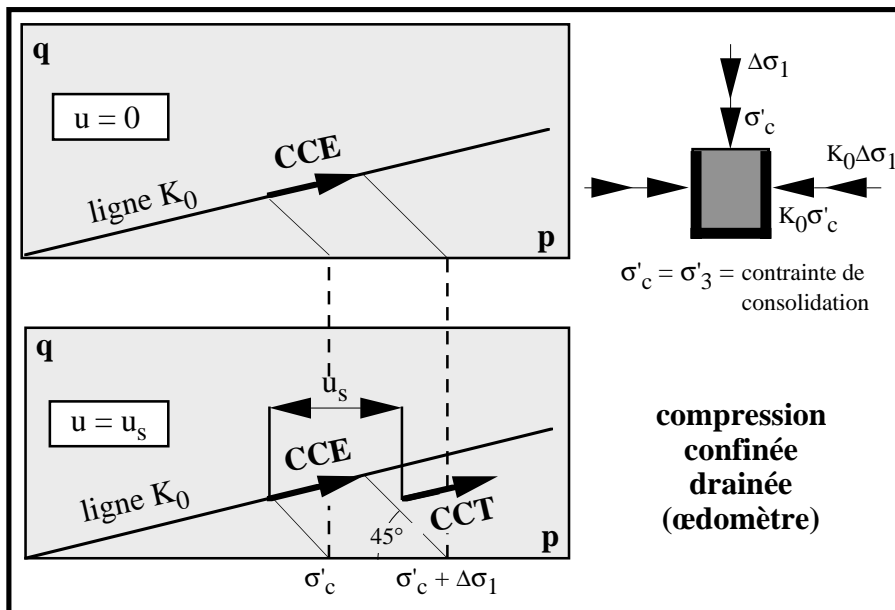
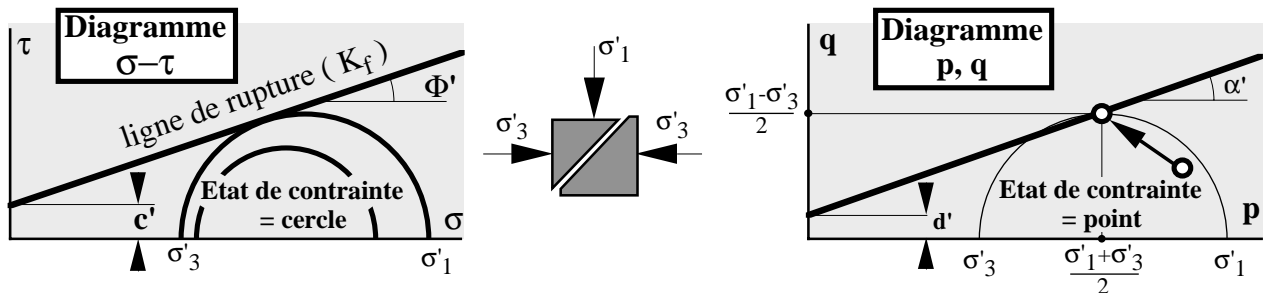
Etat passif



Etats limites pour un massif à surface inclinée

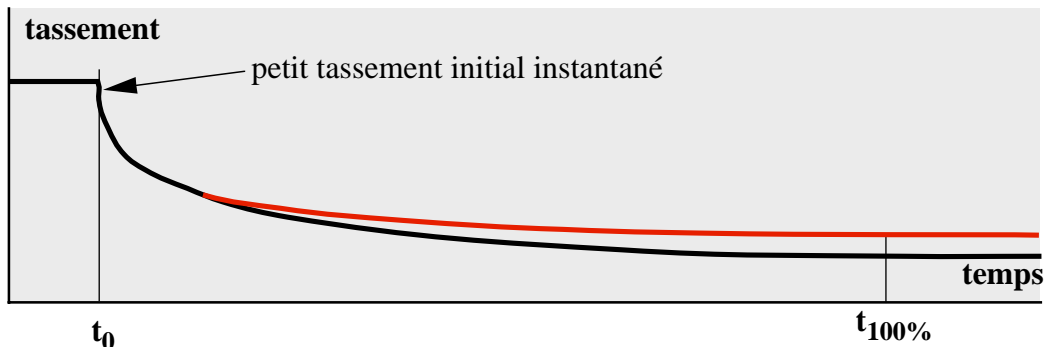
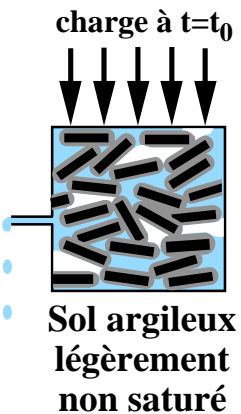
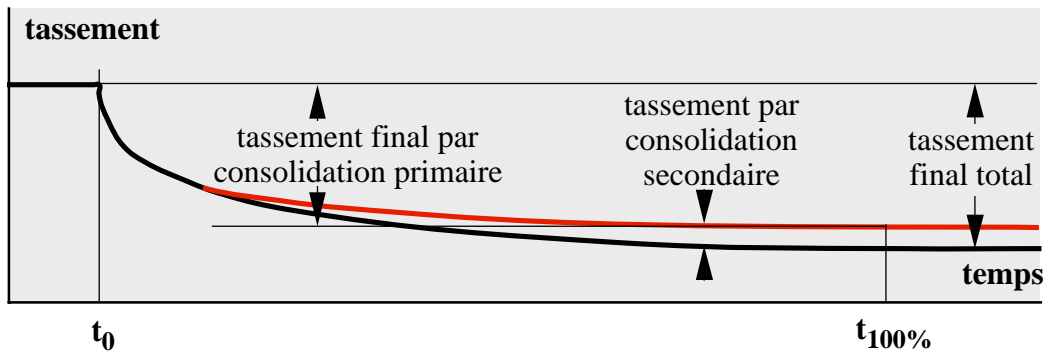
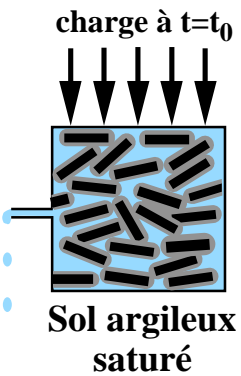
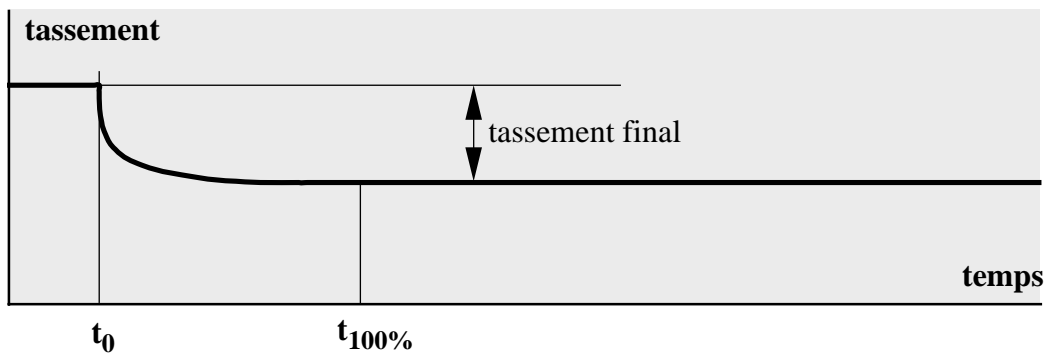
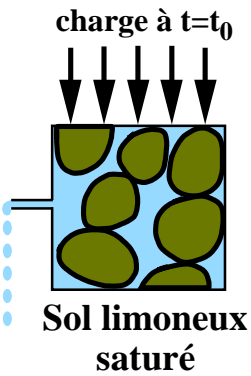
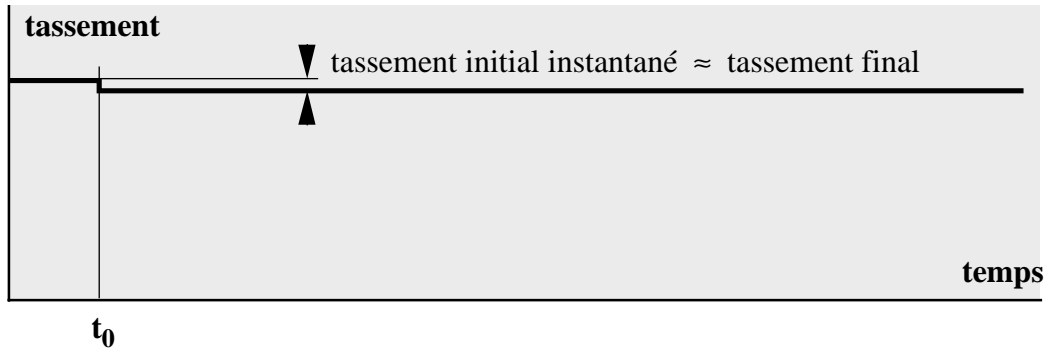
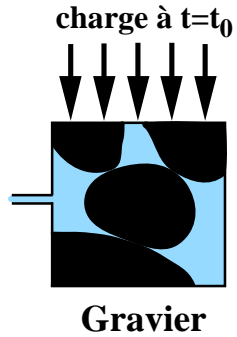


Chemins des contraintes dans diagramme p,q



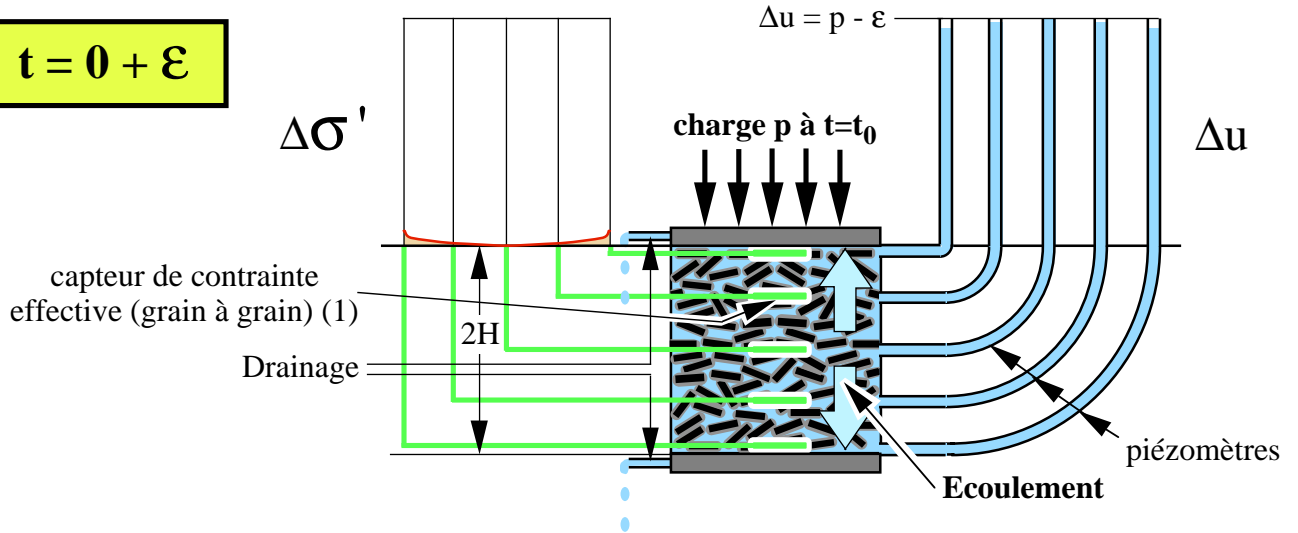
CCE = chemin des contraintes effectives CCT = chemin des contraintes totales
 CC(T-u_s) = chemin des contraintes totales moins la pression interstitielle statique u_s
 u = pression interstitielle transitoire (excès de pression interstitielle)

Tassements des sols

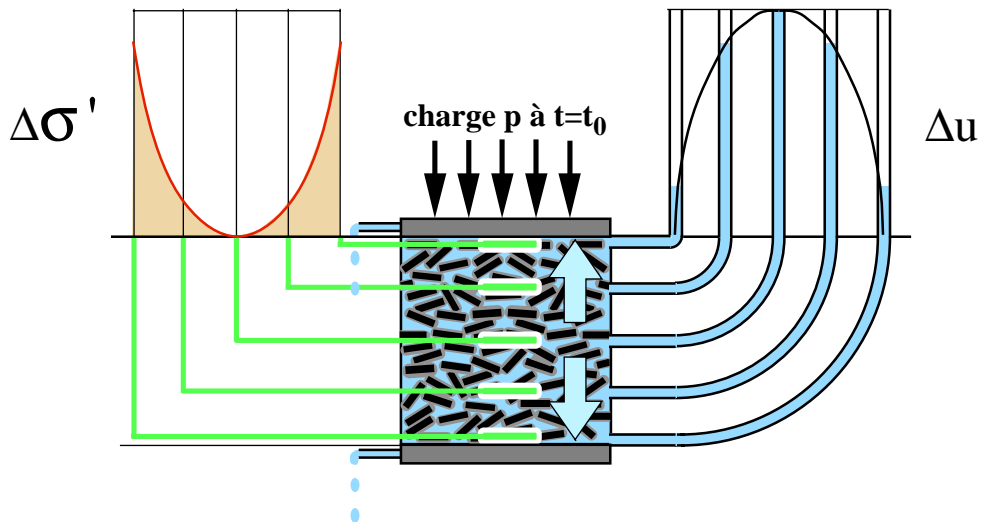


Théorie de la consolidation unidimensionnelle

t = 0 + ε

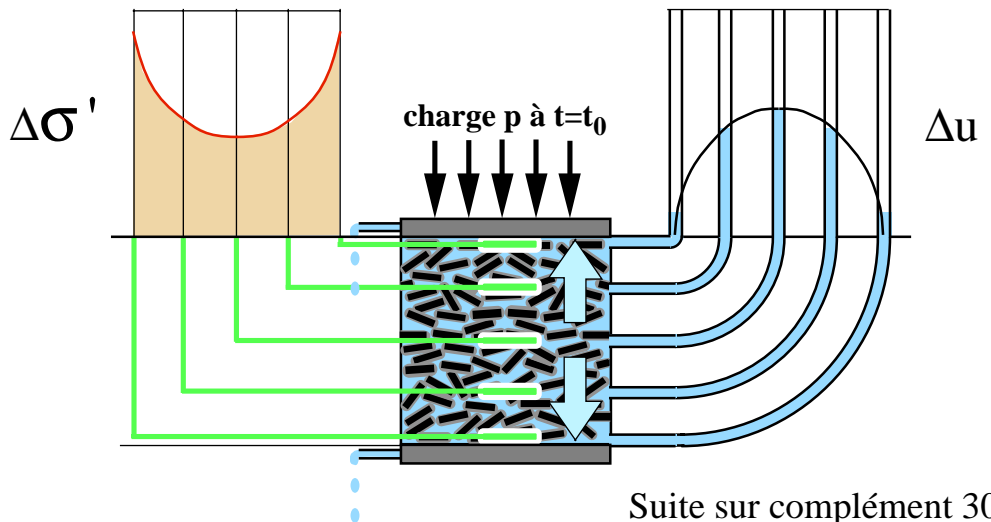


t = t₁



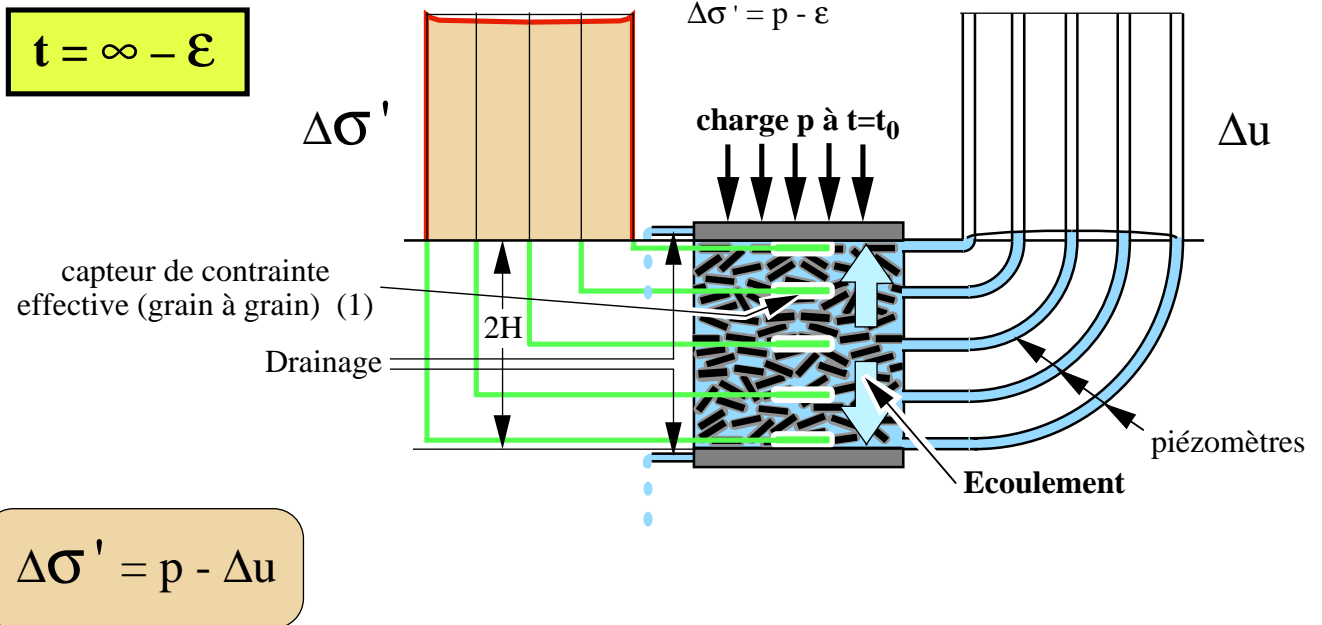
$\Delta\sigma' = p - \Delta u$

t = t₂



(1) capteur fictif n'existant pas

Théorie de la consolidation unidimensionnelle (suite)



(1) capteur fictif n'existant pas

Essai œdométrique standard

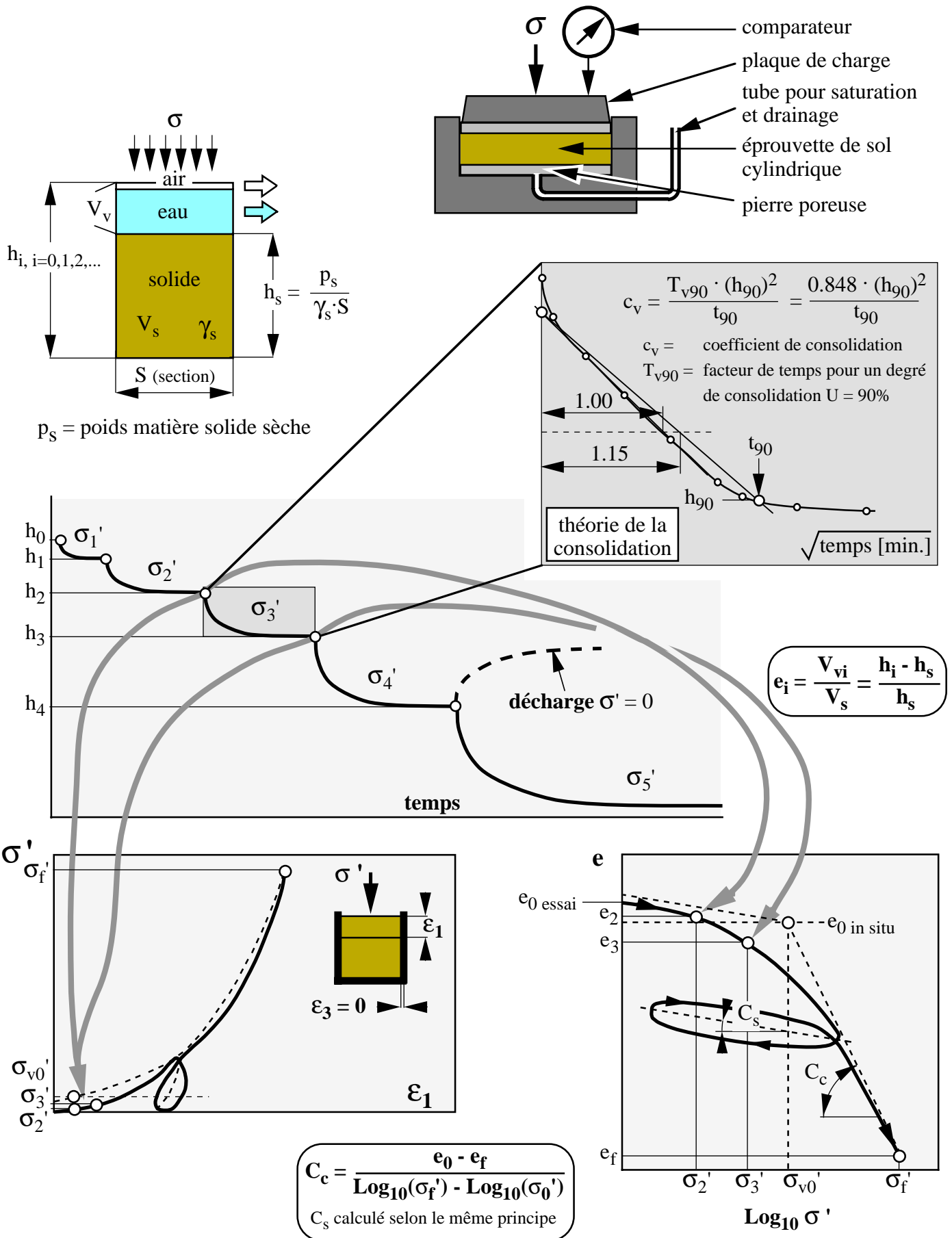
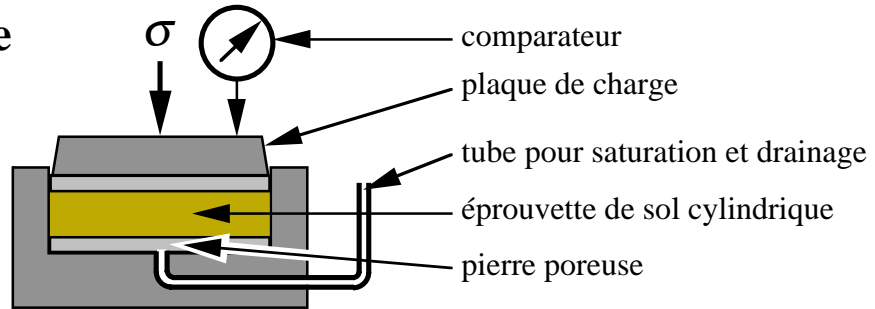
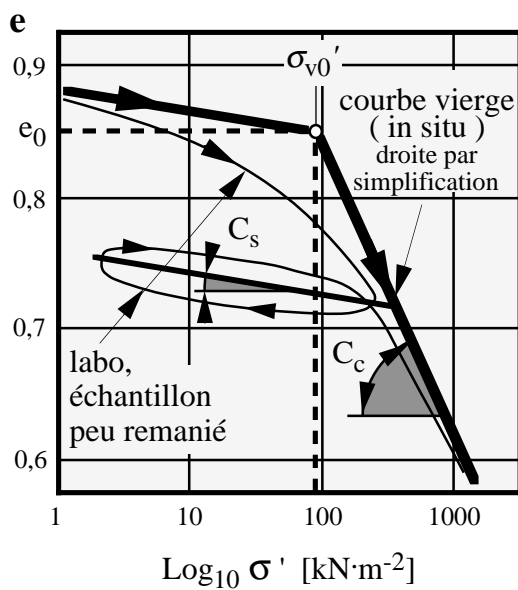
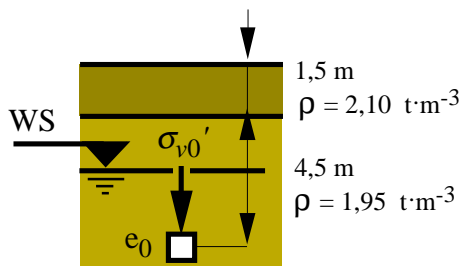


