

Descente de Charges Stabilité des Ouvrages



par Lionel LAFFIN

Ingénieur structure et sécurité

Bâtiments / Travaux Publics

SOCOTEC Réunion

**UN OUVRAGE,
OU UN ELEMENT D'OUVRAGE,
EST SOUMIS A DIFFERENTES
ACTIONS EXTERIEURES**

**IL DOIT ETRE CONCU POUR ETRE
STABLE ET RESISTER
A CES ACTIONS**

CHARGES VERTICALES DE PESANTEUR

Charges permanentes
(poids propre des ouvrages ou matériaux les surchargeant)



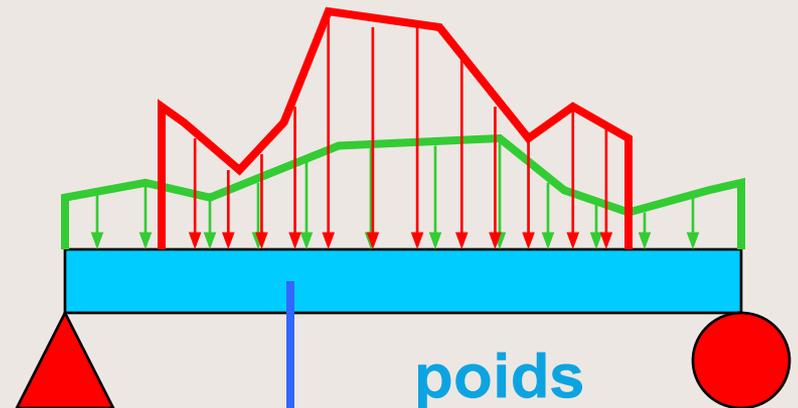
Charges liées à l'exploitation des bâtiments (public, stockages, surcharges liées à l'entretien)



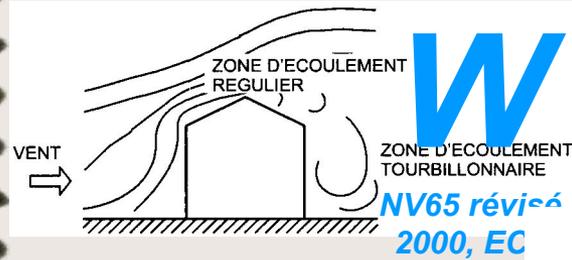
Charges climatiques de neige



poids mort (pm/G)
charges d'exploitation (Q)
neige (Sn)



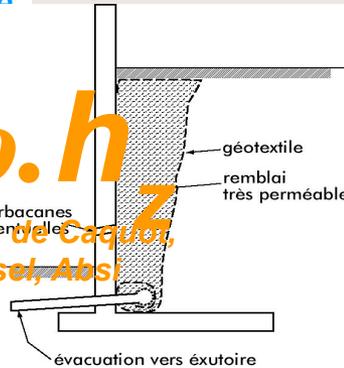
ACTIONS A COMPOSANTE HORIZONTALE ou VERTICALE ASCENDANTE



Pressions ou dépressions dues au vent

Pressions de terres, liquides ou de matières ensilées

k.p.h
abaques de Caquot, Kerisel, Absi



Séisme : accélérations des masses se traduisant en efforts horizontaux

ω

pression de vent (**W**)

vibrations (**ω**)

accélération (**A_n**)



Vibrations et machines tournantes

Février 2008

1ère année GC - IUT de Saint Pierre - Ile de la Réunion

CHARGES PERMANENTES

A titre de renseignements, nous donnons ci-après, les valeurs de charges permanentes extraites de la norme NF P 06-004 de mai 1977 [1.9] (1).

Ces valeurs s'appliquent à tous les calculs de construction et peuvent être utilisées en l'absence d'autres indications données aux Documents Particuliers du Marché.