Diagramme œdométrique

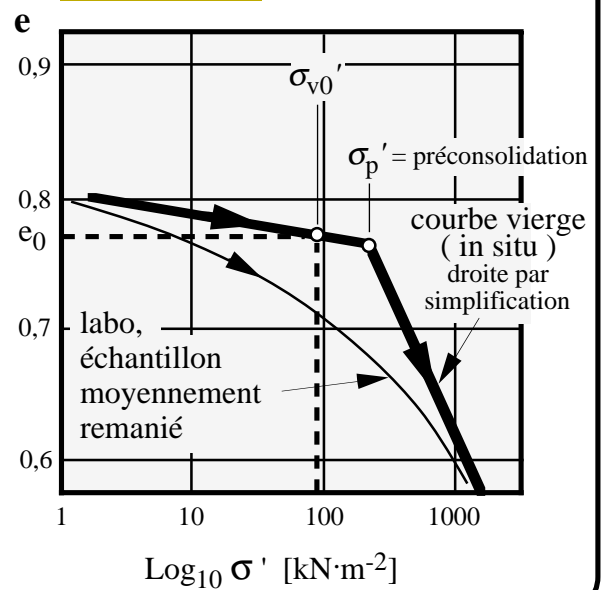
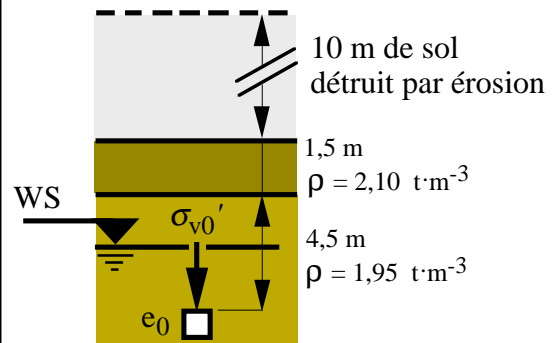
Œdomètre standard



Sol normalement consolidé

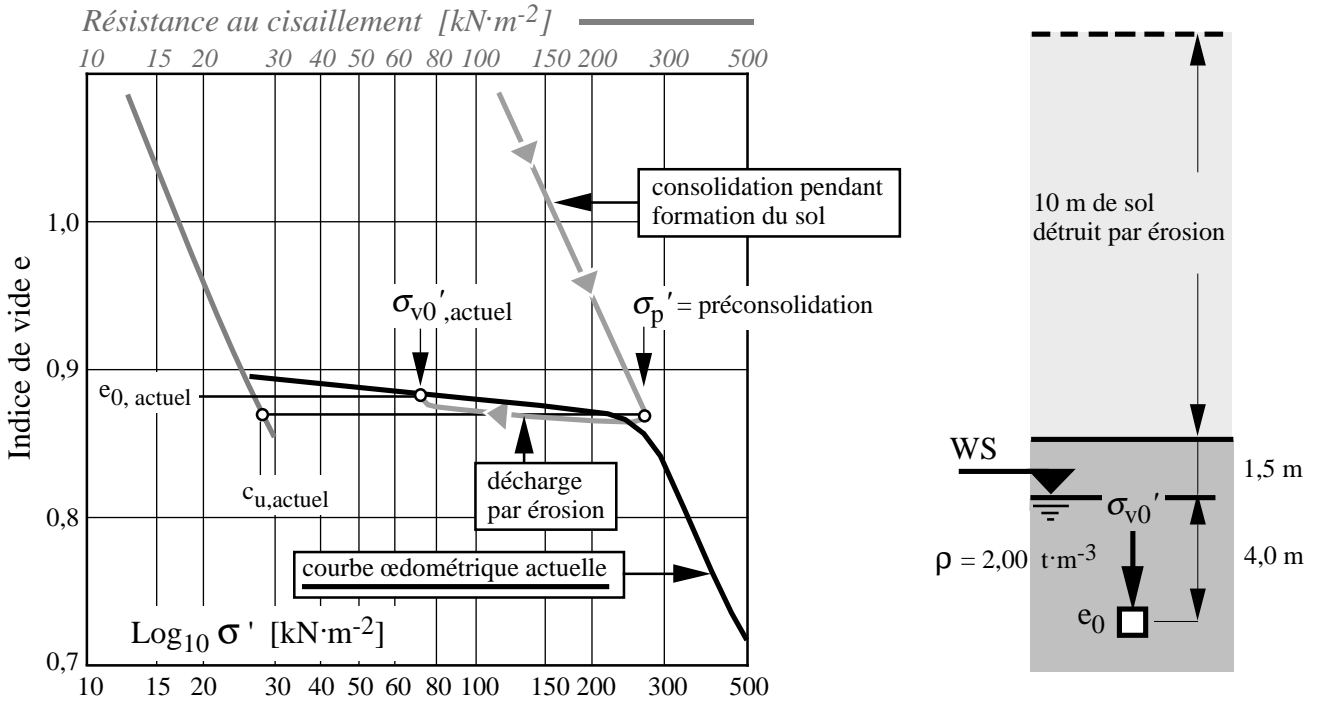


Sol surconsolidé

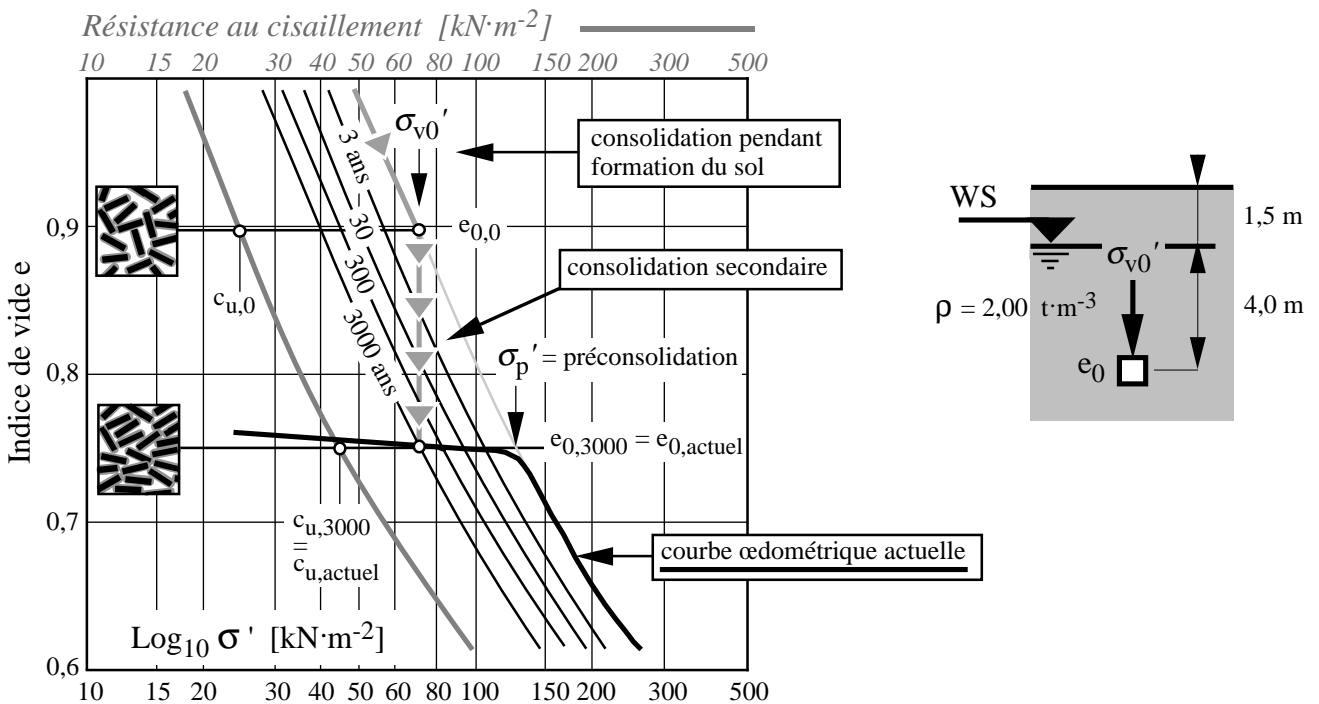


Explication effet préconsolidation

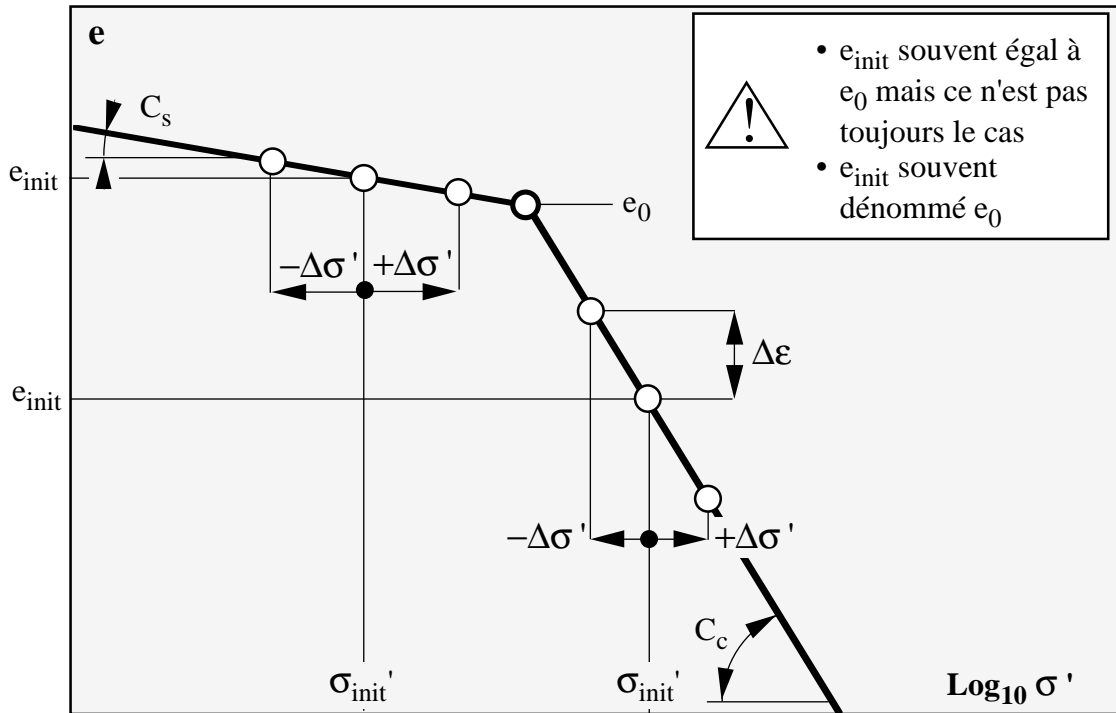
1. Préconsolidation par décharge (sans consolidation secondaire)



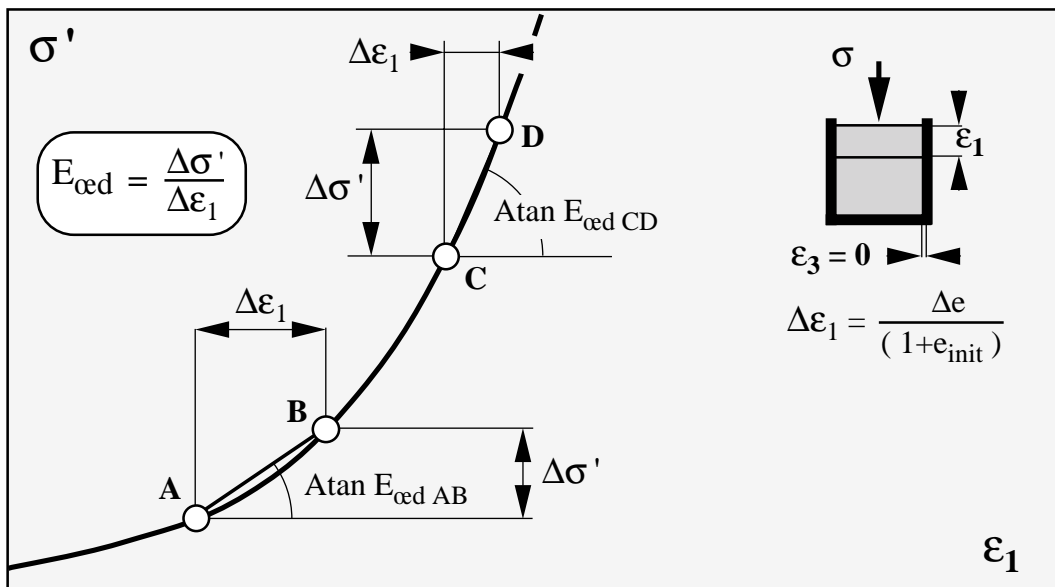
2. Préconsolidation par la seule consolidation secondaire



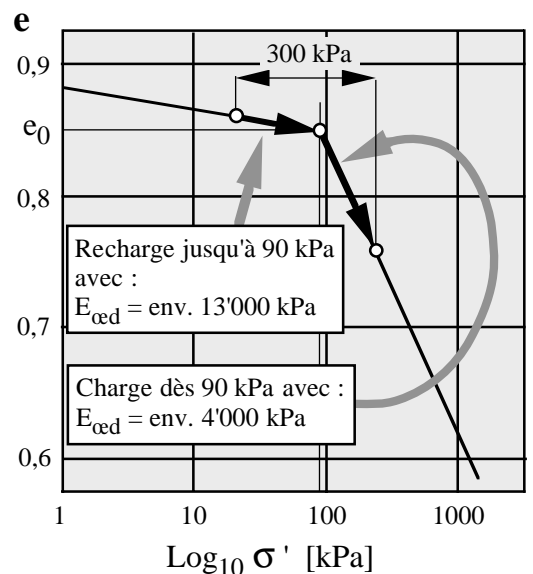
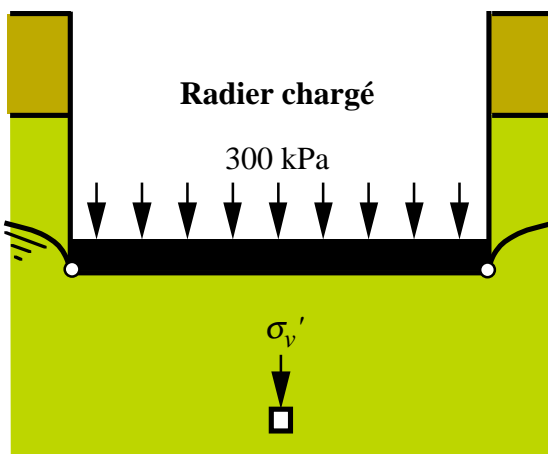
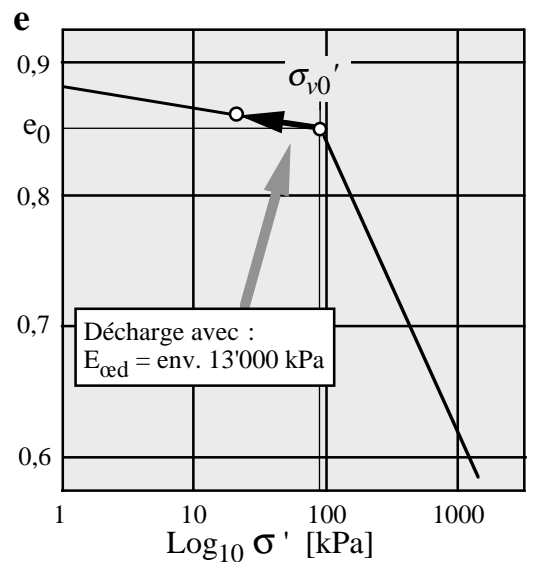
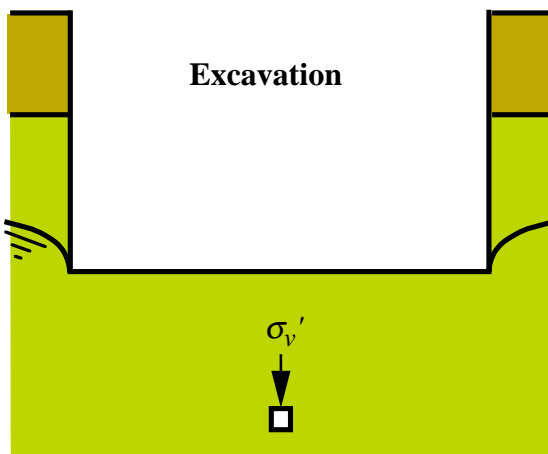
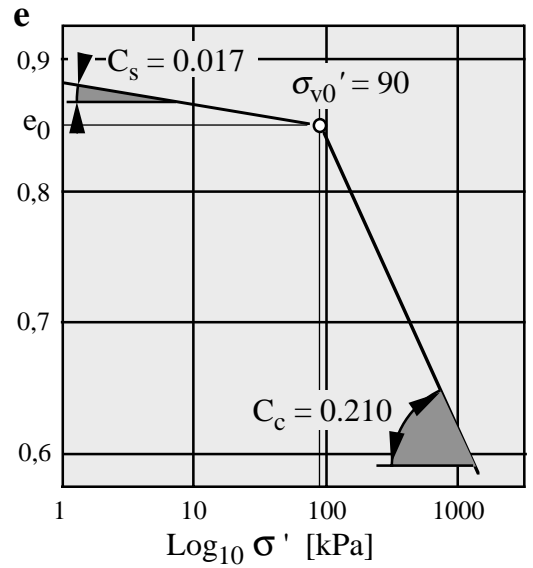
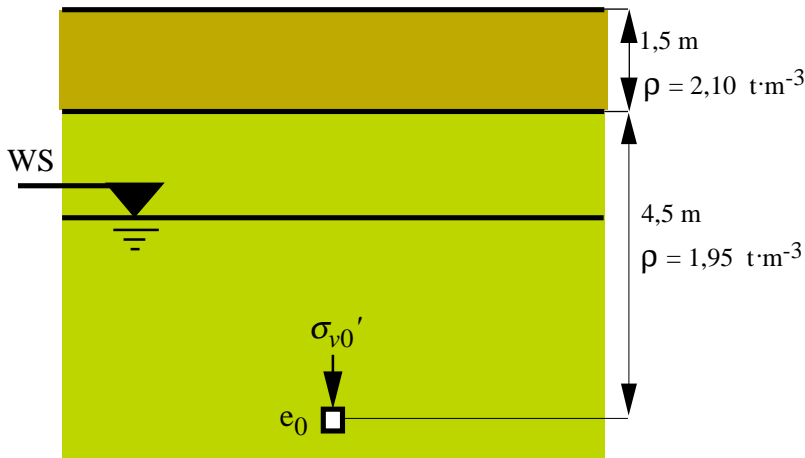
Module œdométrique et indice de compression / gonflement



$$E_{\text{œd}} = \frac{1}{m_v} = \frac{(1+e_{init})}{\Delta e} (\pm \Delta \sigma') = \left(\frac{1+e_{init}}{C_c \text{ ou } C_s} \right) \frac{\Delta \sigma'}{\text{Log}_{10} \left(\frac{\sigma'_{init} \pm \Delta \sigma'}{\sigma'_{init}} \right)}$$

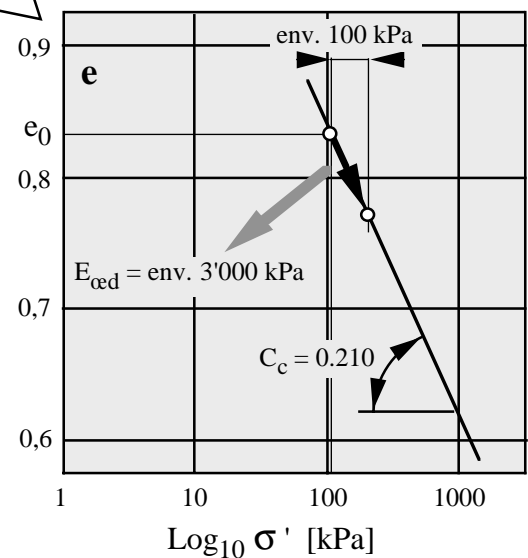
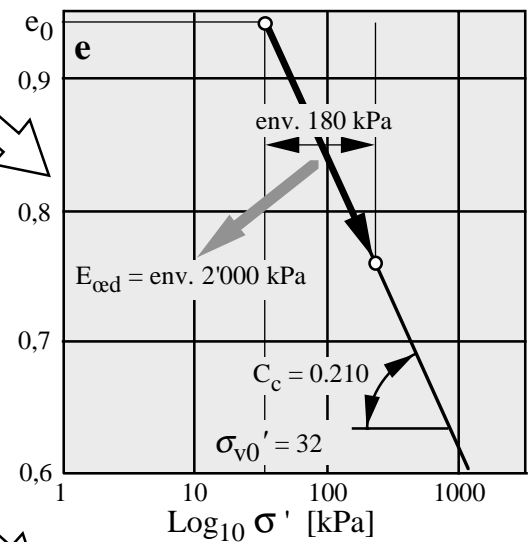
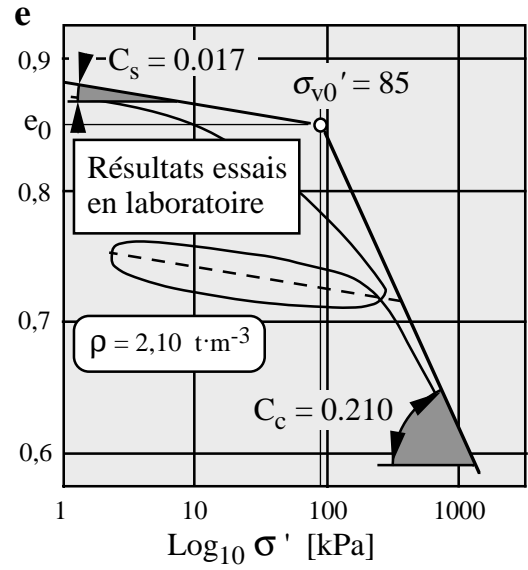
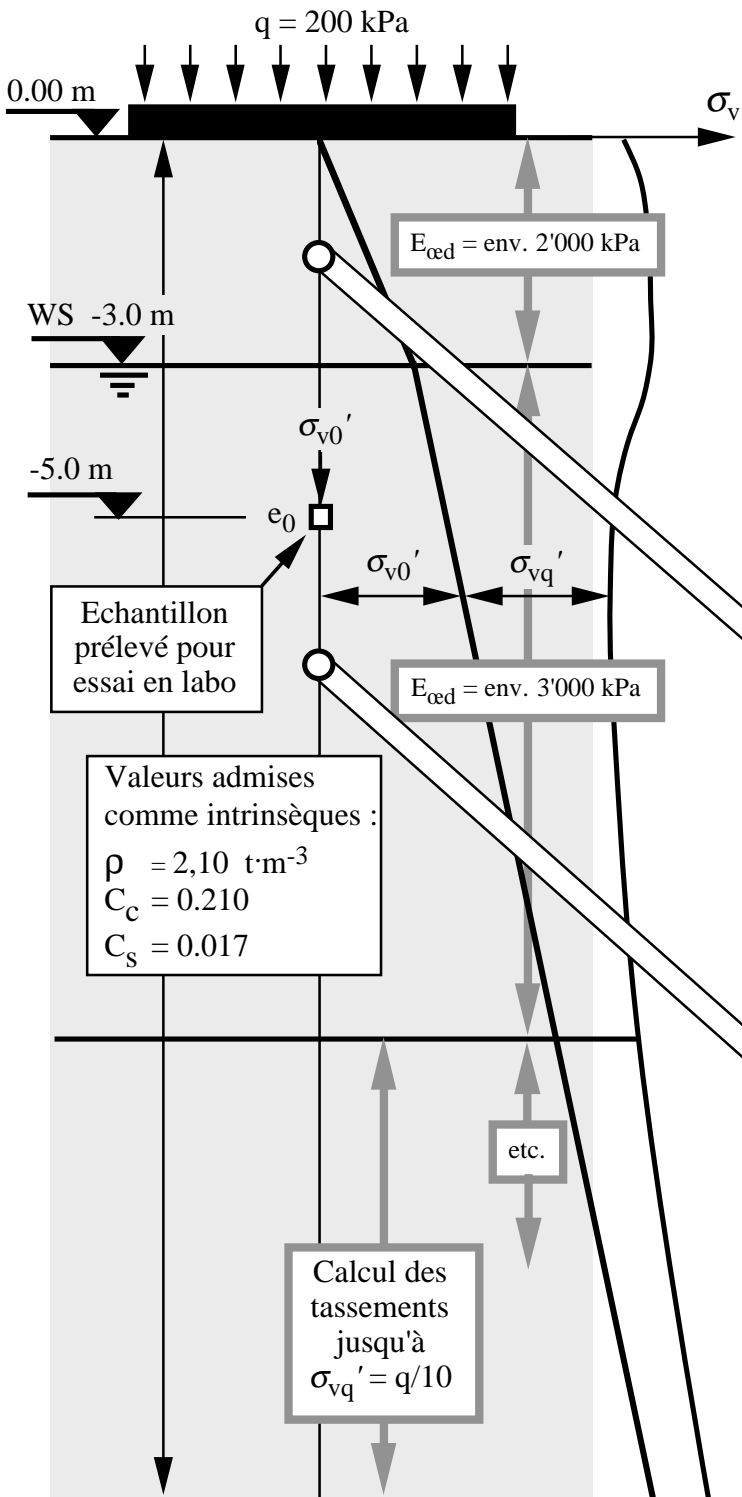


Exemple d'usage du diagramme œdométrique : décharge et charge en un point du sol



Remarque : La surcharge de 300 kPa a été choisie pour que le graphique de droite soit bien lisible. Elle est, en réalité, beaucoup trop élevée pour un sol dont le C_c est de 0.210 (limon argileux CL).