MATÉRIAUX	Poids volumique kN / m ³	MATÉRIAUX	Poids volumique kN / m ³
BÉTONS		MATÉRIAUX DIVERS (suite)	
Béton non armé	22	Briques en vrac	8
Béton armé courant	25	Briques empilées	13
Béton de granulats légers	7,5 à 15,5	Calcaire compact	28
Béton bitumineux	22	Calcaire de dureté moyenne	22
		Calcaire tendre	18
		Cendres	8
MAÇONNERIES (sans enduits)		Classeurs, armoires, bibliothèques	6
Briques pleines	19	Coke	6,5
Briques creuses	9	Farine en sacs	5
Briques perforées	13,5	Farine en vrac	6
Parpaings pleins	21	Foin et paille en vrac	1
Parpaings creux porteurs	13,5	Foin et paille bottelés	1,5
Parpaings creux de pouzzolane ou de laitier expansé	15	Fonte	72,5
Parpaings creux de pouzzolane ou de laitier expansé	9,2 à 9,5	Fourrages	10
Parpaings pleins de béton cellulaire autoclavé	8 à 8,2	Fumier en tas	12
		Fumier empilé	18
ENDUITS		Granit	28
Plâtre	10	Gravier	17
Mortier aux liants hydrauliques	18	Grès	25
		Herbes et trèfles	3,5
MATÉRIAUX DIVERS		Houille sèche	8
Acier	78,5	Houille humide	10
Aluminium	27	Mâchefer	8
Asphalte coulé	18	Malt	6
Avoine en vrac	5,5	Marbre	28
Ballast concassé	18	Métaux cuivreux	89
Ballast roulé	19	Minette	20
Ballast pour voie de chemin de fer	18,5	Papier empilé	11
Blé, orge, seigle	8	Papier en rouleaux	16
Blocs de liège	4	Plomb	114
Bois en bûches, conifères secs	4,5	Pommes de terre	7
Bois en bûches, conifères humides	6,5	Raves	7
Bois en bûches feuillus sec	7	Sable	17 à 19
Bois en bûches feuillus humide	10	Sel en vrac	12
Bois en copeaux en vrac	2	Sel en sacs	10
Bois en copeaux compact	3	Sucre en vrac	9,5
Bois durs tropicaux	10	Sucre en sacs	16
		Terre sèche	18
		Terre humide	21
		Verre	25

(1) toujours en vigueur à la date de la publication du présent document.

Annexe Informative

Extrait des normes

NF P 06.004 (CP)

et

NF P 06.001 (CE)

PLANCHERS

Nature du plancher	Pour une hauteur réelle totale (cm)	Poids surfacique (*) (kN/m ²)
A. Dalles pleines en béton armé	par cm	25
B. Planchers nervurés à poutrelles préfabriquées ou nervures coulées en place, avec entrevous (corps creux) en béton, entre axes : 60 cm.		
- Montages avec table de compression	12 + 4 16 + 4 20 + 4 25 + 5	2,50-2,60 2,75-2,85 3,10-3,30 3,60-4,00
- Montages sans table de compression	16 20 24	2,20-2,30 2,60-2,80 2,90-3,10
C. Dito avec entrevous en terre cuite		
- Montages avec table de compression	12 + 4 16 + 4 20 + 4 25 + 5	2,20-2,30 2,50-2,60 2,80-3,00 3,20-3,60
- Montage sans table de compression	16 20 24	1,90-2,00 2,20-2,40 2,50-2,70
D. Dito avec entrevous très légers (ex : polystyrène) ou sans entrevous.		
- Montages avec table de compression	12 + 5 16 + 5 20 + 5 25 + 5	1,50-1,70 1,70-2,00 1,80-2,10 2,40-2,80
E. Planchers préfabriqués à éléments jointifs de dalles alvéolées, à alvéoles de petites dimensions	12 16 20 24	2,00-2,50 2,40-2,90 2,80-3,30 3,20-3,70
REVETEMENTS DE PLANCHERS		
A. Chape en mortier de ciment	par cm	0,20
B. Dalle flottante, y compris sous-couche élastique	par cm	0,22
C. Carrelages scellés, y compris la couche de mortier de pose de 2 cm		
- Grès cérame mince (4,5 mm) format 5 x 5 et 2 x 2		0,50
- Grès cérame (9,0 mm) format 10 x 10		0,60
- Dallage céramique ou pierre dure de 15 à 30 mm		0,70-1,00
D. Carrelages ou dallages collés	par cm	0,20
E. Parquets de 23 mm y compris lambourdes		0,25
F. Sols minces textiles ou plastiques (collés ou tendus) et parquets mosaïque y compris ragréage du support		0,08
G. Chape flottante en asphalte 2 à 2,5 cm y compris couche élastique, revêtement de sol non compris		0,50