Exemple d'usage du diagramme œdométrique : contrainte et module œdométrique à différentes profondeurs



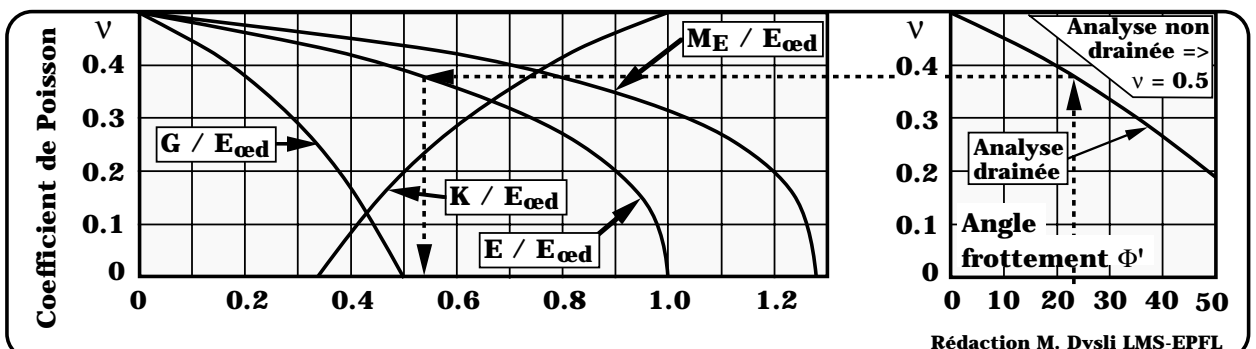
Relations entre les modules de déformation

<p>Connus ↓</p>	<p>$E = \frac{\sigma}{\epsilon_1}$</p> <p>$\nu = \frac{\epsilon_1}{\epsilon_2} \approx \frac{1 - \sin\Phi'}{2 - \sin\Phi'}$</p>	<p>$K = \frac{\sigma}{3\epsilon}$</p>	<p>$G = \frac{\tau}{\gamma}$</p>	<p>$M_E = \frac{\sigma}{s} d$</p>	<p>$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon}$</p>	
	<p>E</p> <p>= ~ E_M si $\nu = 0.33$</p>	<p>ν</p>	<p>K</p>	<p>G</p>	<p>M_E</p>	<p>$E_{oed} = 1/m_\nu$</p> <p>$= \frac{1+e_0}{C_c \text{ ou } C_s} \cdot \frac{\Delta\sigma'}{\text{Log}_{10}\left(\frac{\sigma'_0 \pm \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right)}$</p>
G, E	E	$\frac{E-2G}{2G}$	$\frac{GE}{3(3G-E)}$	G	$\frac{16G^2}{\pi(4G-E)}$	$\frac{G(4G-E)}{3G-E}$
G, nu	$2G(1+\nu)$	ν	$\frac{3G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	G	$\frac{8G}{\pi(1-\nu)}$	$\frac{2G(1-\nu)}{1-2\nu}$
G, K	$\frac{9KG}{3K+G}$	$\frac{3K-2G}{6K+2G}$	K	G	$\frac{8G(6K+2G)}{\pi(3K+4G)}$	$\frac{3K+4G}{3}$
E, nu	E	ν	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	$\frac{4E}{\pi(1-\nu^2)}$	$\frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$
E, K	E	$\frac{3K-E}{6K}$	K	$\frac{3KE}{9K-E}$	$\frac{144K^2}{\pi\left(\frac{27K^2}{E} - E + 6K\right)}$	$\frac{3K(3K+E)}{9K-E}$
nu, K	$3K(1-2\nu)$	ν	K	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$\frac{12K(1-2\nu)}{\pi(1-\nu^2)}$	$\frac{3K(1-\nu)}{1+\nu}$
M_E, nu	$\frac{\pi(1-\nu^2)M_E}{4}$	ν	$\frac{\pi(1-\nu^2)M_E}{12(1-2\nu)}$	$\frac{\pi(1-\nu)M_E}{8}$	M_E	$\frac{\pi(1-\nu)^2M_E}{4(1-2\nu)}$
E_{oed}, nu	$\frac{(1+\nu)(1-2\nu)E_{oed}}{(1-\nu)}$	ν	$\frac{(1+\nu)E_{oed}}{3(1-\nu)}$	$\frac{(1-2\nu)E_{oed}}{2(1-\nu)}$	$\frac{4(1-2\nu)E_{oed}}{\pi(1-\nu)^2}$	E_{oed}

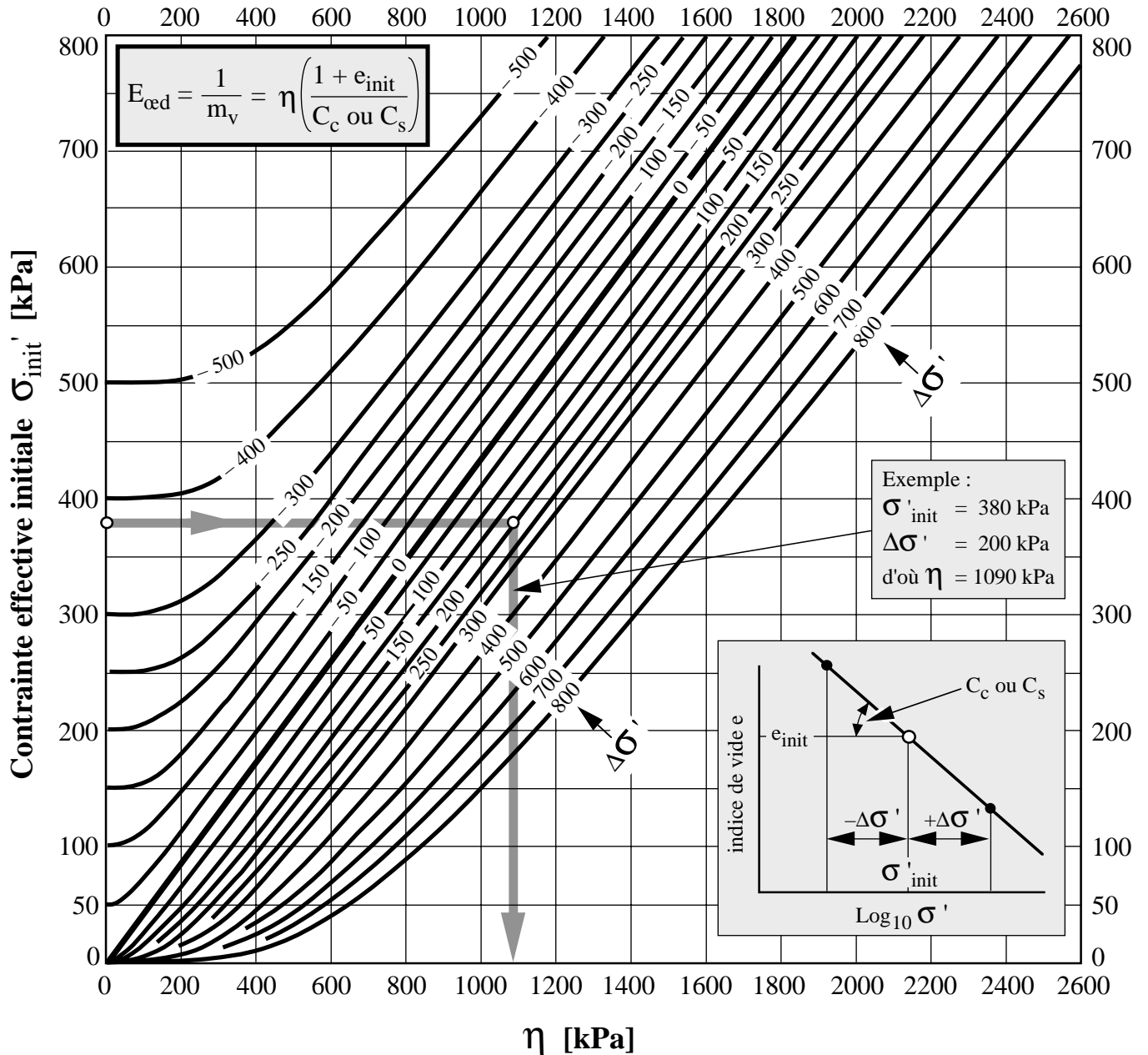
E = module de Young
nu = coefficient de Poisson
M_E = module M_E
E_{oed} = module œdométrique
K = coefficient de compressibilité
G = module de glissement ou de cisaillement
E_M = module pressiométrique

C_c = indice de compression
C_s = indice de gonflement
e₀ = indice de vide correspondant à la contrainte effective verticale initiale en place
m_{nu} = coefficient de compressibilité

Rédaction M. Dysli LMS-EPFL



Abaque de détermination de $E_{\text{œd}}$



Notes :

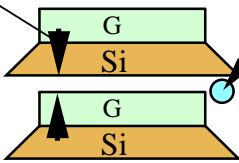
$$\eta = \frac{\Delta\sigma'}{\text{Log}_{10} \left(\frac{\sigma'_{\text{init}} \pm \Delta\sigma'}{\sigma'_{\text{init}}} \right)}$$

$\Delta\sigma' \neq 0$: module sécant

$\Delta\sigma' = 0$: module tangent (limite de η pour $\Delta\sigma'$ tendant vers 0 : $\eta = 2.303 \sigma'_{\text{init}}$)

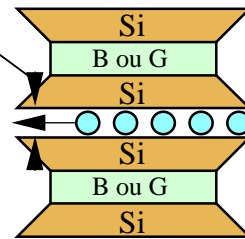
Sols expansifs (gonflants)

Forces de liaison importantes



Une molécule H₂O ne peut pénétrer entre les feuillets

Forces de liaison très faibles

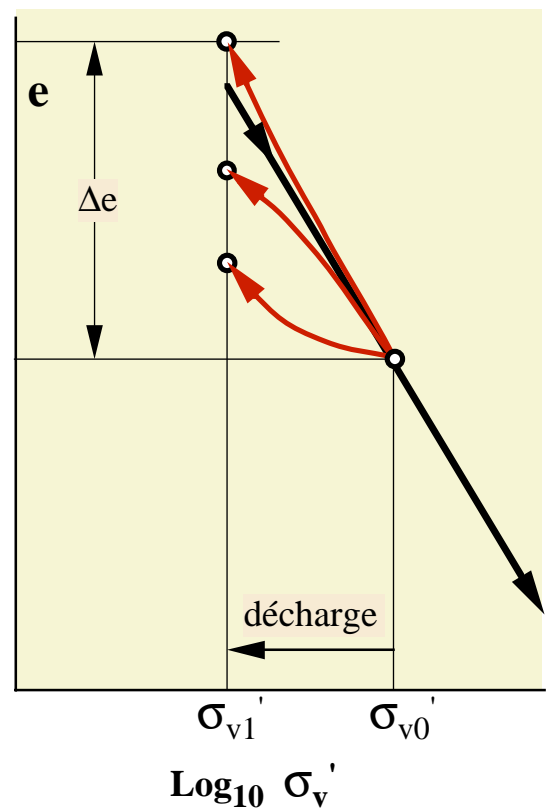
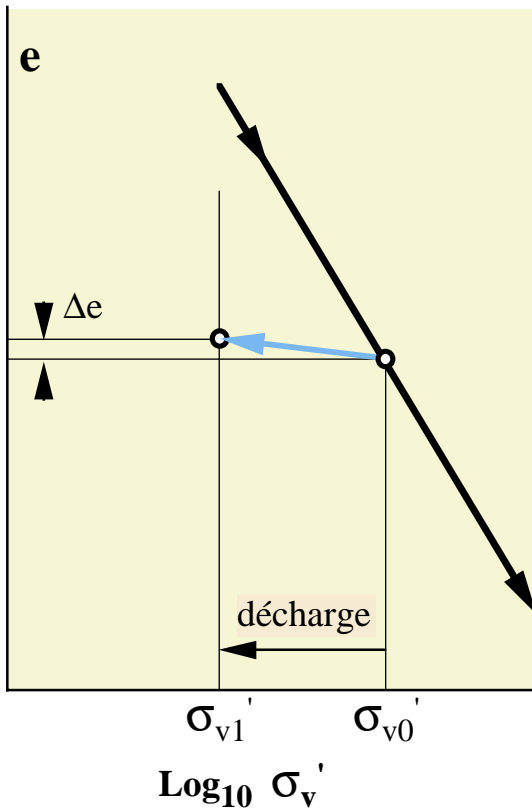


La pénétration de molécules d'eau entre les feuillets provoque le gonflement

Si = tétraèdre de silice
B = brucite
G = gibbsite

Par exemple kaolinite

Interstratifiés :
• montmorillonite
• vermiculite



SOLS "NORMAUX"

SOLS EXPANSIFS

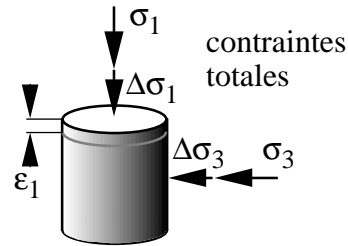
Equation de la pression interstitielle de Skempton

Théorie de la consolidation unidimensionnelle : $\Delta u = -\Delta \sigma'$ car $\sigma = cte$

Réalité et plus général : $\Delta u = f(\Delta \sigma)$ ou $\Delta u = f(\Delta e)$, $e =$ indice de vide

Δu donné par exemple par l'équation de Skempton :

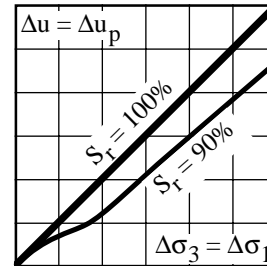
$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$



$B = 1$: sols saturés

$B < 1$: sols non saturés
(cependant relation $B = f(S_r)$ peu connue!)

Consolidation sphérique : $\sigma_1 = \sigma_3$

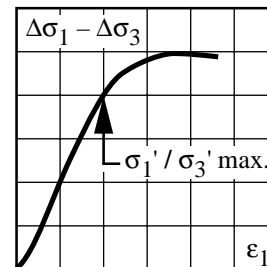


$$\Delta u = \Delta u_p = B \cdot \Delta \sigma_3$$

Essai triaxial

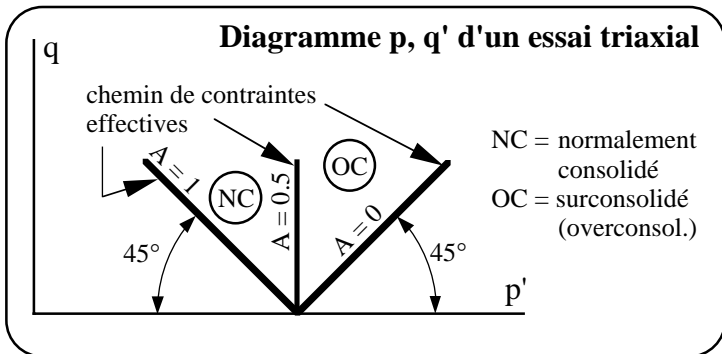
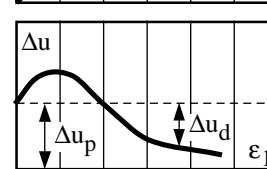
$$-0,5 \leq A \leq 1,5 \quad A = f(\epsilon_1)$$

Déviateur de contraintes : $\sigma_1 \geq \sigma_3$

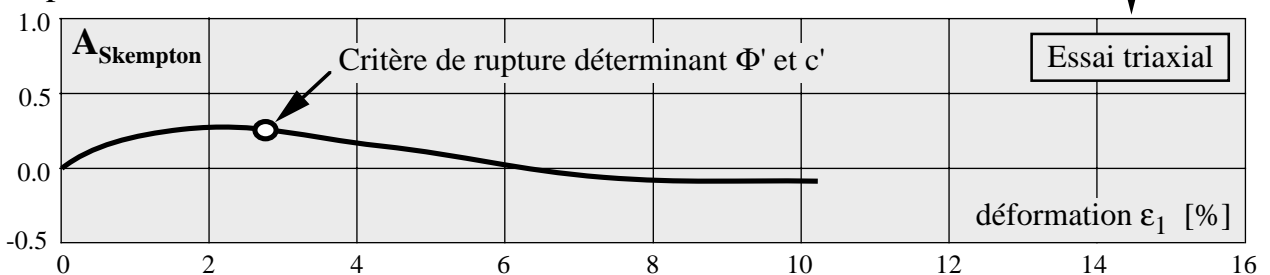


$\sigma_3 = cte$ ($\Delta \sigma_3 = 0$)
(pas le cas du graphique) saturé

$$\Delta u = \Delta u_d = A \cdot \Delta \sigma_1$$

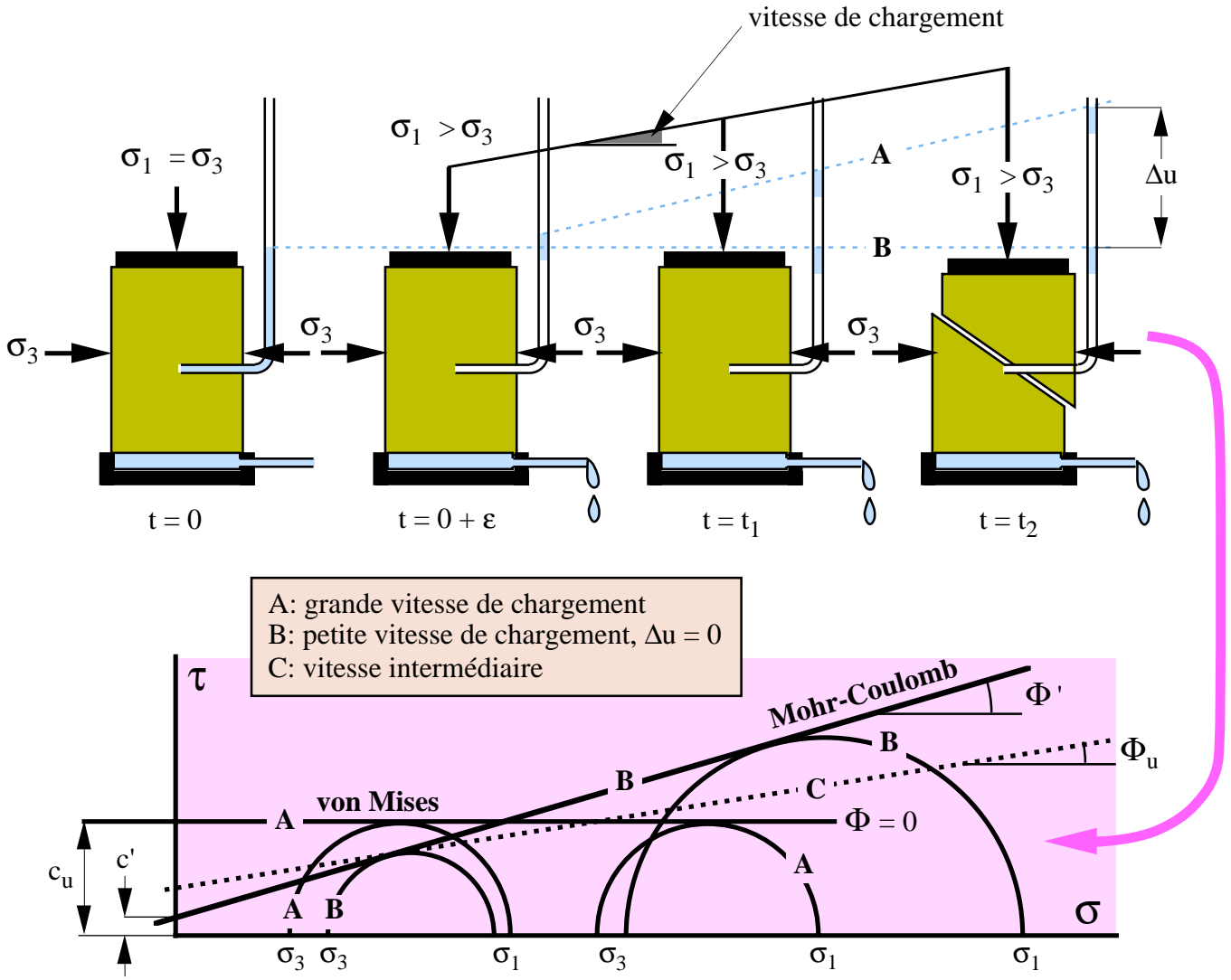


Exemple :

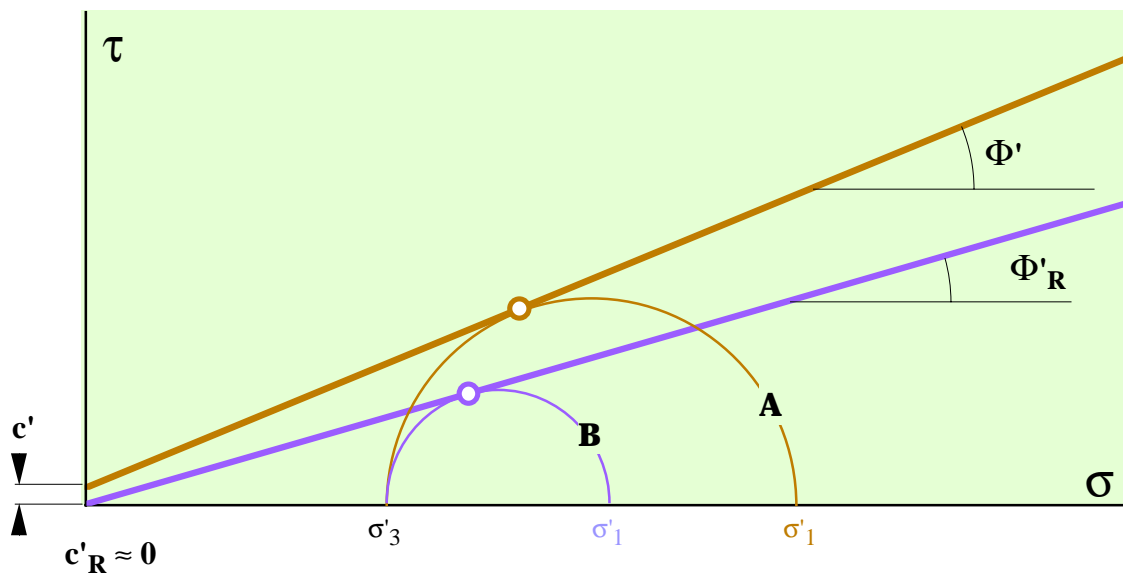
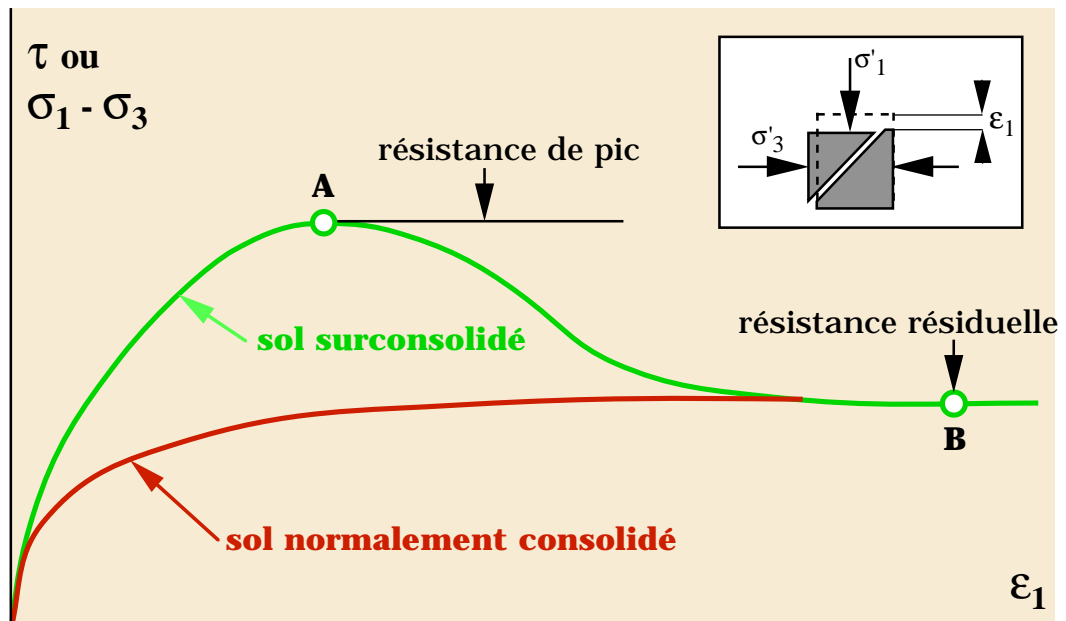


Les A donnés dans la littérature correspondent le plus souvent à la déformation du critère de rupture déterminant Φ' et c' .

Rupture d'un sol par cisaillement



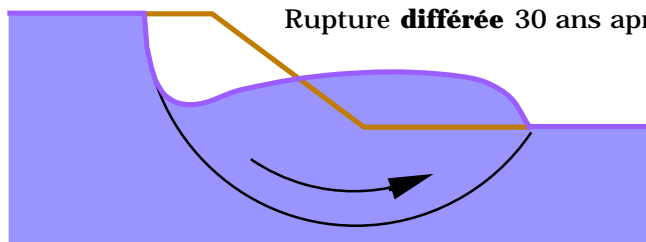
Résistance de pic (de pointe) et résistance résiduelle



Conséquence pratique :

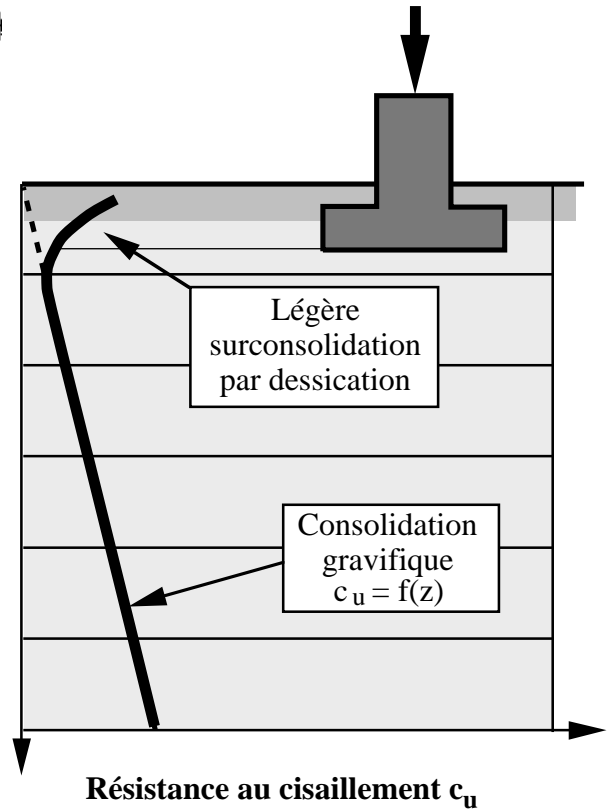
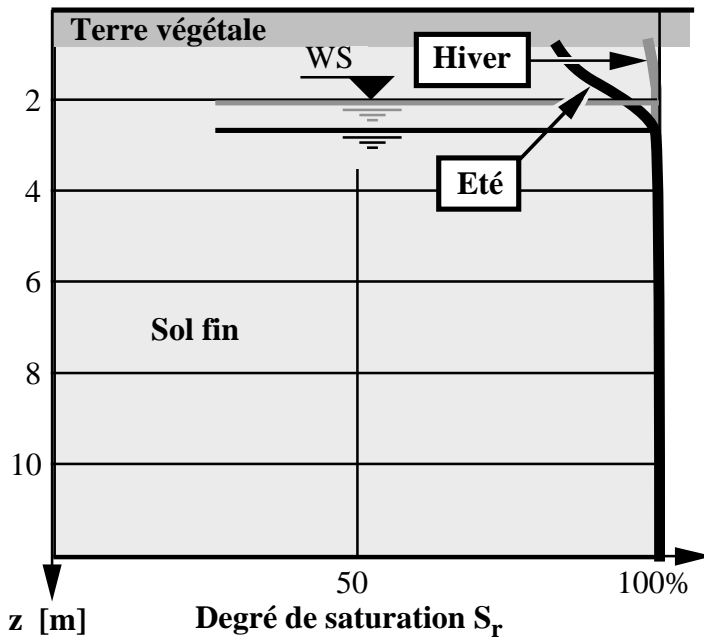
Talus de chemin de fer dans l'argile surconsolidée
de Londres

Rupture **différée** 30 ans après la construction de la voie

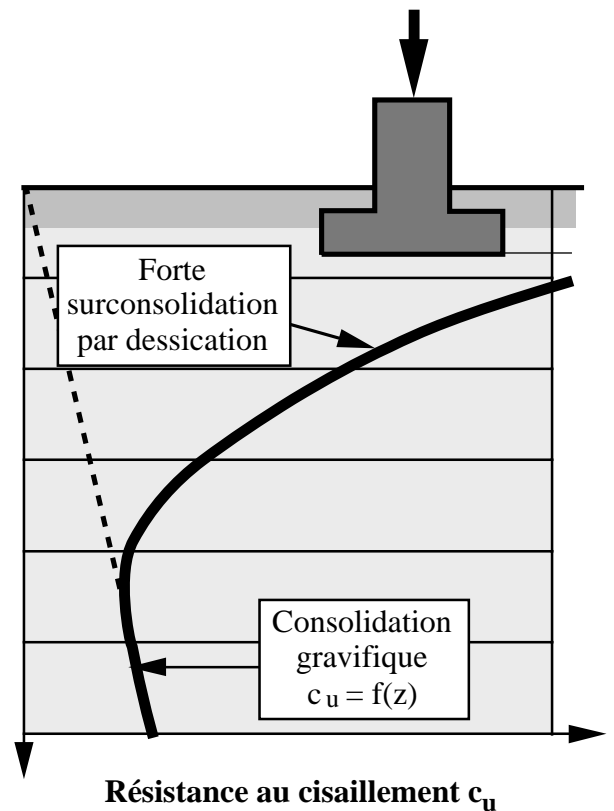
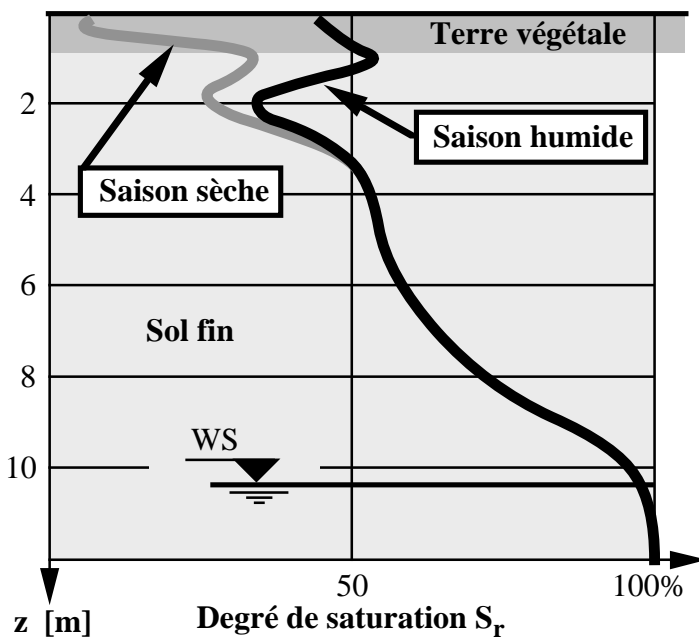
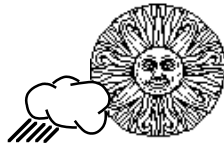


Surconsolidation des sols au-dessus de la nappe phréatique par dessiccation

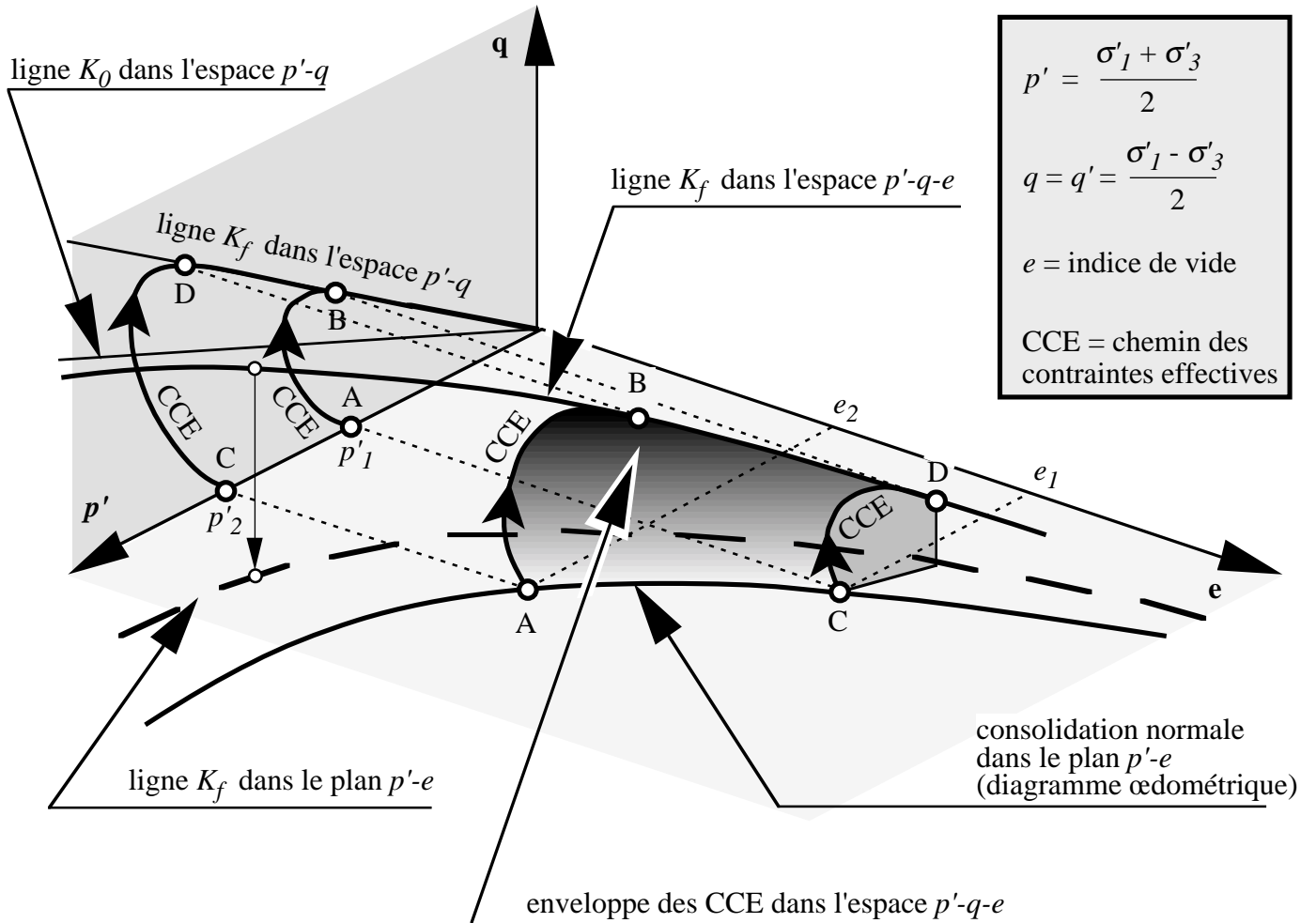
**Climat humide
tempéré à froid**



**Climat sec chaud
à très chaud**



Chemins de contraintes dans diagramme $p'-q-e$

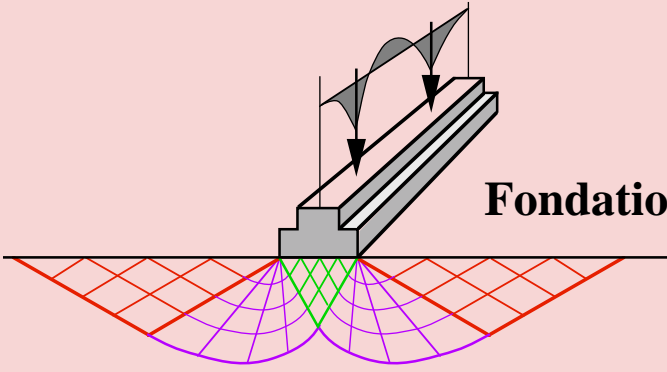


Dans l'espace $p'-q-e$, les CCE pourraient s'appeler CCED: chemin des contraintes effectives - déformations

Un très bon diagramme pour comprendre les interactions entre les contraintes ($p'-q$) et les déformations ($e =$ indice de vide)

Programme 4^{ème} semestre

Fondations superficielles

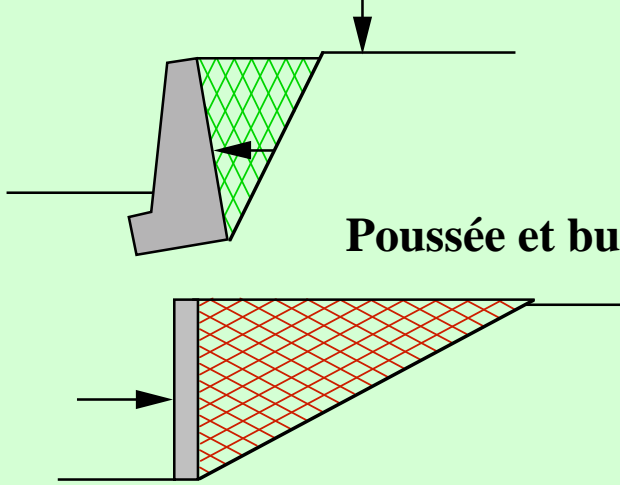


The diagram shows a foundation on soil. The soil is divided into zones of different colors (red, green, purple) representing different stress states. To the right, there are two Mohr's circles: a yellow one for the soil and a red one for the foundation. The yellow circle is centered on the horizontal axis (normal stress σ) and is tangent to the failure envelope (a line with slope $\tan \phi$). The red circle is larger and intersects the failure envelope. Below the foundation, there is a spring model representing soil resistance.

For the soil: σ vs ϵ (yellow box)

For the foundation: σ vs ϵ (yellow box)

Poussée et butée des terres



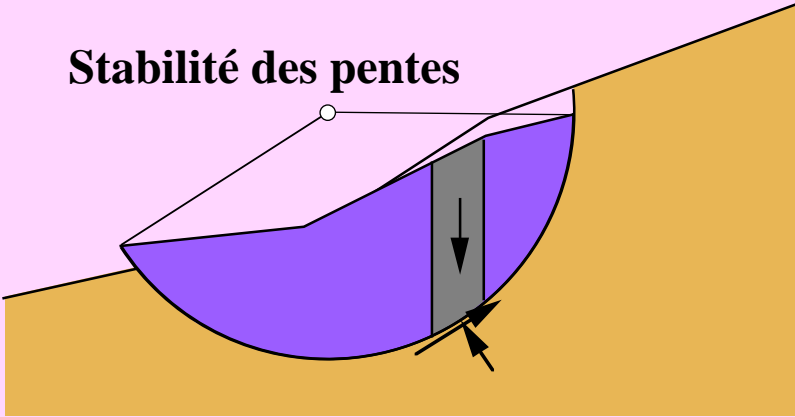
The diagram shows a retaining wall. The soil behind the wall is shown in two states: active (green hatched) and passive (red hatched). To the right, there are two Mohr's circles: a yellow one for the soil and a red one for the wall. The yellow circle is centered on the horizontal axis (normal stress σ) and is tangent to the failure envelope (a line with slope $\tan \phi$). The red circle is larger and intersects the failure envelope. Below the wall, there is a spring model representing soil resistance.

For the soil: σ vs ϵ (yellow box)

For the wall: σ vs ϵ (yellow box)

pour les efforts et les déplacements dans l'ouvrage et les charges sur le talus

Stabilité des pentes



The diagram shows a slope with a failure surface (a curved line). A vertical slice of soil is shown on the failure surface. To the right, there are two Mohr's circles: a yellow one for the soil and a red one for the failure surface. The yellow circle is centered on the horizontal axis (normal stress σ) and is tangent to the failure envelope (a line with slope $\tan \phi$). The red circle is larger and intersects the failure envelope.

For the soil: σ vs ϵ (yellow box)

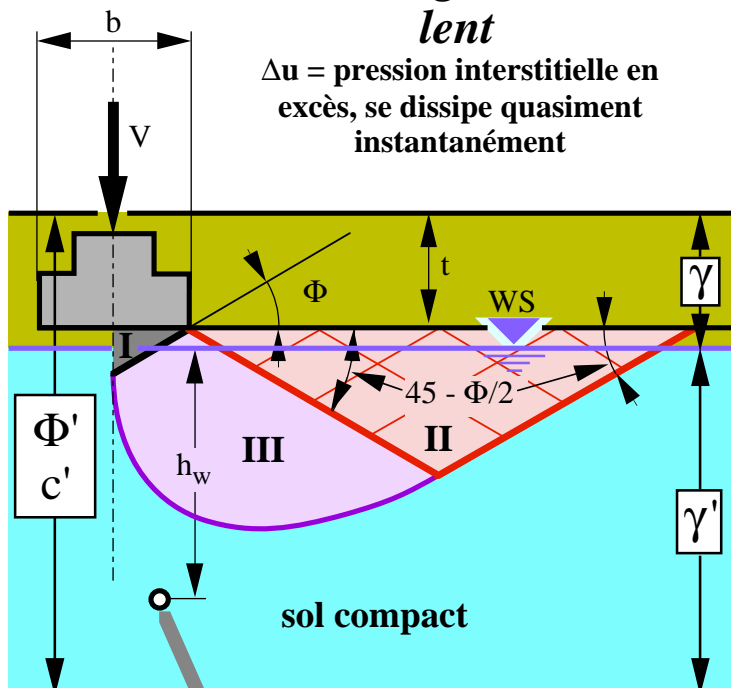
For the failure surface: σ vs ϵ (yellow box)

Poinçonnement généralisé d'un massif de sol compact Analyse drainée ou non drainée

Drainée
 c', Φ'

Chargement lent

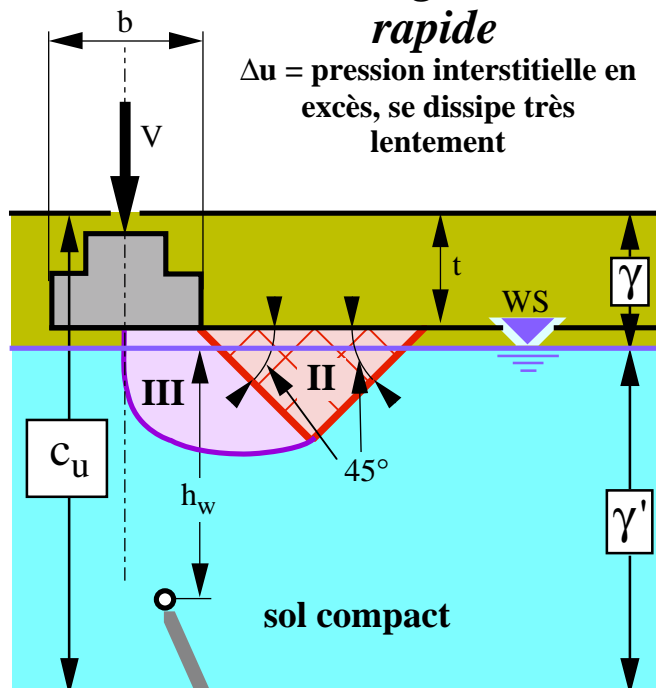
Δu = pression interstitielle en excès, se dissipe quasiment instantanément



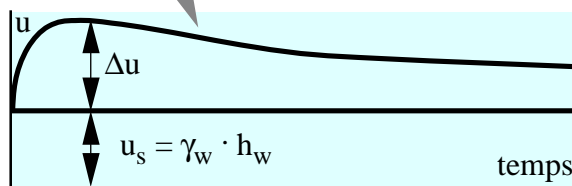
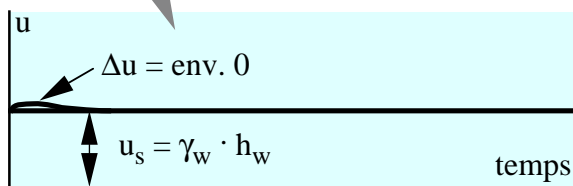
Non drainée
 $c, \Phi = 0$

Chargement rapide

Δu = pression interstitielle en excès, se dissipe très lentement



La position de la nappe est un exemple



$N_c, N_q, N_\gamma = f(\Phi')$
abaque

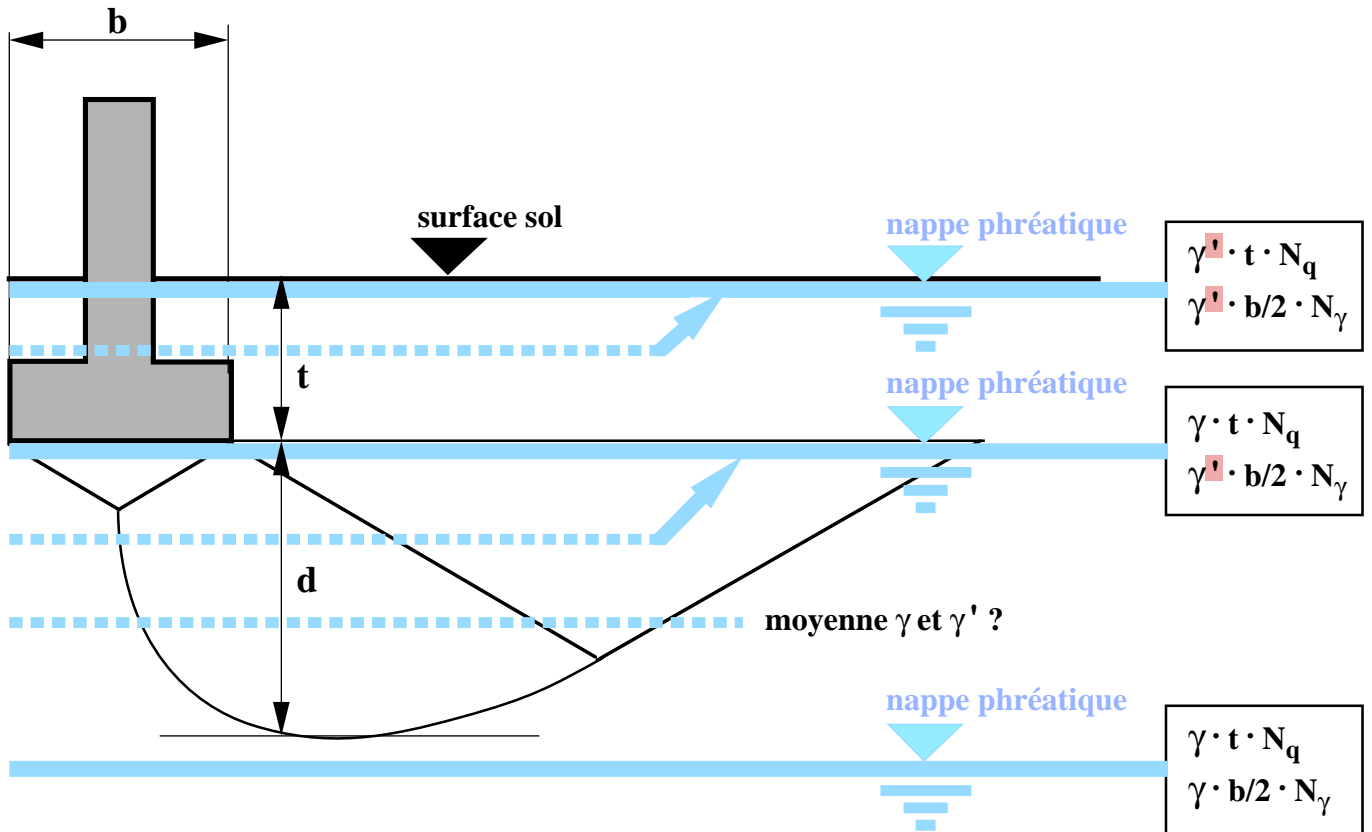
$N_c = 5.7$
 $N_q = N_q' = 1$
 $N_\gamma = N_\gamma' = 0$

$$q_p = A_1 c' N_c + \gamma t N_q + A_2 b/2 \gamma' N_\gamma$$

$$q_p = A_1 5.7 c_u + \gamma t$$

Le prime du γ ($\gamma' = \text{poids volumique déjaugé} = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$) n'a strictement rien à voir avec ceux des c et Φ . Les primes des termes N_c, N_q et N_γ (sol mou) n'ont aussi rien à voir avec ceux des c et Φ , comme du reste avec celui du γ .