(*) La variation des poids moyens est due à la variation de la forme de la section

PLANCHERS

Nature de l'élément	Poids surfacique (*) (kN/m ²)
A. Support de la couverture	
- lattis (ou liteaux) sapin	0,03
- voligeage sapin	0,10
- support céramique	0,45
B. Couvertures métalliques	
- en zinc (voligeage et tasseaux compris)	0,25
- en alu 8/10 (plaques ondulées sans support)	0,03
- en alu 8/10 (voligeage et tasseaux compris)	0,17
- en acier inox (voligeage et tasseaux compris)	0,25
- en tôle ondulée d'acier galvanisé 5/10	0,06
C. Couvertures en ardoises	
- ardoises naturelles ordinaires (lattis et voligeage compris)	0,28
- ardoises modèle en amiante-ciment (lattis et voligeage compris)	0,30
D. Couvertures en tuiles	
- tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris)	0,35-0,45
- tuiles plates (liteaux compris)	0,55-0,75
- tuiles canal (voliges comprises)	0,40-0,60
- tuiles béton (supports compris)	0,45
E. Couvertures en éléments auto-portants non métalliques	
- plaques ondulées d'amiante-ciment	0,17
- plaques profilées d'amiante-ciment sur support de tuiles canal (y compris les tuiles)	0,40
F. Sous-toitures	
- contreplaqués okourmé, par cm d'épaisseur	0,05
- panneaux de lin, par cm d'épaisseur	0,04
- plaques de plâtre (genre Placoplatre ou Pregypan) par cm d'épaisseur	0,09
- panneaux de paille compressée, par cm d'épaisseur	0,03
- plaques planes d'amiante-ciment en 6 cm d'épaisseur	0,11
G. Terrasses	
- asphalte coulé en 0,5 cm d'épaisseur plus 1,5 cm d'asphalte coulé sablé	0,50
- étanchéité multicouche en ciment volcanique, enduit plastique ou feutre bitumé, épaisseur 2 cm	0,12
- gravillon pour protection de l'étanchéité par cm d'épaisseur	0,20
- protection de l'étanchéité réalisée par une couche d'asphalte gravillonné de 2 cm sur deux feuilles papier kraft	0,50

CHARGES D'EXPLOITATION DES BÂTIMENTS (NF P 06-001 de juin 1986)

1. limites d'application de la norme

La norme (voir [1.10]) traite des charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

Elle ne traite pas des coefficients à leur appliquer dans les combinaisons d'actions ou des autres valeurs de ces charges susceptibles d'y intervenir.

2. charges d'exploitation dont la valeur minimale peut être fixée de façon générale

a - Charges uniformément réparties

Les valeurs de base sont données pour une surface de base égale à 15 m² et pour une utilisation normale (effets dynamiques courants pris en compte mais non compris les phénomènes d'amplification dynamique).

a 1 - Valeurs des charges en fonction de la nature des locaux

Nature du local	Valeur de la charge en kN/m ² (1)
- Hébergement en chambres, salles de jeux et repos des crèches	1,5 **
- Hébergement collectif (dortoirs)	2,5 **
- Salles de restaurants, cafés, cantines (nombre de places assises < 100)	2,5 **
- Bureaux proprement dits	2,5 **
- Salles de réunions avec tables de travail	2,5 **
- Halles diverses (gares, etc..) où le public se déplace	4,0 *
- Salles d'exposition de : moins de 50 m ²	2,5 *
50 m ² ou plus	3,5 *
- Salles de réunions et lieux de culte avec assistance debout	5,0
- Salles, tribunes et gradins des lieux de spectacles et de sport avec places debout	6,0
- Salles de théâtre, de conférences, amphithéâtre, tribunes avec sièges	4,0

(1) Voir signification des astérisques page 49.