Influence de la nappe sur la capacité portante

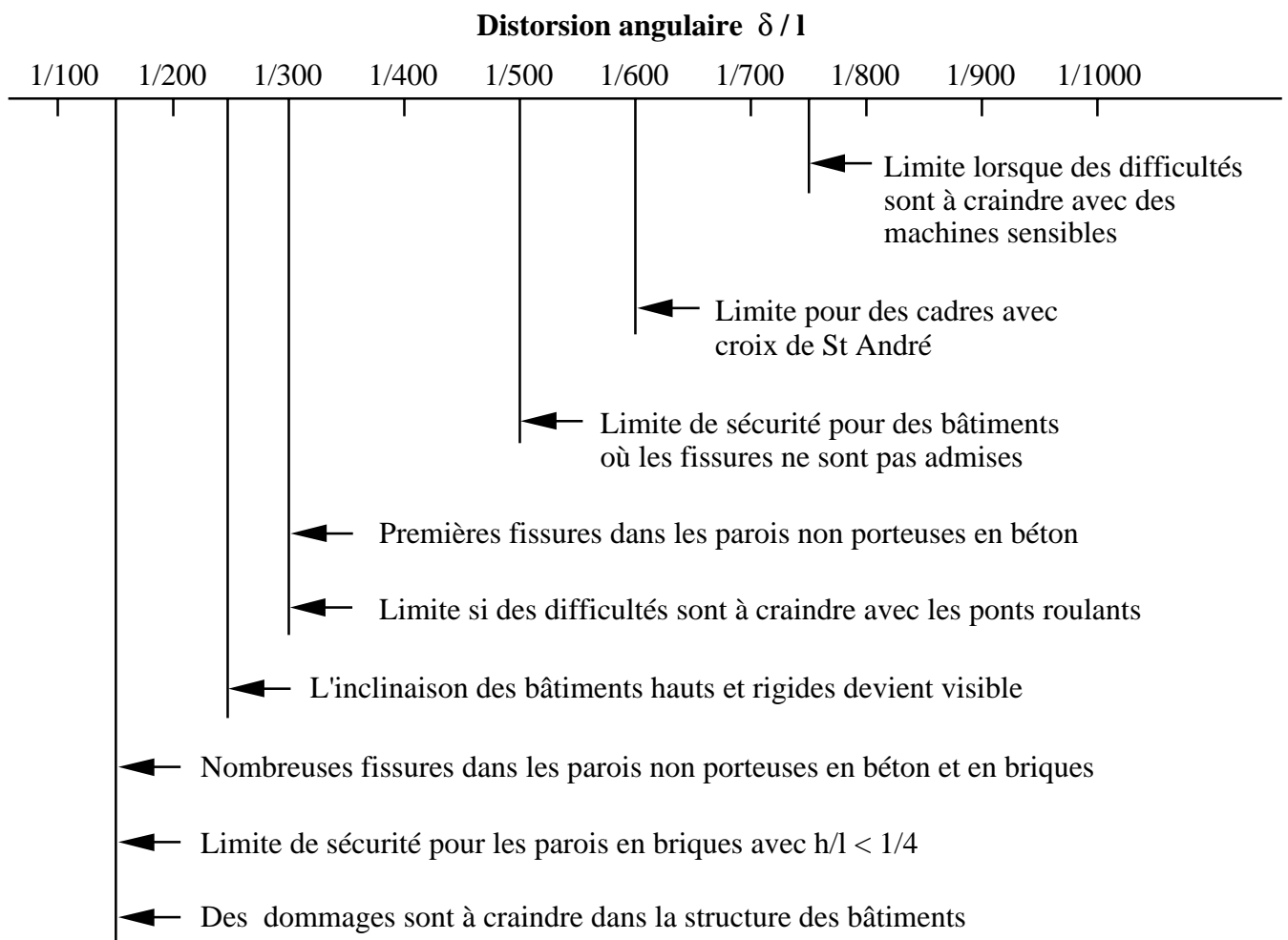
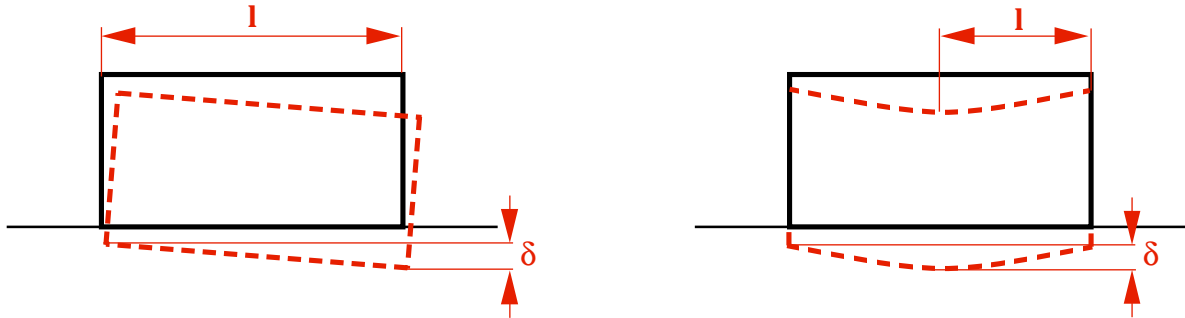


d par diagramme de Meyerhof

N_q = terme de profondeur

N_γ = terme de largeur

Distorsions angulaires admissibles



Selon Bjerrum : Discussion to European Conference on Soil Mech. Found. Eng. (Wiesbaden), vol. II, p. 135, 1954.

Introduction à la dynamique des sols

Mécanique des sols

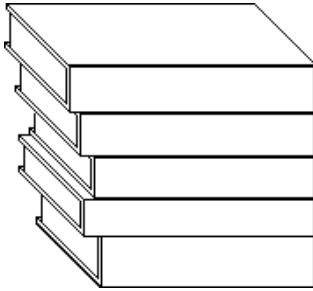
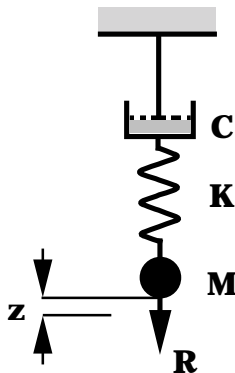
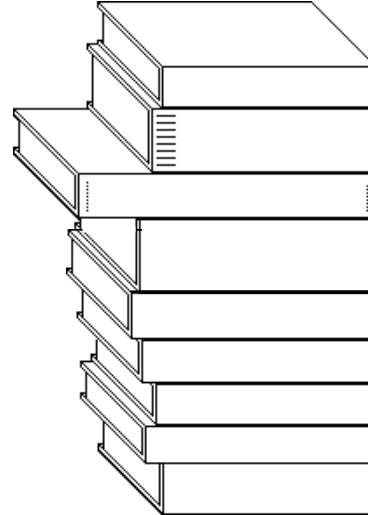


Schéma unidimensionnel



Dynamique des sols

- séismes
- machines vibrantes
- chocs
- explosions, etc.



Equation d'équilibre des déplacements

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{z}} + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{z}} + \mathbf{K} \cdot \mathbf{z} = \mathbf{R}$$

← de préférence en mécanique des sols

$$\text{Newton : } \mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{z}} = \mathbf{R}$$

$$\text{Viscosité : } \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{z}} = \mathbf{R}$$

$$\text{Ressort : } \mathbf{K} \cdot \mathbf{z} = \mathbf{R}$$

avec : \mathbf{M} = Masse -> matrice des masses à 1, 2 ou 3 dimensions.

\mathbf{C} = Coefficient d'amortissement -> matrice d'amortissement (1, 2 ou 3 dimensions)

\mathbf{K} = Coefficient de ressort -> matrice de rigidité (1, 2 ou 3 dimensions)

\mathbf{z} = déplacements -> vecteur des déplacements.

\mathbf{R} = Force -> vecteur des forces extérieures, intérieures, yc pression interstitielle.

Bibliographie :

CLOUGH R. W., PENZIEN J. - Dynamics of structures. Int. Student Ed. MacGraw-Hill, 1975.

LIPINSKI J. - Fundamente und Tragkonstruktionen für Maschinen. Bauverlag GmbH, Wiesbaden, 1972.

LOMITZ C., ROSENBLUETH E. (Ed.) - Seismic risk and engineering decisions. Elsevier, 1976.

NEWMARK N. M., ROSENBLUETH E. - Fundamentals of earthquake engineering. Prentice-Hall, 1971.

PECKER A. - Dynamique des sols. Presses des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.

RAUSCH E. - Maschinengrundlagen. VDI-Verlag GmbH., Düsseldorf, 1959.

WOLF J. P. - Dynamic soil-structure interaction. Prentice Hall, 1985.

WOLF J. P. - Soil-structure interaction analysis in time domain. Prentice Hall, 1988.

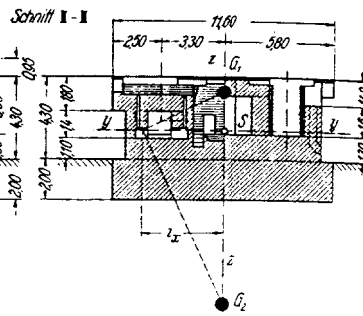
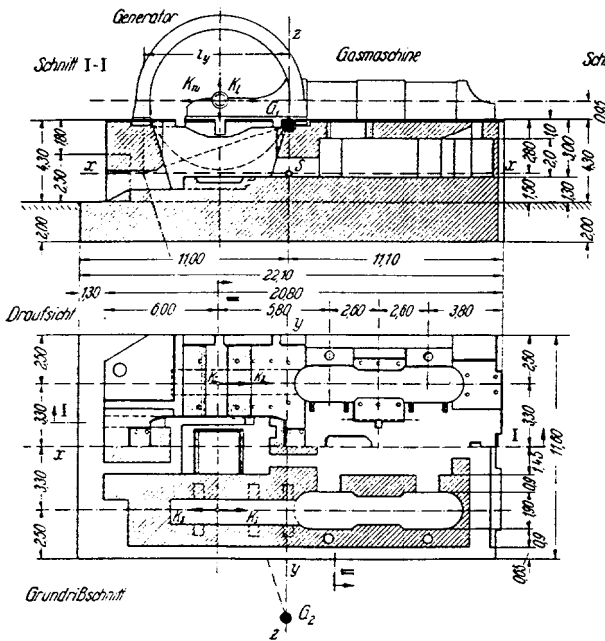
Pour certains de ces ouvrages des éditions plus récentes existent vraisemblablement.

Machines vibrantes

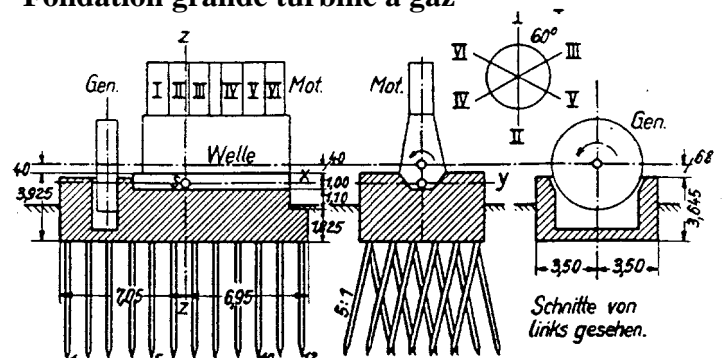
Vieille règle des masses de la fondation

Type de machine	Rapport de la masse de la fondation à la masse de la machine
Moteur à essence :	
1 et 2 cylindres.....	3.0
4 cylindres.....	2.75
6 cylindres.....	2.25
8 et plus.....	2.0
Diesel :	
2 cylindres.....	2.75
4 cylindres.....	2.4
6 cylindres.....	2.1
8 cylindres et plus.....	1.9
Groupe convertisseur.....	0.5 à 0.75
Machine à vapeur verticale couplée à un générateur.....	3.8
Machine à vapeur verticale triple expansion couplée à un générateur.....	3.5
Moteur horizontal couplé à un générateur.....	3.3
Turbine à vapeur horizontale couplée à un générateur.....	3 à 4
Moteur à essence vertical couplé à un générateur.....	3.5
Diesel vertical couplé à un générateur.....	2.6

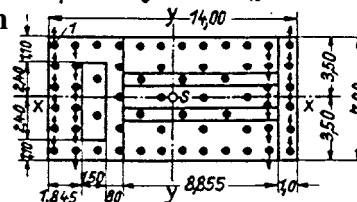
Exemples :



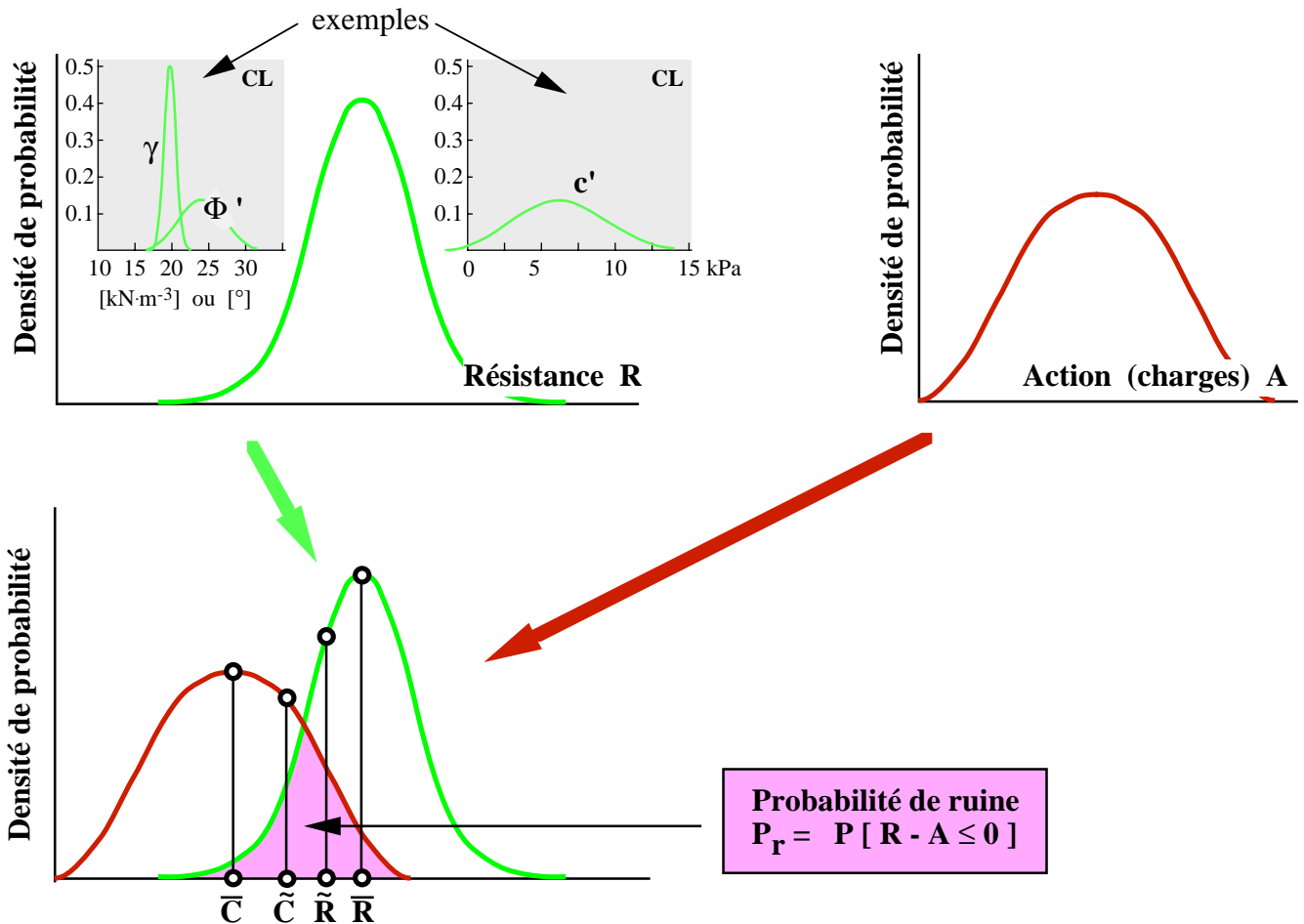
Fondation grande turbine à gaz



Fondation sur pieux d'un grand groupe diesel



Facteur de sécurité



\bar{C}, \bar{R} = moyenne

\tilde{C}, \tilde{R} = valeur prudente (par ex : moyenne \pm écart type)

Ancienne méthode (déterministe) : facteur de sécurité = $\frac{\tilde{R}}{\tilde{C}}$

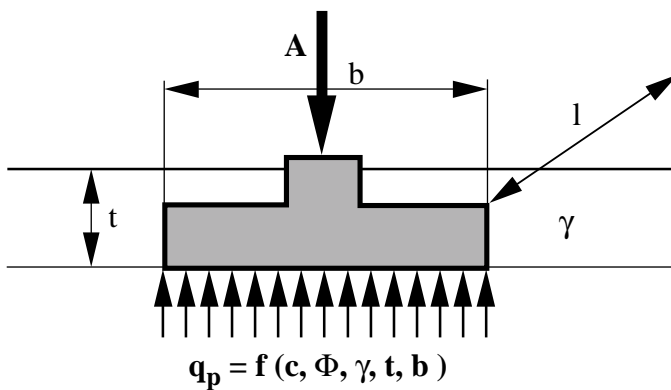
Nouvelle méthode (implicitement probabiliste) : $P_r < x\%$
(par ex. $P_r < 5\%$ dans projet Eurocode 7)

Facteur de sécurité (suite)

Ancienne méthode

- un état limite = état ultime
- coefficient de sécurité global (déterministe)

Exemple : capacité portante d'une semelle filante



$$q_{adm} = \frac{q_p}{F_s} \geq \frac{A}{b \cdot l}$$

F_s = facteur (coefficient) de sécurité

$F_s = f$ (méthode de calcul, type de rupture, type de sol, expérience)

A = charge linéaire maximum (effective) atteinte pendant la durée de vie de l'ouvrage

Facteur de sécurité (suite)**Nouvelle méthode (Europe)****Deux états limites :**

- **état limite ultime qui détermine la *sécurité structurale***
rupture totale, met en danger des personnes, rupture d'équilibre de la structure admise comme corps rigide, rupture par déformation excessive.
- **état limite d'aptitude au service qui détermine l'*aptitude au service***
déformations de la structure la rendant inutilisable en rapport avec son but ou causant des dommages à des éléments non porteurs

Actions : $F_d = F_k \gamma_F$ par exemple : poids propre, neige, vent, surcharges diverses

avec : F_d = valeur de dimensionnement de l'action

F_k = valeur caractéristique de l'action (moyenne statistique par ex.)

γ_F = facteur de charge ou
facteur de sécurité partiel de l'action
ex. : norme SIA 160, neige, $\gamma_F = 0.8$;
projet Eurocode 7 (1994)

γ_F pour effet :	Action		
	permanente		temporaire
	défa- vorable	favorable	défa- vorable
• cas A	1.00	0.95	1.50
• cas B	1.35	1.00	1.50
• cas C	1.00	1.00	1.30

Les actions peuvent être divisées en plusieurs modes, par exemple (projet Eurocode 7) :

- action permanente (poids propre entre autre)
- action temporaire (vent, neige par ex.)

ou bien, (norme SIA 160) :

- poids propre $\gamma_F \Rightarrow \gamma_G$
- action prépondérante $\gamma_F \Rightarrow \gamma_Q$
- action concomitante $\gamma_F \Rightarrow \Psi$ ou Ψ_{acc} pour action concomitante d'une action accidentelle

cas A : Perte d'équilibre statique de la structure; essentiellement problème de sous-pression.
cas B : Rupture de la structure ou d'un de ses éléments; ex.: béton armé d'un mur de soutènement.
cas C : rupture du sol; ex.: stabilité des pentes naturelles ou artificielles, capacité portante.

Exemple d'actions en géotechnique autres que celles provenant des structures :

Poids du sol, de la roche ou de l'eau / forces de percolation de l'eau / excavation / trafic / mouvements dus au fluage ou au glissement du sol / accélérations causées par des séismes ou des explosions / etc.

Résistance (propriétés des matériaux) : $X_d = \frac{X_k}{\gamma_m}$

avec : X_d = valeur de dimensionnement

X_k = valeur caractéristique, CH : valeur prudente

γ_m = facteur de sécurité partiel de la propriété projet Eurocode 7 (1994)

γ_m pour :	$\text{tg}\Phi'$	c'	c_u
• cas A	1.10	1.30	1.20
• cas B	1.00	1.00	1.00
• cas C	1.25	1.60	1.40

X_k n'est pas la moyenne statistique mais elle peut se baser sur elle. Elle est, dans la plupart des cas, inférieure à cette moyenne. X_k peut dépendre de la sévérité de l'état limite choisi, du mécanisme de rupture, et du degré de connaissance des caractéristiques du sol.

Facteur de sécurité (suite)

Nouvelle méthode (Europe)

Sécurité structurale : $F_d \leq \frac{R}{\gamma_R}$

avec : $R = f(X_{d,i}, i=1,2,\dots)$, résistance obtenue par essai en vraie grandeur, expérience, etc.

γ_R = facteur de résistance, par exemple (SIA V192: pieux) = $\xi \cdot \gamma_i \cdot \gamma_{sd}$

avec : ξ = facteur de réduction permettant de passer de R à la valeur prudente R_k ($R_k = R/\xi$)

γ_i = facteur de réduction permettant de passer de R_k à la valeur de dimensionnement R_d

($R_d = R_k/\xi$); i = indice relatif au paramètre(s) déterminant(s), par ex. Φ si c'est l'angle de frottement du sol

γ_{sd} = facteur de modèle fonction de la méthode de calcul utilisée

ex. : capacité portante, modèle "semelle rugueuse" : $\gamma_{sd} = 1.3$,

modèle "semelle lisse" : $\gamma_{sd} = 1.0$

Aptitude au service :

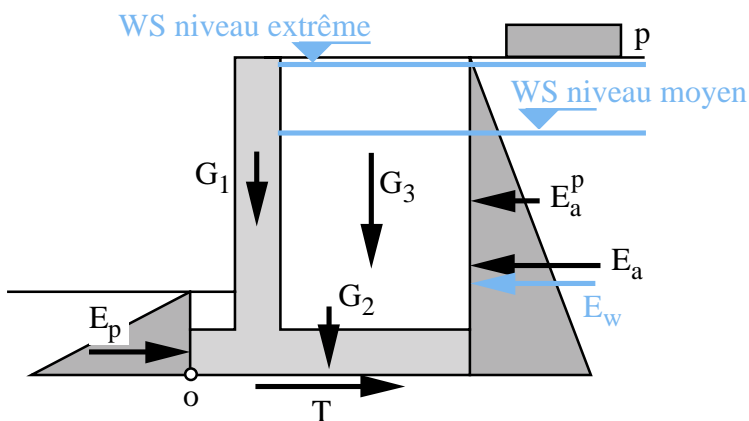
Essentiellement des prescriptions limitant les déformations, déterminant les caractéristiques des matériaux ainsi que les contraintes admissibles de l'ouvrage de fondation : tassement maximal, limite de la distorsion angulaire, niveau de contrainte dans l'ouvrage de fondation, propriétés particulières du béton de la fondation en présence d'eau séléniteuse ou de gel, etc.