- Cuisines des collectivités, non compris gros matériel	2,5
- Salles de lecture des bibliothèques	4,0
- Salles de danse	5,0
- Boutiques et annexes	5,0
- Garages et parcs de stationnement de voitures légère	2,5
- Balcons	3,5
- Balcons de bâtiments recevant du public	6,0
- Loggias	dito locaux contigus
- Circulations intérieures des bâtiments	Dito locaux desservis ou 5,0 si public

a 2 - Valeurs des charges en fonction du type d'utilisation

	Valeur KN/m ²
Bâtiments à usage d'habitation	
- logements y compris combles aménageables	1,5'
- balcons	3,5
- escaliers à l'exclusion des marches isolées, halls d'entrée	2,5
- combles non aménageables dont l'utilisation n'est pas prévue a priori, non accessibles normalement :	
avec plancher	1,0
sans plancher	
partie accessible pour l'entretien : 1 KN concentré en un point quelconque des éléments de structure ou de supports de plafond sur lesquels l'on peut se déplacer.	
- greniers proprement dits	2,5
- Etages des caves	2,5
Bâtiments de bureaux	
- bureaux proprement dits	2,5**
- bureaux paysagers	3,5**
- circulations et escaliers	2,5
- halls de réception	2,5
- halls à guichet	4,0*
- salles de projections et de conférences à nombre de places limité (≤ 50 m ²)	3,5
- cantines	2,5 à 3,5
- salles de réunion avec tables	2,5
- zones de dépôts	3,5
- salles d'ordinateurs et de reprographie	2,5

Bâtiments hospitaliers et dispensaires	
1 Locaux hébergement	
- chambre	1,5**
- circulations internes	2,5
2 locaux médico-techniques	
- salles d'opérations, salles de plâtres, salles de travail (obstétrique)	3,5
- pour les autres services, la charge peut être prévue d'une façon générale égale à	2,5
- en outre, dans les locaux de radiographie, les salles d'opérations et de plâtres, il y a lieu de prévoir des charges pour équipements suspendus en plafond.	
3 autres locaux	
- halls	4,0**
- circulations générales	4,0
- bureaux	2,5**
- poste de personnel et de soins	2,5
- salle de cours	2,5
- salle de réunions, de conférences et de restauration générale :	
local utilisable en tant que local de réception, de surface en principe supérieure à 100 m ²	4,0
local de surface inférieure à 50 m ²	2,5
- sanitaires	1,5
- cuisines	5,0
- buanderies	3,5
- locaux de réserves, dépôts ou stockage	3,5 à 6
Bâtiments scolaires et universitaires	
- salles de classe	2,5
- amphithéâtres	3,5
- ateliers, laboratoires, le matériel lourd étant à prendre en sus	2,5
- circulations, escaliers	4,0
- salles de réunions	
avec assistance debout	4,0
- bibliothèques	4,0
- surfaces de regroupement, d'abri, de détente et de jeu, salles polyvalentes	4,0
- dortoir collectif	2,5**
- hébergement individuel	1,5**
- dépôts, lingerie	4,0
- cuisines collectives	5,0
- dépôts des cuisines collectives	6,0
- salles à manger de petites dimensions	2,5
- cantines	3,5
- sanitaires collectifs, locaux médicaux et sociaux	2,5

RAPPEL RDM / poutre sur 2 appuis

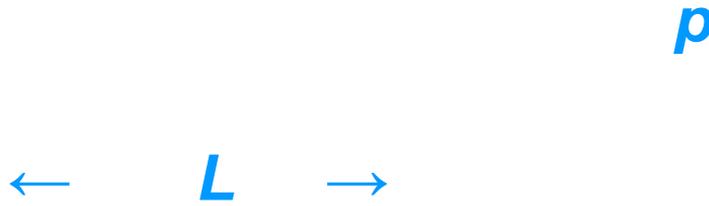


- déformation

- moment



RAPPEL RDM / poutre sur 3 appuis



- déformation

- moment



BETON ARME / sections fissurées

Le béton est un matériau qui résiste bien en compression mais très mal en traction. → C'est un matériau anisotrope

- Moment positif + = fibre inférieure tendue et fissurée



- Moment négatif - = fibre supérieure tendue et fissurée



BETON ARME / position des armatures

L'acier est un matériau qui résiste bien en compression et en traction. → C'est un matériau isotrope.

Les armatures assurent la couture des fissures du béton.

- Fibre inférieure fissurée = acier en travée = lit inférieur



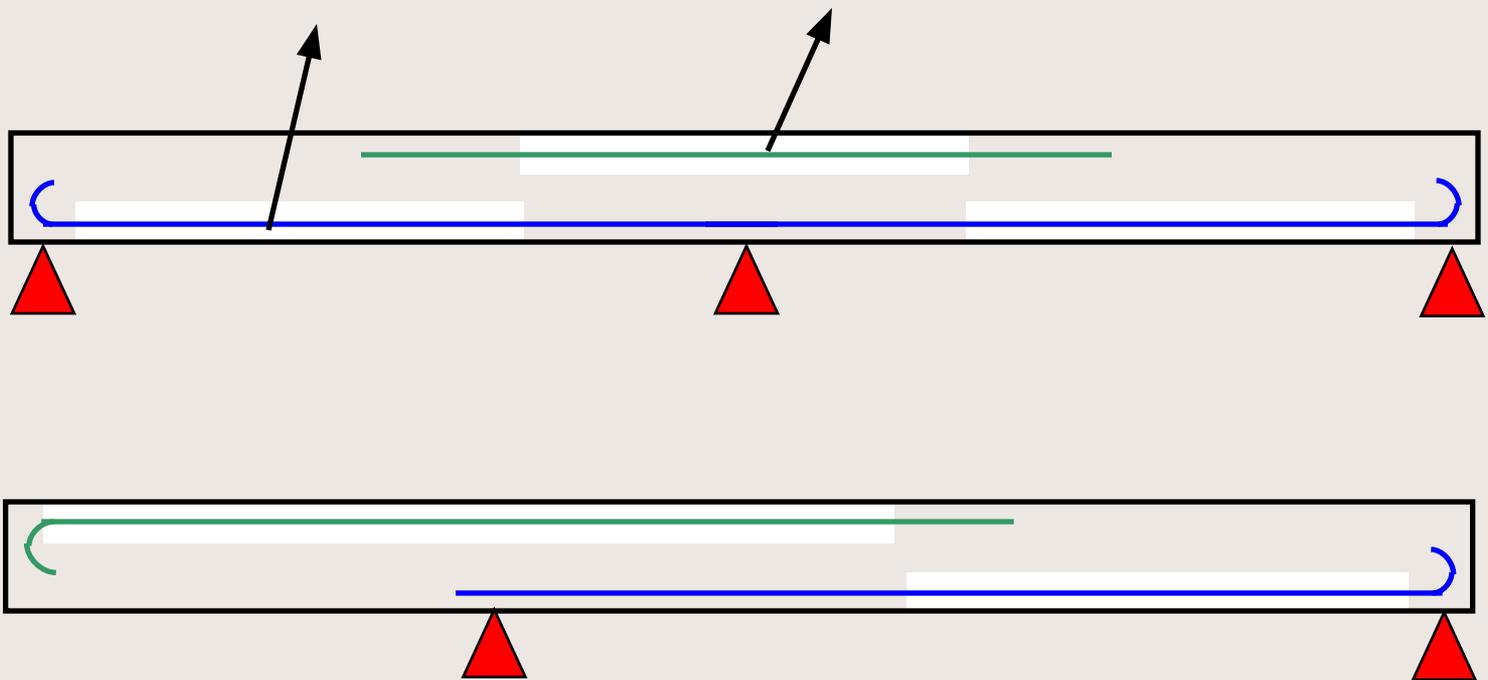
- Fibre supérieure fissurée = acier en chapeaux = lit supérieur