Facteur de sécurité (suite) Nouvelle méthode

Combinaison des actions, plan de sécurité, cinématique de rupture

A préparer avec beaucoup de soin avant chaque calcul de dimensionnement. Pas de règles précises données dans les normes; responsabilité de l'ingénieur.

Exemple : poussée sur un mur de soutènement



Deux cinématiques de rupture :

Renversement $M_{\text{action}} \leq M_{\text{résistance}}$

Glissement $H_{\text{action}} \leq H_{\text{résistance}}$

M = moment par rapport à o

H = somme des forces horizontales

Deux combinaisons possibles (en utilisant la décomposition des actions de la norme SIA 160) :

a) sol prépondérant

Pour les actions (E_a , E_w) : caractéristiques mécaniques divisées par les facteurs de sécurité partiels, par exemple (cas C de l'EC7) $\gamma_m = 1.25$ pour $\text{tg}\Phi'$ et $\gamma_m = 1.6$ pour c' (γ_m est le diviseur des valeurs prudentes X_k) et les forces ou les moments résultants multipliés par le facteur de charge pour *effet défavorable*, par exemple (cas C de l'EC7) $\gamma_F = 1.0$.

Pour les forces de résistance (E_p , T) : caractéristiques mécaniques divisées par les facteurs de sécurité partiels (les mêmes que pour les actions) et les forces ou moments résultants multipliés par le facteur de charge pour *effet favorable*, par exemple (cas C de l'EC7) $\gamma_F = 1.00$.

La surcharge p (E_a^p), action accompagnante, est multipliée par un γ_F de 1.3 selon SIA 160.

Nappe phréatique à son niveau moyen.

b) nappe phréatique prépondérante

Pour les actions (E_a , E_w) : usage des valeurs caractéristiques (prudentes) X_k sans multiplication par un facteur partiel; forces ou moments résultants multipliés par un facteur de charge γ_F de 1.0. Même démarche pour les forces de résistance (E_p , T).

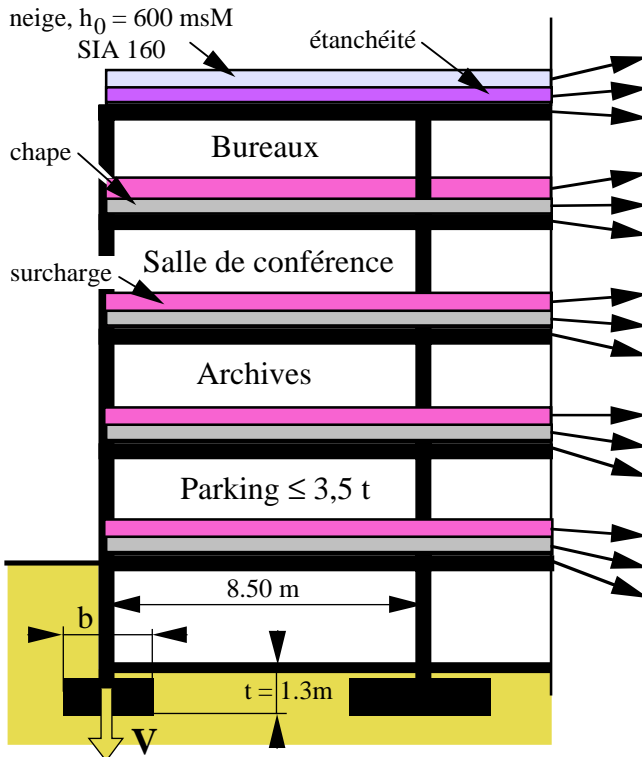
La surcharge p (E_a^p), action accompagnante, est multipliée par un γ_F de 1.3 selon SIA 160.

Nappe phréatique à son niveau extrême.

Les combinaisons a) et b) et leurs facteurs de sécurité partiels sont des exemples possibles. Aucune norme définitive ne les fixe encore aujourd'hui.

Facteur de sécurité (suite) Nouvelle méthode, exemple

Bâtiment de 3 étages sur rez



Semelle à calculer

Sécurité structurale γ_F	Aptitude au service	
	court terme	long terme
1.2 kN·m ⁻² · 0.8	1.2 kN·m ⁻²	0.0 kN·m ⁻²
3.0 kN·m ⁻² · 1.3	3.0 kN·m ⁻²	3.0 kN·m ⁻²
6.3 kN·m ⁻² · 1.3	6.3 kN·m ⁻²	6.3 kN·m ⁻²
3.0 kN·m ⁻² · 1.5	2.0 kN·m ⁻²	1.0 kN·m ⁻²
3.5 kN·m ⁻² · 1.3	3.5 kN·m ⁻²	3.5 kN·m ⁻²
7.5 kN·m ⁻² · 1.3	7.5 kN·m ⁻²	7.5 kN·m ⁻²
5.0 kN·m ⁻² · 1.5	5.0 kN·m ⁻²	4.0 kN·m ⁻²
3.5 kN·m ⁻² · 1.3	3.5 kN·m ⁻²	3.5 kN·m ⁻²
7.5 kN·m ⁻² · 1.3	7.5 kN·m ⁻²	7.5 kN·m ⁻²
8.0 kN·m ⁻² · 1.5	8.0 kN·m ⁻²	8.0 kN·m ⁻²
3.5 kN·m ⁻² · 1.3	3.5 kN·m ⁻²	3.5 kN·m ⁻²
7.5 kN·m ⁻² · 1.3	7.5 kN·m ⁻²	7.5 kN·m ⁻²
2.0 kN·m ⁻² · 1.5	2.0 kN·m ⁻²	0.0 kN·m ⁻²
3.5 kN·m ⁻² · 1.3	3.5 kN·m ⁻²	3.5 kN·m ⁻²
6.3 kN·m ⁻² · 1.3	6.3 kN·m ⁻²	6.3 kN·m ⁻²
95.7 kN·m ⁻²	70.3 kN·m ⁻²	65.1 kN·m ⁻²
407 kN·m ⁻¹	299 kN·m ⁻¹	277 kN·m ⁻¹

La norme SIA 160 est à la base de cet exemple mais toutes ses subtilités ne sont pas décrites voire incluses

Sécurité structurale : $V_{ss} = 407 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$
Aptitude au service : $V_{asc} = 299 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ court terme
Aptitude au service : $V_{asl} = 277 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$ long terme

Sol de fondation : CL ferme

	ρ [t·m ⁻³]	Φ' [°]	c' [kPa]	M_E [kPa]
X_k	2.0	24	20	10'000
γ_m	1.05	1.25 (1)	1.6 (1)	1.2
X_d	1.9	19	12	8'300

(1) cas C projet Eurocode 7

Calcul de la largeur b des semelles filantes avec $V_{ss} = 407 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1}$:

$$Q_d = Q_{adm} = \frac{R}{\gamma_R} = \frac{b (c'^d \cdot N_c + \gamma^d \cdot t \cdot N_q + \gamma^d \cdot b/2 \cdot N_\gamma)}{\gamma_{sd}} \geq V_{ss} = 407 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-1} \quad \text{d'où } b = 1.25 \text{ m}$$

Les valeurs utilisées pour déterminer R étant les X_d , le facteur de résistance est égal au facteur de modèle $\gamma_{sd} = 1.30$. N_c , N_q et N_γ déterminés par Φ'^d , c'^d , γ^d , Φ'^d = valeurs de dimensionnement (X_d) de c' , γ , Φ' . La charge "aptitude au service à court terme" V_{asc} aurait été utilisée avec l'ancienne méthode, à savoir avec un facteur global de sécurité de 3.0 et les valeurs X_k ; on aurait obtenu alors $b = 1.10 \text{ m}$.

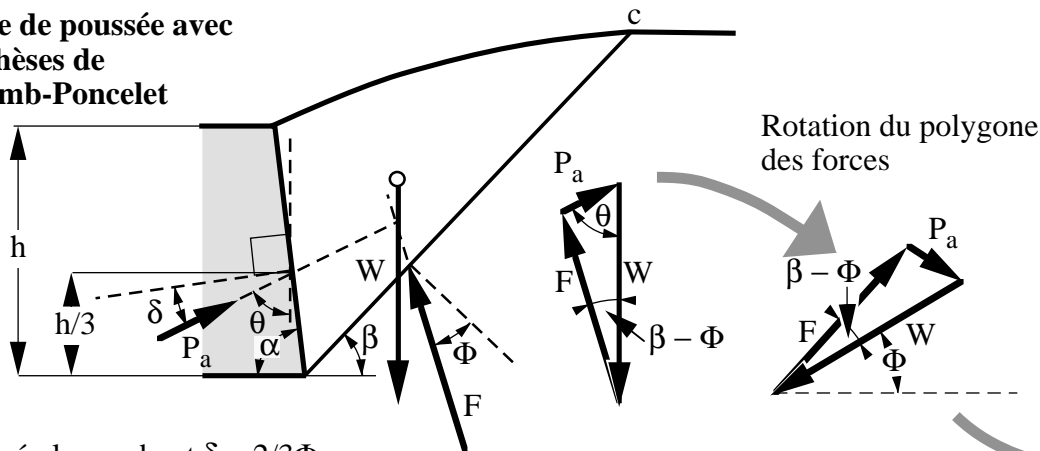
Calcul des tassements avec V_{asl} (long terme) = 277 kN·m⁻¹

Il est probable que ce calcul soit déterminant pour la détermination finale de la largeur b.

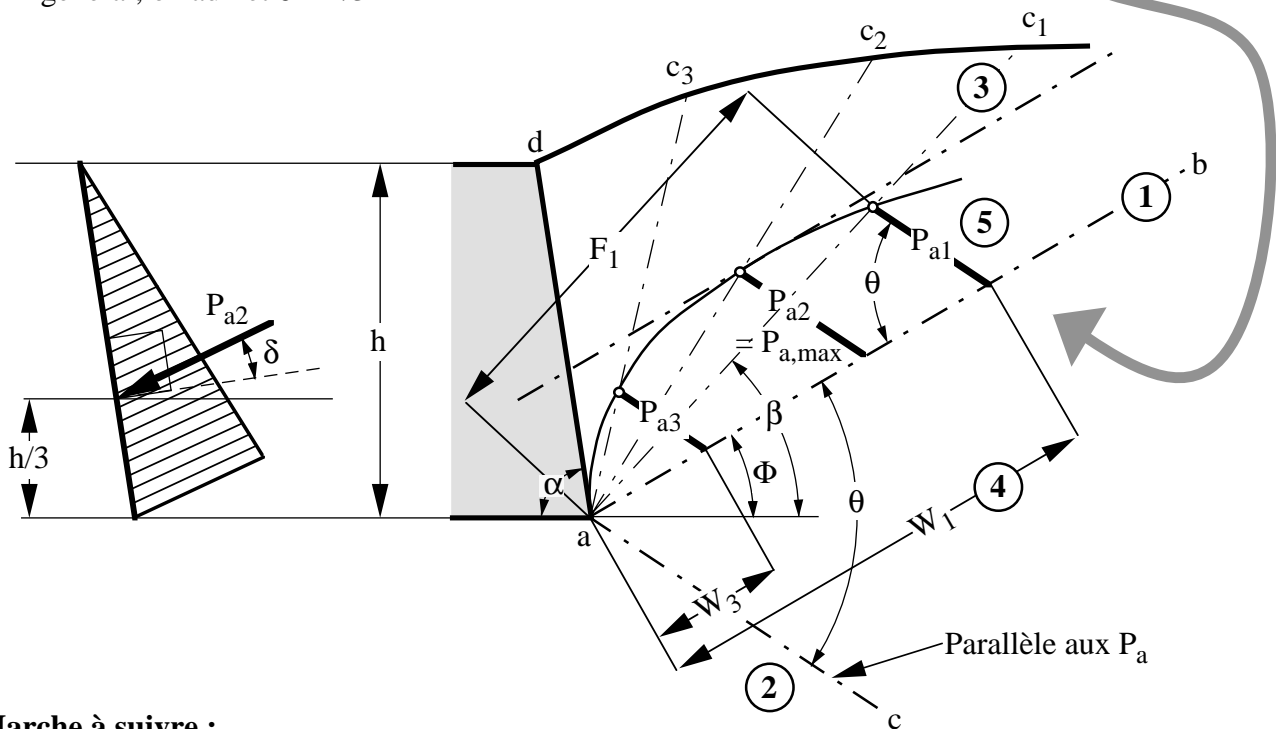
Fin des compléments
sur facteur de sécurité

Poussée des terres : méthode graphique de Culmann (basée sur la théorie de Coulomb - Poncelet)

Prisme de poussée avec
hypothèses de
Coulomb-Poncelet



En général, on admet $\delta = 2/3\Phi$

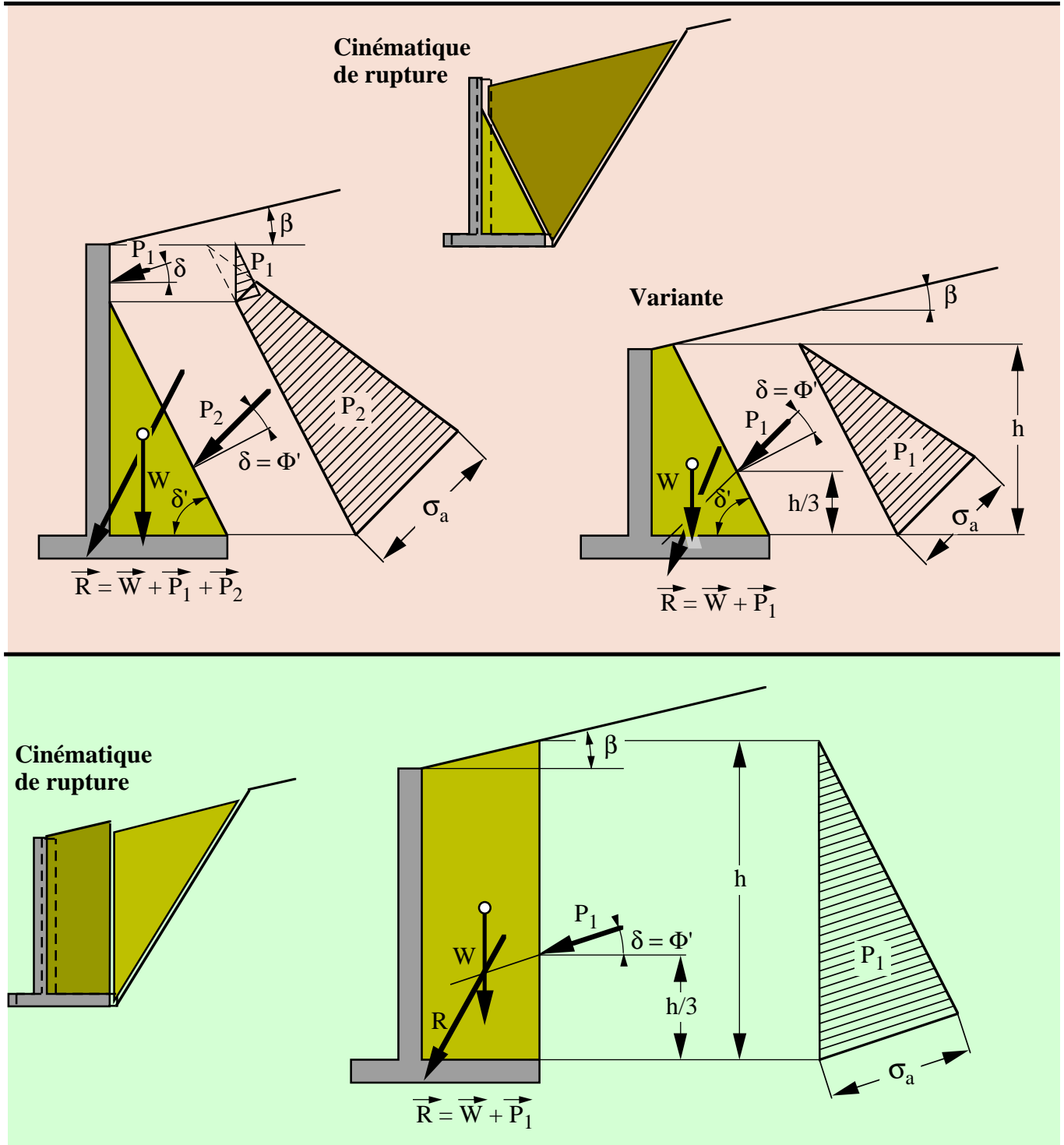


Marche à suivre :

- ① Tracer, par le point a, une droite a-b faisant un angle Φ avec l'horizontale; c'est la *ligne de talus*.
- ② Tracer, par le point a, une droite a-c faisant un angle θ avec la droite a-b ($\theta = \alpha - \delta$); dans le polygone des forces tourné, elle est parallèle à la poussée des terres P_a .
- ③ Tracer une première droite a-c ($a-c_1$), soit un premier plan de glissement, et calculer le poids du volume $a-c_1-d = W_1$.
- ④ Porter, à une certaine échelle, W_1 sur la droite a-b.
- ⑤ A l'extrémité de W_1 tracer une parallèle à a-c dont l'intersection avec la droite a-c₁ détermine la poussée P_{a1} .

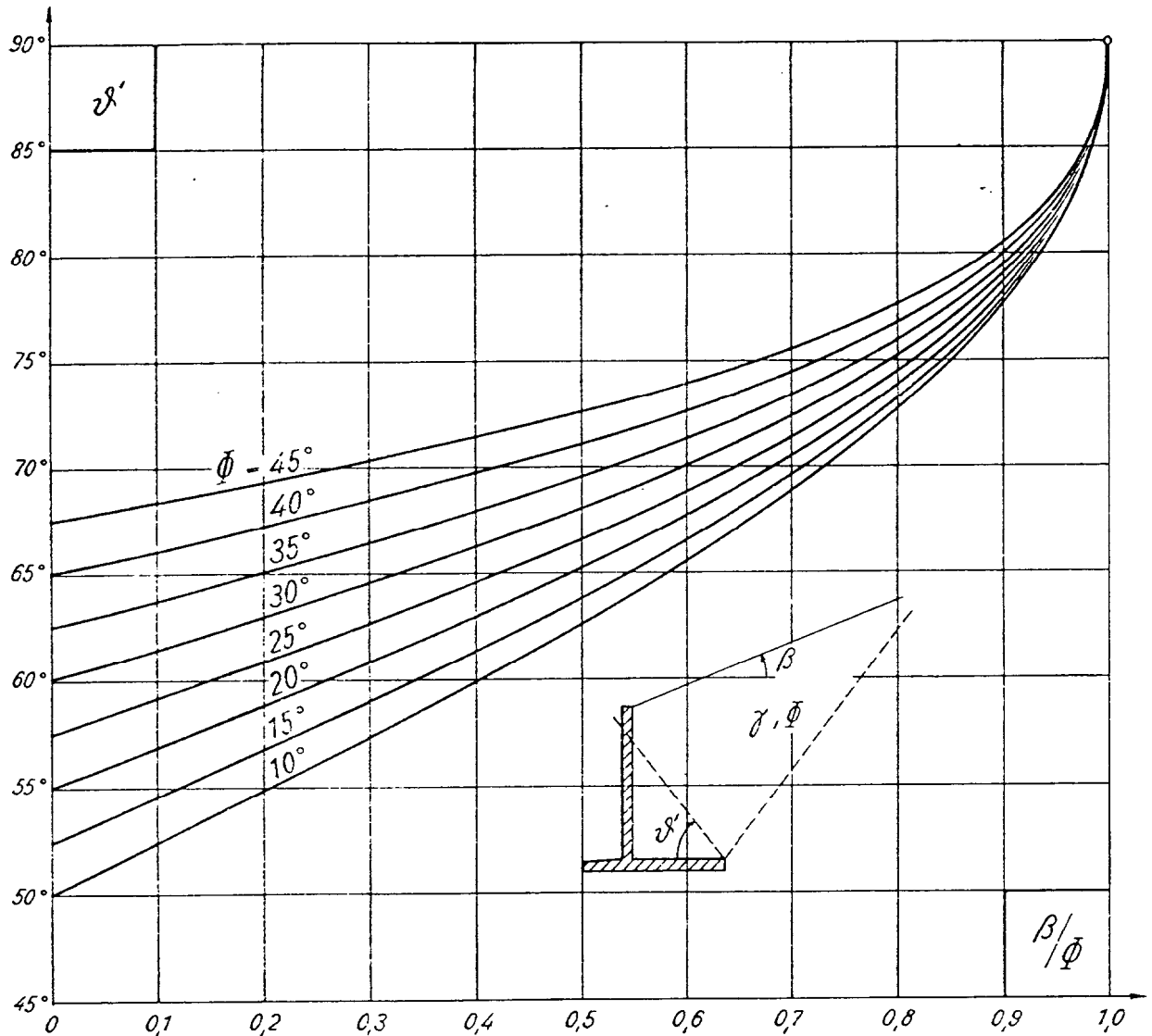
Et ainsi de suite pour quelques autres plans de glissement afin de déterminer la poussée maximale (P_{a2} dans l'exemple ci-dessus).

Poussée des terres : deux schémas de calcul des murs en équerre

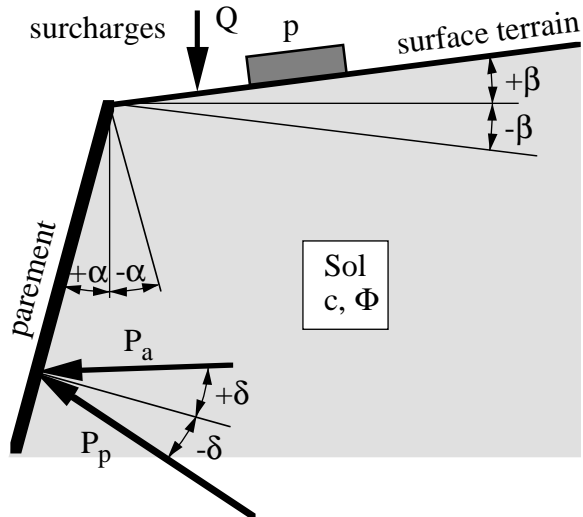


σ_a par Rankine, Coulomb-Poncelet ou méthode graphique

Poussée des terres : détermination de l'angle δ'



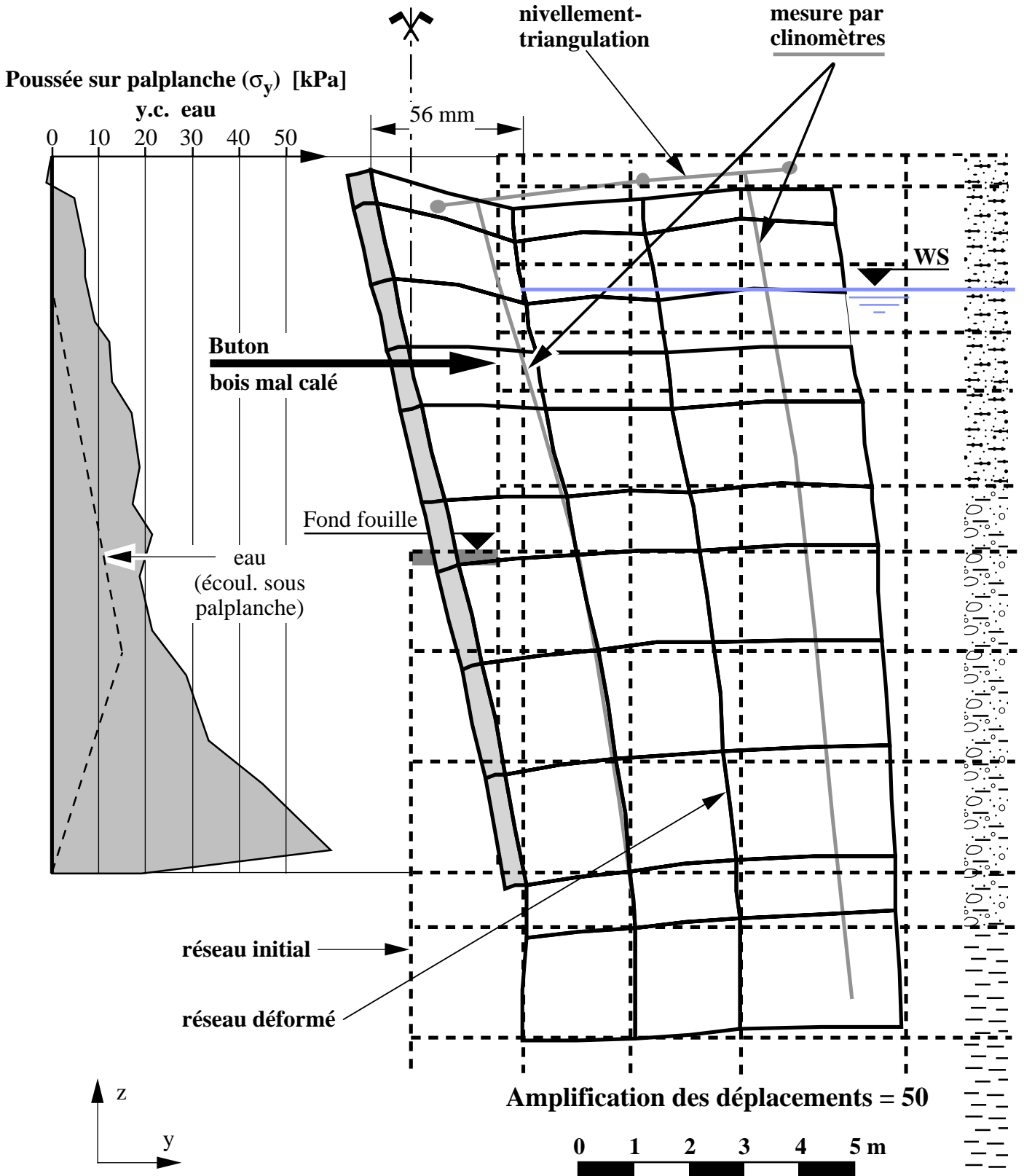
D'après Mörsch E. : Die Berechnung von Winkelstützmauern. Beton und Eisen **24** (1925), Heft 20.
et, VSS : Murs de soutènement, 1^{er} volume, 1966.