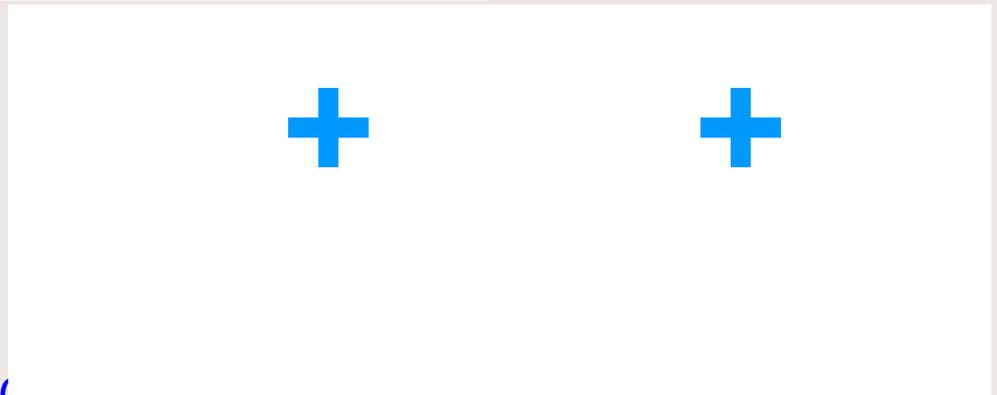
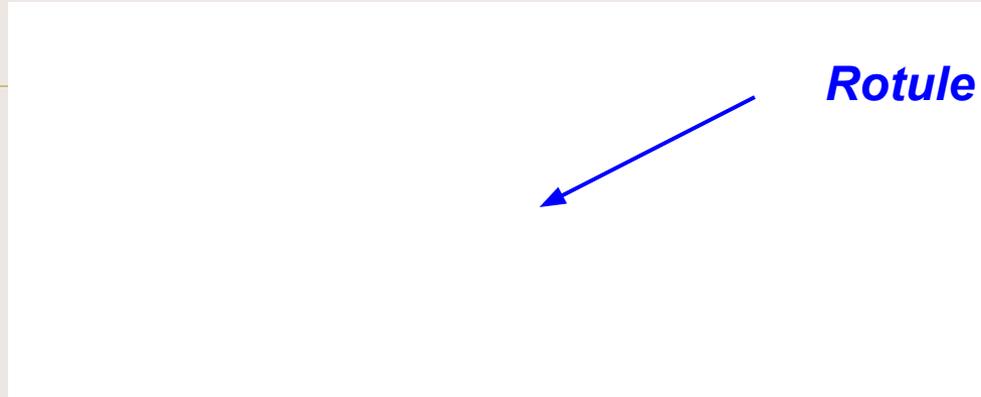
BETON ARME

ferrailage type d'une poutre sur 3 appuis et poutre avec console

Armature en travée / Armatures en chapeaux



RDM / Effet de la continuité / poutre discontinue



$$RA = RC = 0.50.pl ; RB = (0.50 + 1.00).p$$

$$AN : l = 5.00 \text{ m} ; p = 100 \text{ daN/ml}$$

$$RA = RC = 250 \text{ daN} ; RB = 500 \text{ daN} \quad \text{on a } RA+RB+RC = 1000 \text{ daN}$$

RDM / Effet de la continuité / poutre continue



Par une modélisation RDM, on montre que .

$RA = RC = 0.325.pl$ (soit $< 0.50.pl$) ; $RB = 1.25.pl$ (soit $> 1.00.pl$)

AN : $l = 5.00$ m ; $p = 100$ daN/m

*$RA = RC = 162.5$ daN ; $RB = 675$ daN **on a $RA+RB+RC = 1000$ daN = inchangé***

RDM / Effet de la continuité

DANS LES DEUX CAS, LA SOMME DES RESULTANTES SUR APPUIS EST LA MÊME : $RA + RB + RC = 1000 \text{ daN}$.

PAR CONTRE L'APPUI CENTRAL EST SURCHARGE, ALORS QUE LES APPUIS DE RIVE SONT DECHARGES. **LES CHARGES SE REDISTRIBUENT.**

ON PEUT ASSIMILER L'EFFET DE LA CONTINUITÉ A CELUI QUE FERAIT UN PYLONE ET LES HAUBANS D'UN PONT.