Résumé des différentes méthodes de calcul de la poussée et de la butée des terres

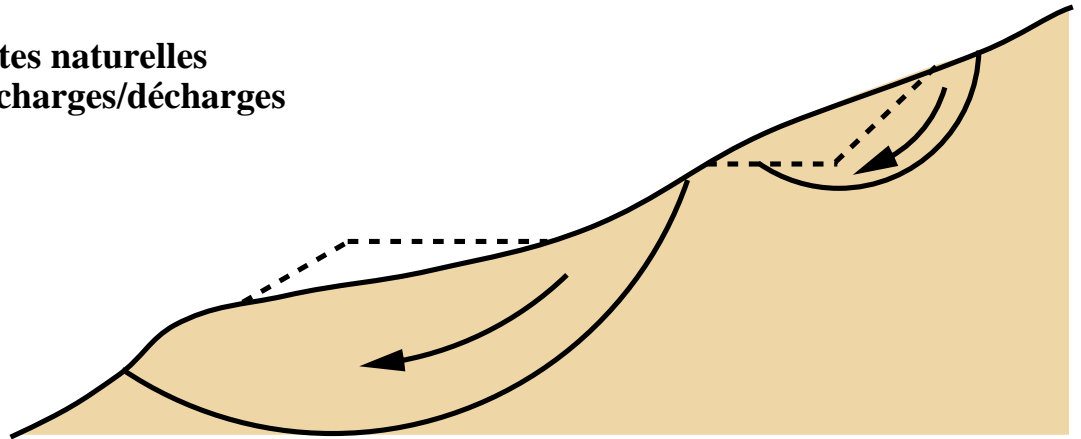
Méth.	Poussée	Butée
Rankine	$\alpha = 0 \quad \beta = 0 \quad \delta = 0 \quad c \neq 0$; surface du terrain plane; parement plan et vertical; surcharge uniforme.	
	$K_a = \text{tg}^2(45^\circ - \Phi/2)$ $\sigma_{ha} = K_a \sigma_v - 2c \text{tg}(45^\circ - \Phi/2)$	$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \Phi/2)$ $\sigma_{hp} = K_p \sigma_v + 2c \text{tg}(45^\circ + \Phi/2)$
Coulomb - Poncelet	$\alpha \neq 0 \quad \beta \neq 0 \quad \delta \neq 0 \quad c = 0$; surface du terrain plane; parement plan; pas de surcharge. Strictement $c = 0$ mais on peut introduire un c dans le calcul de σ_{ha} et de σ_{hp} .	
	$K_a = \frac{\cos^2(\Phi + \alpha)}{\cos(\delta - \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$ $\sigma_{ha} = K_a \sigma_v - 2c \text{tg}(45^\circ - \Phi/2)$	$K_p = \frac{\cos^2(\Phi - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi - \delta) \sin(\Phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha) \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$ $\sigma_{hp} = K_p \sigma_v + 2c \text{tg}(45^\circ + \Phi/2)$
Prisme	$\alpha \neq 0 \quad \beta \neq 0 \quad \delta \neq 0 \quad c \neq 0$; surface du terrain quelconque; parement quelconque; surcharge quelconque.	
	Poussée P_a donnée directement	Butée P_p donnée directement
Culmann	$\alpha \neq 0 \quad \beta \neq 0 \quad \delta \neq 0 \quad c = 0$; surface du terrain quelconque; parement plan; surcharge possible.	
	Poussée P_a donnée directement	Butée P_p donnée directement
Caquot et Kérisel	$\alpha \neq 0 \quad \beta \neq 0 \quad \delta \neq 0 \quad c \neq 0$; surface du terrain plane; parement plan; surcharge quelconque.	
	K_a donné par tables	K_p donné par tables
Murs VSS	$\delta = 2/3\Phi \quad c \neq 0$; profil du terrain et du parement du mur ainsi que surcharges adaptés au cas de la route.	
	K_a et dimensions du mur <i>poids</i> donnés par des tables.	Pas de table pour la butée.

Résultats d'un calcul par la méthode des éléments finis avec loi constitutive non linéaire : Fouille étayée par une paroi de palplanches avec un rang de butons

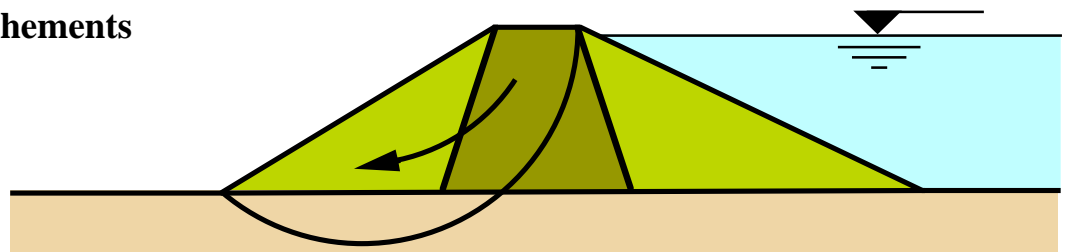


Les trois grands problèmes liés à la stabilité des pentes

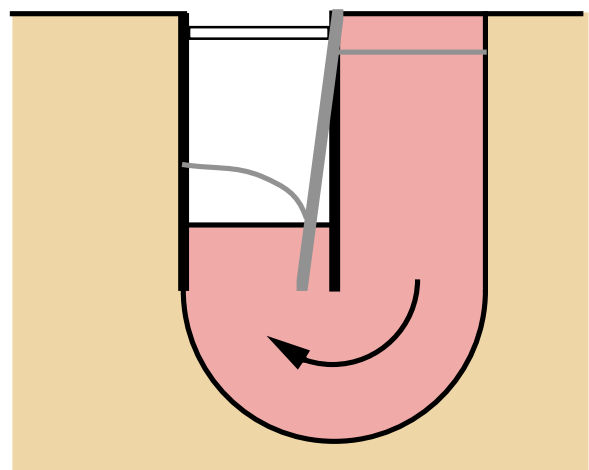
**Stabilité des pentes naturelles
avec ou sans surcharges/décharges**



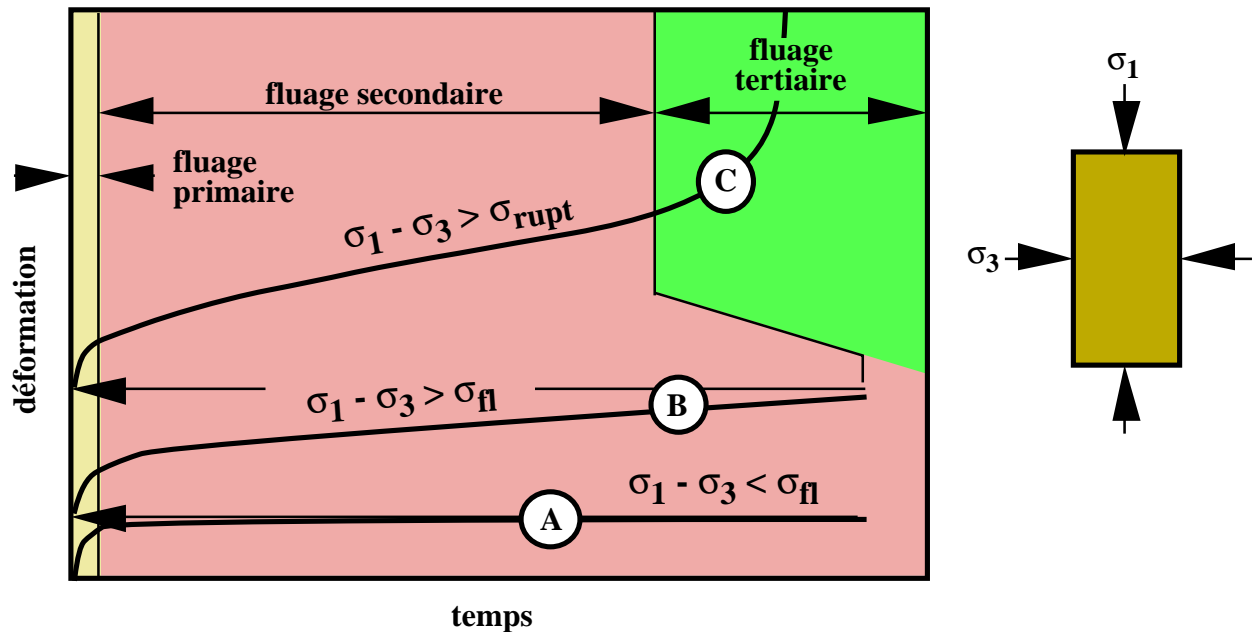
**Stabilité des digues en
terre ou en enrochements**



Stabilité des fonds de fouilles



Fluage des sols

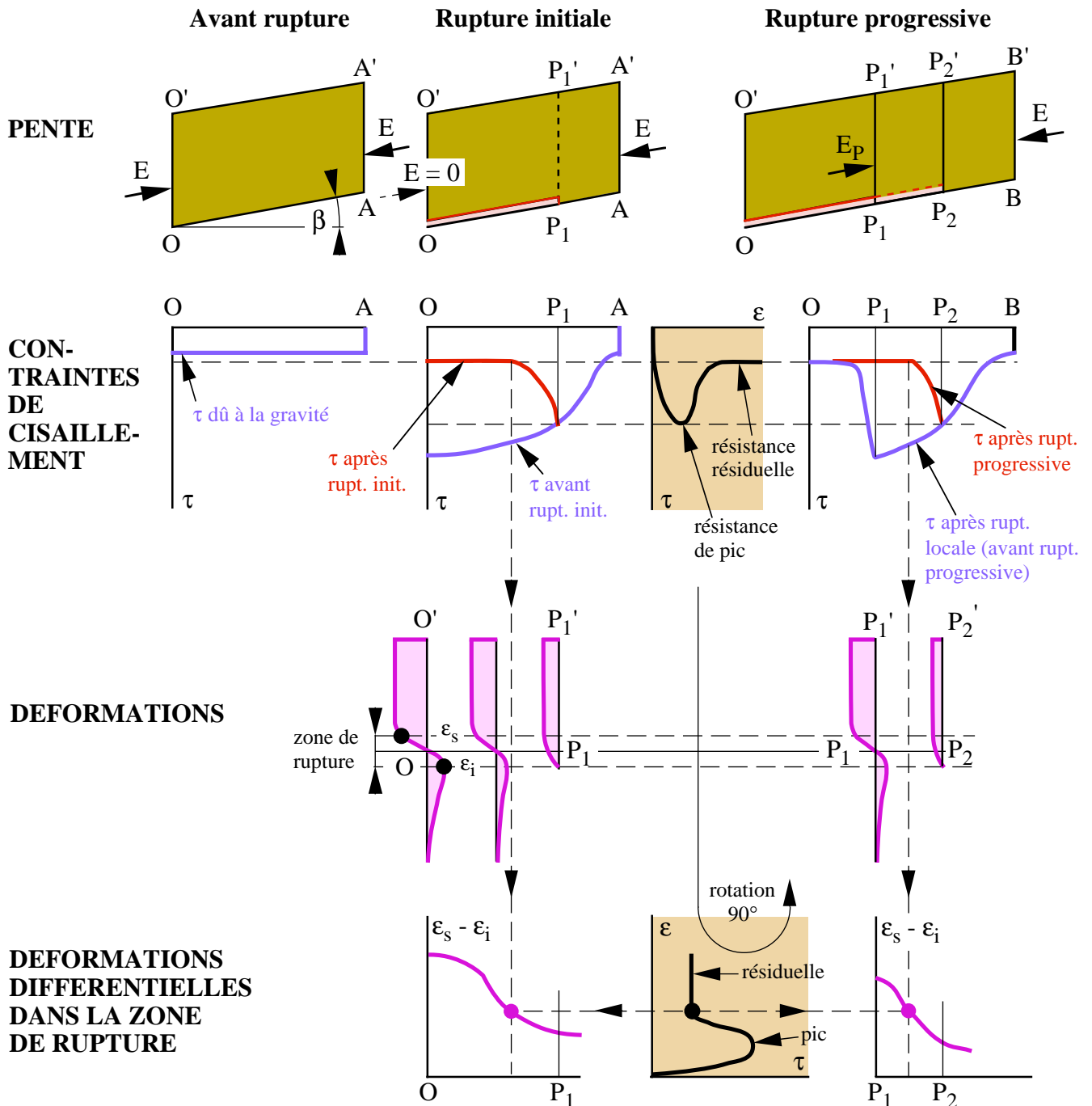


σ_{fl} = limite de fluage ou limite de mobilisation ou résistance structurelle limite
 σ_{rupt} = **résistance résiduelle** (à long terme) (voir complément No 31)

On peut décomposer le fluage des sols en trois phases et associer ces phases à trois niveaux de contraintes. La première phase, ou **fluage primaire** est caractérisée par la décroissance de la vitesse de distorsion (de déformation). La deuxième, ou **fluage secondaire** correspond à une vitesse de fluage constante et la troisième, ou **fluage tertiaire** correspond à une augmentation de la vitesse de fluage jusqu'à la rupture de la continuité mécanique du sol, soit jusqu'au développement de surfaces de glissement macroscopiques.

Pour un déviateur des contraintes inférieur ($\sigma_1 - \sigma_3$) à une certaine limite σ_{fl} que l'on appelle soit **limite de fluage** soit **limite de mobilisation** soit encore **résistance structurelle limite** seul le fluage primaire se produit; au-dessous de cette limite, le sol se comporte donc comme un solide vis-queux (courbe A). Au-dessus de cette limite du déviateur des contraintes, il s'établit, après le fluage primaire, un fluage secondaire à vitesse plus ou moins constante; le sol devient alors un liquide visqueux (courbe B). Si le déviateur des contraintes augmente encore, un fluage tertiaire se manifeste, fluage conduisant à une **rupture différée** ou **rupture après fluage** du sol (courbe C). Le déviateur σ_{rupt} pour lequel commence à se produire cette rupture différée est la résistance résiduelle (voir complément No 31).

Rupture progressive

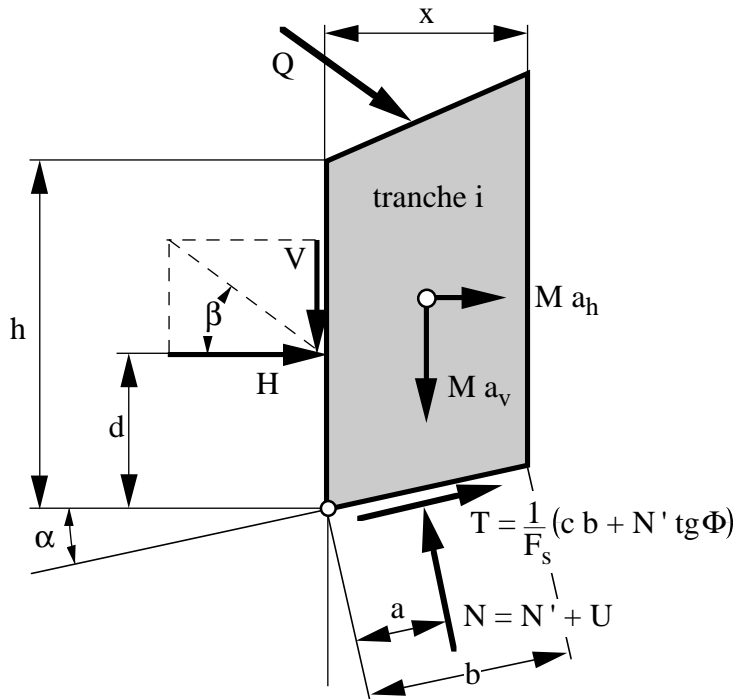


déformations amplifiées 3x par rapport aux diagrammes supérieurs

D'après L. Bjerrum - 3th Terzaghi lecture : Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales. Journal of ASCE. SM5, 1967.

Stabilité des pentes - Méthode des tranches

Le problème



Equations

pour n tranches :

$$n \cdot \begin{cases} \sum \text{forces horizontales} = 0 \\ \sum \text{forces verticales} = 0 \\ \sum \text{moments} = 0 \end{cases}$$

3n équations

M = masse de la tranche
 a_v = accélération verticale
 a_h = accélération horizontale
 Q = charge extérieure (ancrage par ex.)
 N' = effort effectif normal à la surface de glissement
 U = Sous-pression de l'eau interstitielle

Inconnues associées à l'équilibre des forces

n	forces résultantes N (y.c pression interstitielle : $u \cdot b$) normales à la base des tranches ou coins
1	facteur de sécurité qui permet à la force de cisaillement T sur la base de chaque tranche d'être exprimée en fonction de N
n-1	forces latérales H (y.c pression interstitielle) sur chaque interface entre les tranches
n-1	angles β qui déterminent la relation entre la force de cisaillement V et la force normale E sur chaque interface entre les tranches
3n-1	inconnues pour 2n équations

Inconnues associées à l'équilibre des moments

n	bras de levier a de la force résultante N normale à la base des tranches ou coins
n-1	bras de levier d de la force latérale H sur chaque interface entre les tranches
2n-1	inconnues pour n équations

Total des inconnues

5n-2	inconnues pour 3n équations
------	-----------------------------

Hypothèse simplificatrice générale à toutes les méthodes

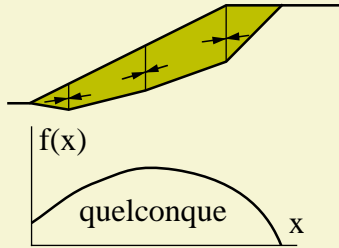
n	$a = b/2$
---	-----------

Total des inconnues après simplification générale à toutes les méthodes

4n-2	inconnues pour 3n équations
------	-----------------------------

Stabilité des pentes - Méthode des tranches

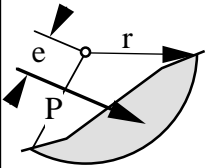
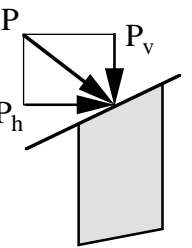
Les solutions et hypothèses simplificatrices

Méthode	Surface glissement	Hypothèses simplificatrices	Remarques
Bishop	cercle	cercle Moments dus à H négligés	Méthode "théorique" pas utilisée en pratique. ($V_i = ?$)
Bishop simplifiée	cercle	idem Bishop + $V_i = 0$	Tient parfaitement compte de la poussée d'écoulement. Méthode la plus utilisée. Nombreux programmes sur ordinateur
Fellenius ou suédoise	quelconque	Moments négligés $H = V = 0$	Ne tient pas compte des poussées d'écoulement : <i>gros inconvénient</i>
Morgenstern et Price	quelconque	$\text{tg}\beta = V/H = \lambda f(x)$ 	Méthode la plus complète et se prêtant bien à la modélisation numérique qui est cependant difficile. Méthode requérant une analyse très méticuleuse des résultats car une solution mathématiquement exacte peut être physiquement fausse.
Janbu	quelconque	$d = h/3$ $\beta = \text{cte}$	Méthode "théorique" pas utilisée en pratique. ($V_i = ?$)
Janbu simplifiée	quelconque	idem Janbu + $(V_{i+1} - V_i) / x = 0$	Tient parfaitement compte de la poussée d'écoulement. Souvent utilisée. Plusieurs programmes sur ordinateur.

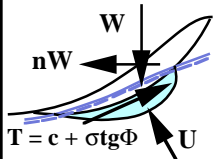
 Méthodes recommandées

Stabilité des pentes - Méthode des tranches

Les formules

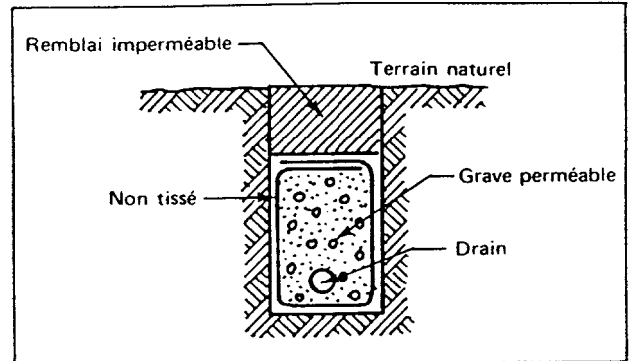
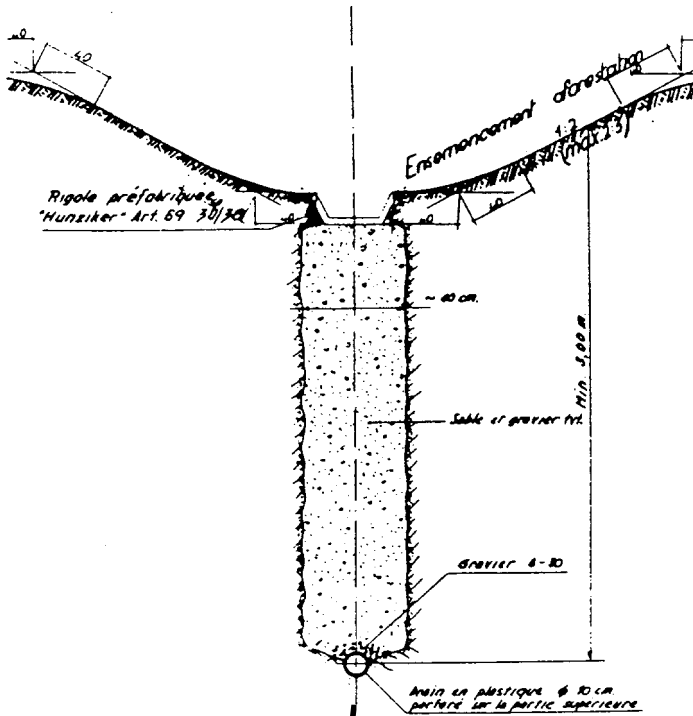
Méthode	Formules	
Bishop	$F_s = \frac{\sum \left[(c_i x_i + (W_i + (V_i - V_{i+1}) - u_i x_i) \operatorname{tg} \Phi_i) \frac{1}{\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \Phi_i}{F_s} \right)} \right]}{\sum [W_i \sin \alpha_i] + P e/r}$	
Bishop simplifiée	$F_s = \frac{\sum \left[(c_i x_i + (W_i - u_i x_i) \operatorname{tg} \Phi_i) \frac{1}{\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \Phi_i}{F_s} \right)} \right]}{\sum [W_i \sin \alpha_i] + P e/r}$	
Fellenius ou suédoise	$F_s = \frac{\sum [c_i x_i - (W_i \cos^2 \alpha_i - u_i x_i) \operatorname{tg} \Phi_i (1/\cos \alpha_i)]}{\sum [W_i \sin \alpha_i]}$	
Morgenstern et Price	Système d'équations non linéaires à résoudre par procédure spéciale. Voir : BAILEY W. A. - Stability Analysis by limiting equilibrium. Thesis MIT, 1966.	
Janbu	$F_s = \frac{\sum \left[c_i x_i + (W_i + P_{vi} - \Delta V_i - u_i x_i) \operatorname{tg} \Phi_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \Phi_i}{F_s} \right)} \right]}{\sum [(W_i + P_{vi} - \Delta V_i) \operatorname{tg} \alpha_i + P_{hi}]}$	
Janbu simplifiée	$F_s = \frac{\sum \left[c_i x_i + (W_i + P_{vi} - u_i x_i) \operatorname{tg} \Phi_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \Phi_i}{F_s} \right)} \right]}{\sum [(W_i + P_{vi}) \operatorname{tg} \alpha_i + P_{hi}]}$	

Stabilité des pentes - Méthodes confortatives - 1

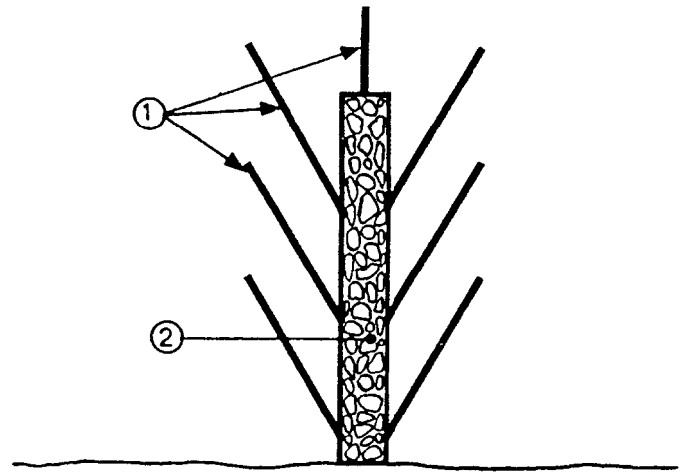
 <p>$T = c + \sigma \text{tg} \Phi$</p>	Causes générales		
	W Modification (intensité et orientation) de W par: <ul style="list-style-type: none"> - surcharge - modification de la géométrie du talus (érosion, route, etc.) - tremblement de terre (nW) 	U Modification du régime des pressions interstitielles par : <ul style="list-style-type: none"> - création d'une retenue et abaissement rapide plan d'eau - variation des précipitations 	c, Φ Diminution de c et Φ par: <ul style="list-style-type: none"> - rupture progressive - altération par circulation d'eau (quick-clay) - altération par d'autres phénomènes
Moyens confortatifs			
Drainage	Drainage superficiel des eaux de ruissellement et de percolation pour diminuer la teneur en eau d'où W dans la zone non saturée. Par exemple: gabions qui ont aussi un rôle mécanique. Les drains doivent rester efficaces: pentes fortes et contrôles. En outre, le drain ne doit pas alimenter une zone de glissement.	Superficiel (même type que pour W). Peu efficace sur une nappe profonde. Profond : galerie drainante, forage drainant, puits drainant, coûteux, mais souvent très efficace. Double action: <ul style="list-style-type: none"> - abaissement nappe (peut être défavorable) - modification favorable des poussées d'écoulement Débits : Le débit peut être très faible et le drainage efficace	Consolidation des sols par surcharge due à l'abaissement de la nappe (surcharge et dépression capillaire).
Végétation	Effet évapo-transpirateur jouant le même rôle que le drainage superficiel (ing. forestier ou paysagiste). Les racines n'ont aucune action mécanique sauf contre l'érosion superficielle.	Léger effet éventuel si la nappe est superficielle.	Consolidation des sols par surcharge due à l'abaissement de la nappe.
Rééquilibrage	Rééquilibrage par chargement de pied souvent peu efficace car phénomène du fluage. Réflexe du cercle = souvent mauvais réflexe.	~ NEANT	Consolidation des sols sous la charge.
Cloutage	Par pieux; déconseillé en terrain meuble: onéreux et peu efficace. Le beurre n'a jamais coupé le fil - fluage entre les pieux.	~ NEANT	Effet peu important.
Ancrage	Excellent moyen surtout pour massif rocheux. Bien dimensionner les surfaces d'appui (murs, longrines) Probl. durabilité de l'ancrage: fissuration de la gaine de protection en coulis de ciment par mouvements du sol, perte de tension dans le temps.	~ NEANT	Consolidation des sols sous l'effort d'ancrage.
Injection	Imperméabilisation de la surface par injection des fissures = env. même effet que drainage superficiel.	Modification de l'écoulement de la nappe (barrage créé par le rideau d'injection)	Augmentation de la résistance au cisaillement. Exemple : <ul style="list-style-type: none"> - Injection d'argile gonflante présentant des fissures. - Injection de résines dans les sols silteux ($k > 10^{-6} \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$)
Electro-chimique	NEANT	Drainage par électro-osmose dans des sols argileux (très coûteux)	Utilisation de l'électro-osmose pour échanger les ions adsorbés de l'argile et augmenter ainsi sa résistance au cisaillement
Congélation	NEANT	Barrage constitué par le bloc congelé ?	Consolidation moment. pendant les travaux (très coûteux).

Stabilité des pentes - Méthodes confortatives - 2

Exemples de drainages superficiels



Coupe d'une tranchée drainante (avec emploi d'un non-tissé).

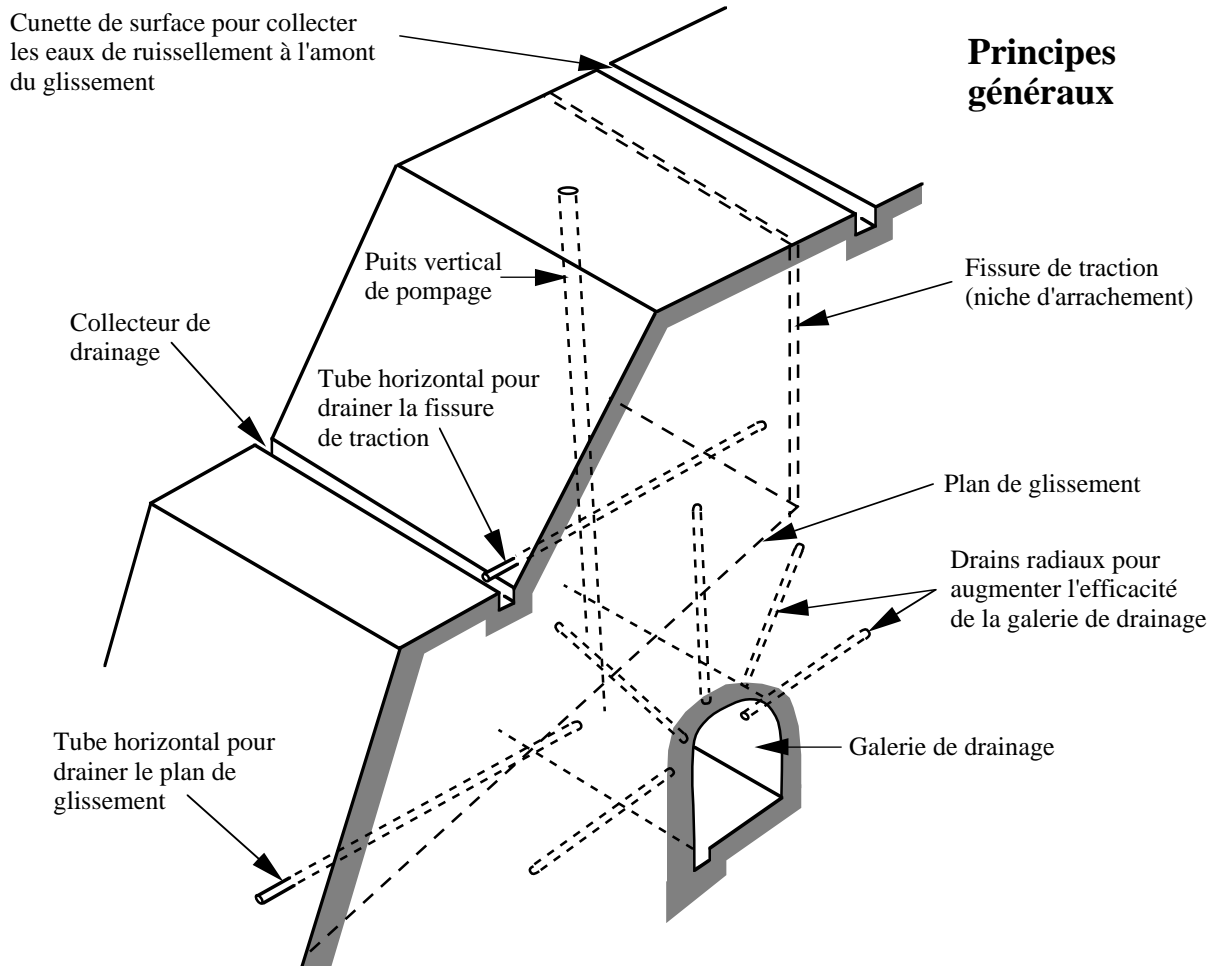


Forages drainants (1) aboutissant dans une pierrée (2) dis posée suivant la ligne de plus grande pente du talus

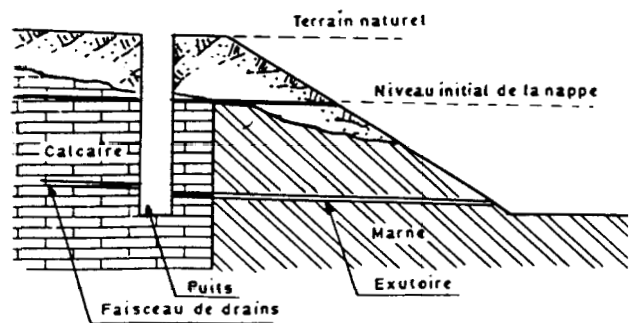
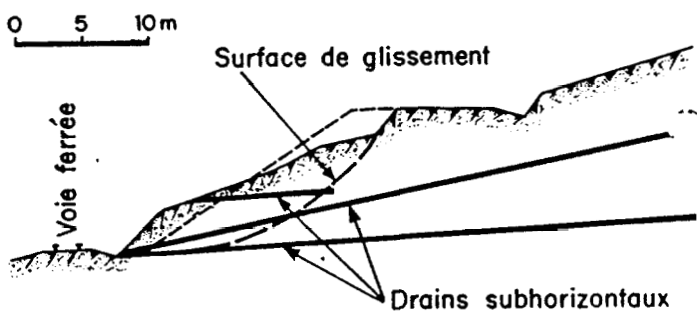


Stabilité des pentes - Méthodes confortatives - 3

Drainages profonds



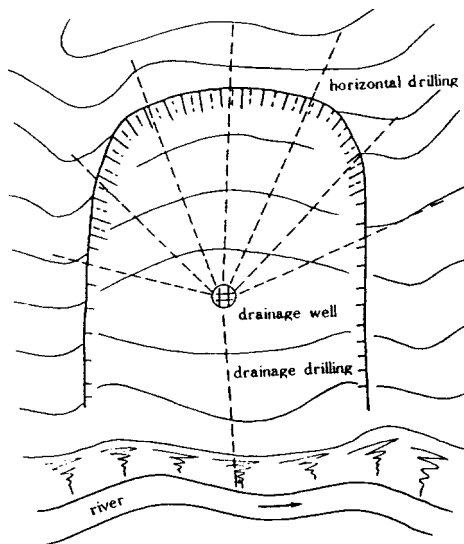
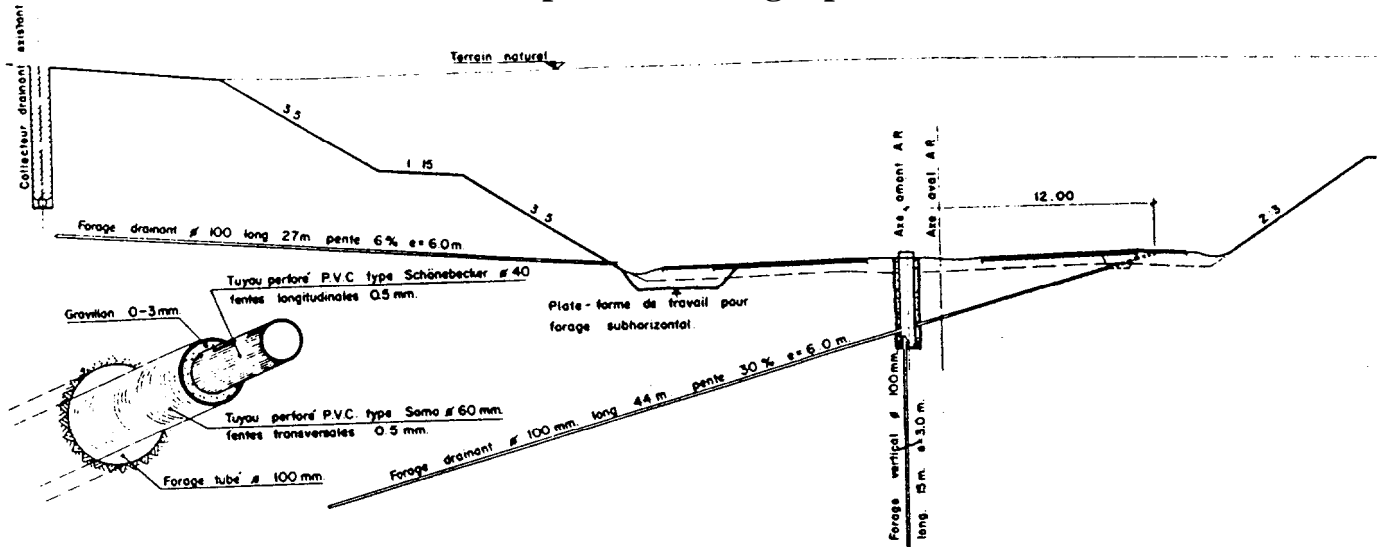
Exemples



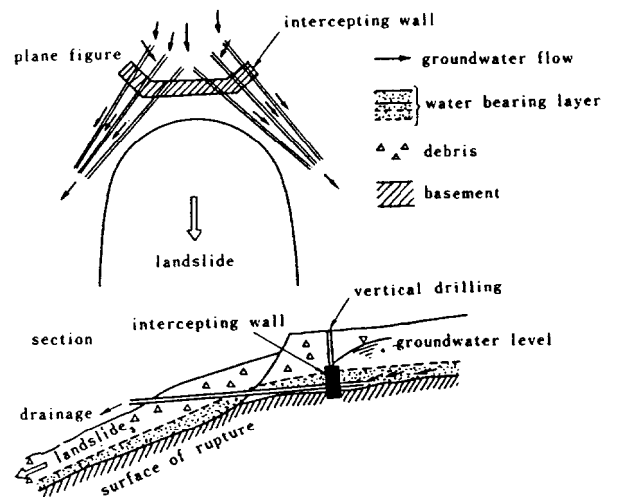
Puits et drains subhorizontaux (autoroute A6, tranchée de Lasalle, Saône-et-Loire).

Stabilité des pentes - Méthodes confortatives - 4

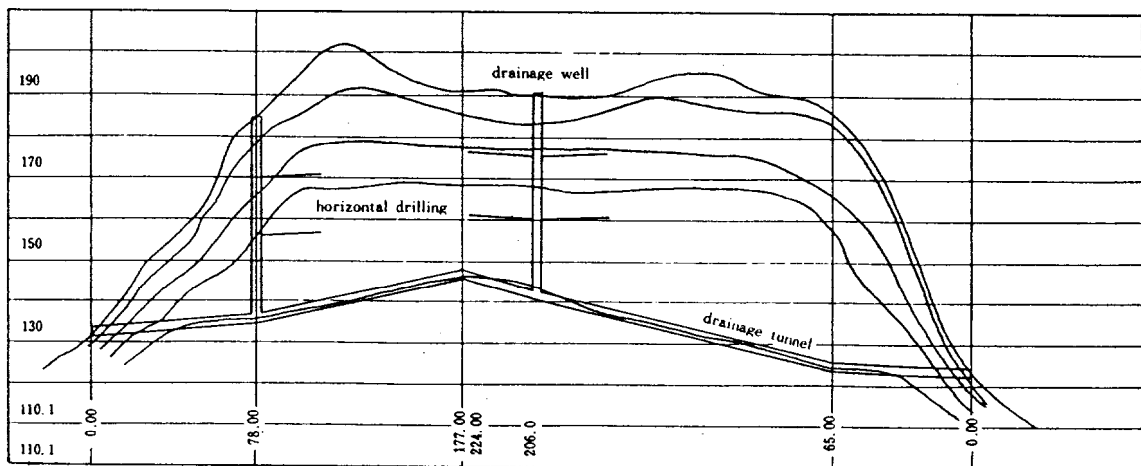
Exemples de drainages profonds



6 Plan of drainage well



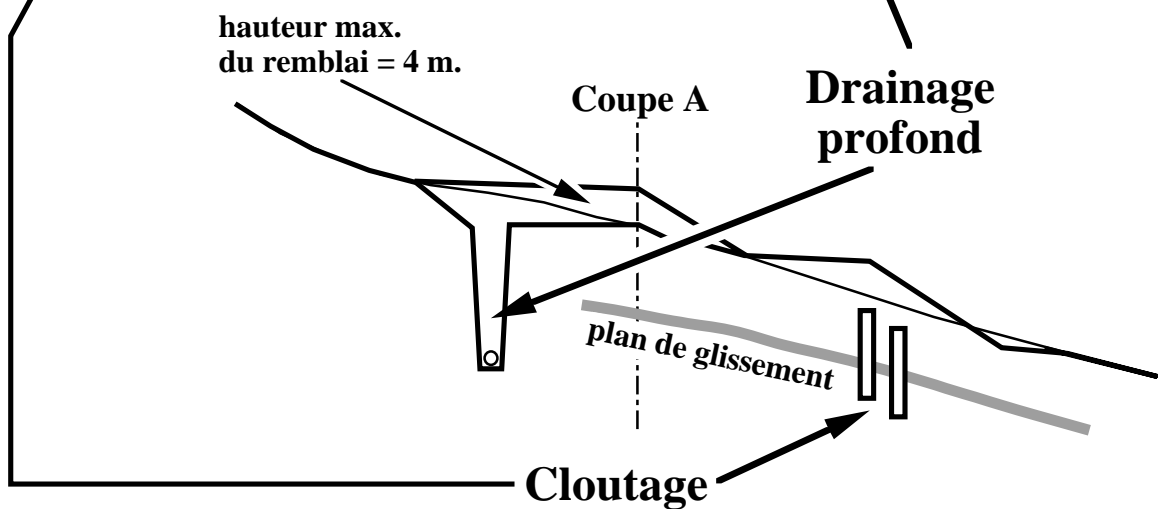
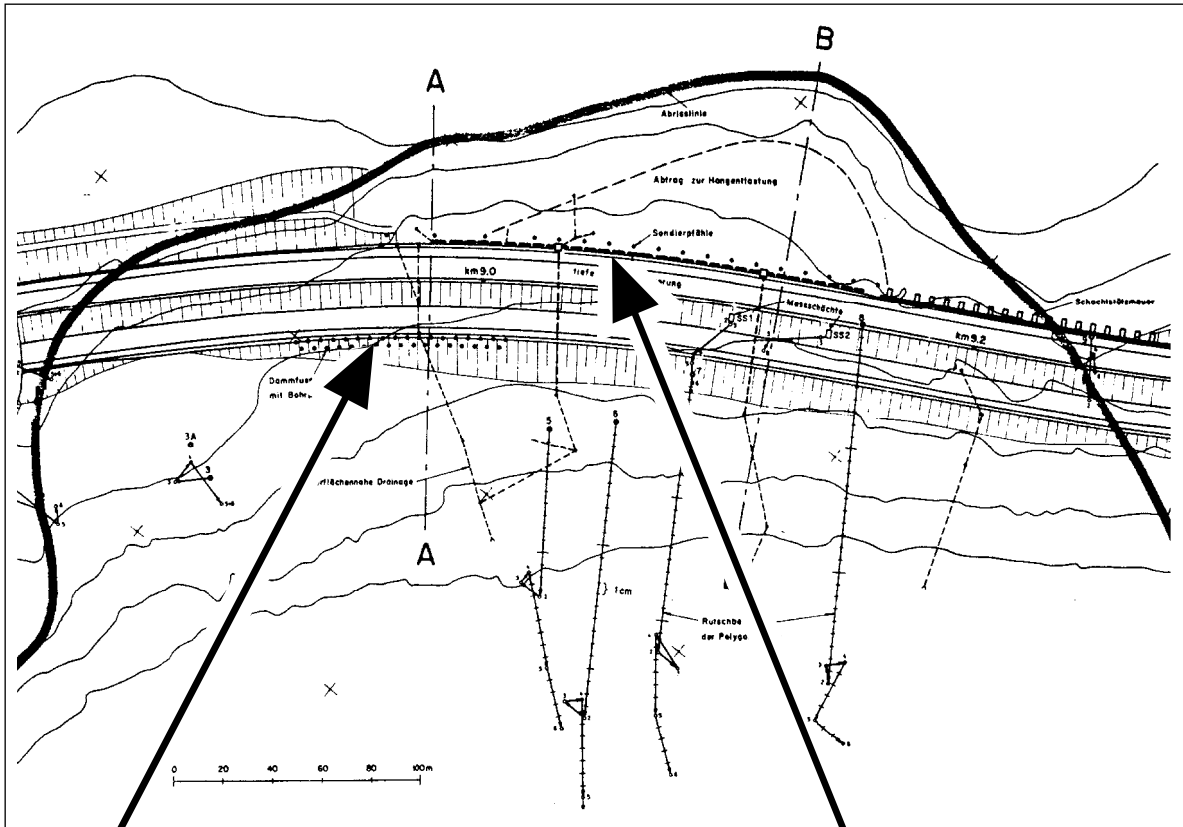
Plan of groundwater interception



Section of drainage tunnel and drainage well

Stabilité des pentes - Méthodes confortatives - 5

Exemples de drainages profonds et d'un cloutage



The new Rankine's method: a Rankine's poem

The Mathematician in Love

I.

A Mathematician fell madly in love
 With a lady, young, handsome, and charming:
 By angles and ratios harmonic he strove
 Her curves and proportions all faultless to prove,
 As he scrawled hieroglyphics alarming.

II.

He measured with care, from the ends of a base,
 The arcs which her features subtended:
 Then he framed transcendental equations, to trace
 The flowing outlines of her figure and face,
 And thought the result very splendid.

III.

He studied (since music has charms for the fair)
 The theory of fiddles and whistles,—
 Then composed, by acoustic equations, an air,
 Which, when 'twas performed, made the lady's long hair
 Stand on end, like a porcupine's bristles.

IV.

The lady loved dancing:—he therefore applied,
 To the polka and waltz, an equation;
 But when to rotate on his axis he tried,
 His centre of gravity swayed to one side,
 And he fell, by the earth's gravitation.

V.

No doubts of the fate of his suit made him pause,
 For he proved, to his own satisfaction,
 That the fair one returned his affection,—"because,
 "As every one knows, by mechanical laws,
 "Re-action is equal to action."

VI.

"Let x denote beauty,— y , manners well-bred,—
 " z , Fortune,—(this last is essential),—
 "Let L stand for love"—our philosopher said,—
 " Then L is a function of x , y and z ,
 "Of the kind which is known as potential."

VII.

"Now integrate L with respect to dt ,
 "(t Standing for time and persuasion);
 "Then, between proper limits, 'tis easy to see,
 "The definite integral *Marriage* must be:—
 "(A very concise demonstration)."

VIII.

Said he—"If the wandering course of the moon
 "By Algebra can be predicted,
 "The female affections must yield to it soon"—
 —But the lady ran off with a dashing dragoon,
 And left him amazed and afflicted.

Equation referred to in stanza VI:

$$L = \phi(x, y, z) = \iiint \frac{f(x, y, z)}{\sqrt{(\xi - x)^2 + (\eta - y)^2 + (\zeta - z)^2}} d\xi d\eta d\zeta$$

Equation referred to in stanza VII:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} L dt = M$$