BETON ARME / Effet de la continuité

POUR LA DESCENTE DE CHARGE D'UN OUVRAGE EN BETON ARME, ON APPLIQUE LES POURCENTAGES DE MAJORATION DE CONTINUITÉ DÉFINIS DANS LE BAEL 91.

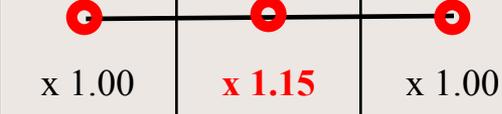
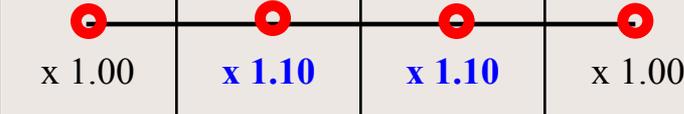
ON ÉVALUE LES CHARGES SUR LES DIFFÉRENTES TRAVÉES ISOSTATIQUES

ON MAJORE ENSUITE CES CHARGES PAR UN COEFFICIENT DE **1.15 OU **1.10** SUIVANT LA POSITION DE L'APPUI.**

Poutre sur 3 appuis = x 1.15 pour l'appui central

Poutre de 4 à n appuis = x 1.10 pour les appuis proches des rives

BETON ARME / Coefficients de continuité

	Ra	Rb	Rc	Rd		Rn-2	Rn-1	Rn
Poutre sur 2 appuis	 x 1.00	x 1.00						
Poutre sur 3 appuis	 x 1.00	x 1.15	x 1.00					
Poutre sur 4 appuis	 x 1.00	x 1.10	x 1.10	x 1.00				
Poutre sur n appuis	 x 1.00	x 1.10	x 1.00	x 1.00		x 1.00	x 1.10	x 1.00

RDM / Effet de porte-à-faux

$p1$

$l1$

$p2$

$l2$

$p1$

$l1$

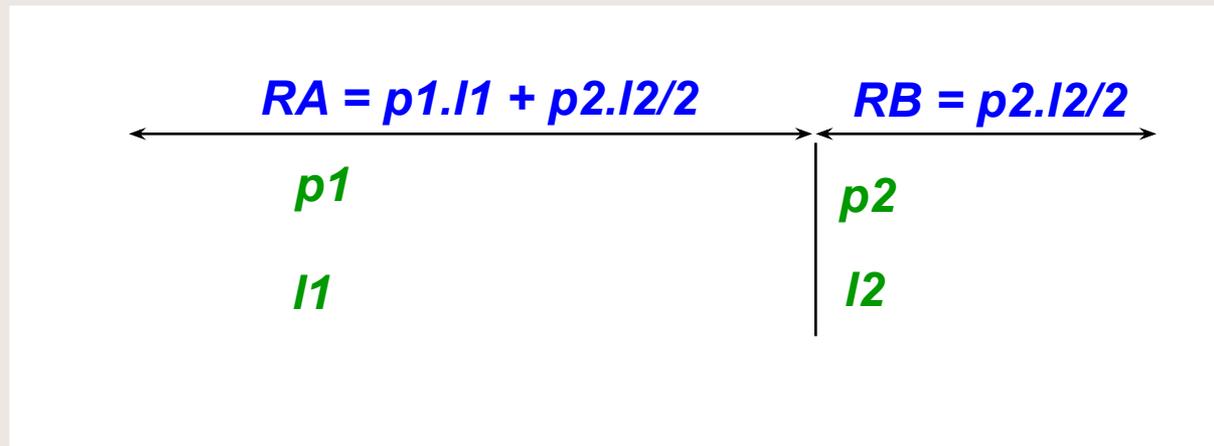
$p2$ + faible

$l2$

RDM / Effet de porte-à-faux

Tout se passe comme si l'on avait des travées isostatiques pour la répartition des charges aux appuis.

On pondère ensuite par les coefficients de porte-à-faux



$$\times [1 + (\alpha\beta^2 / (2\alpha\beta + 1))]$$

$$\times [1 - \alpha\beta^2]$$

En posant $\alpha = p_1/p_2$ et $\beta = l_1/l_2$

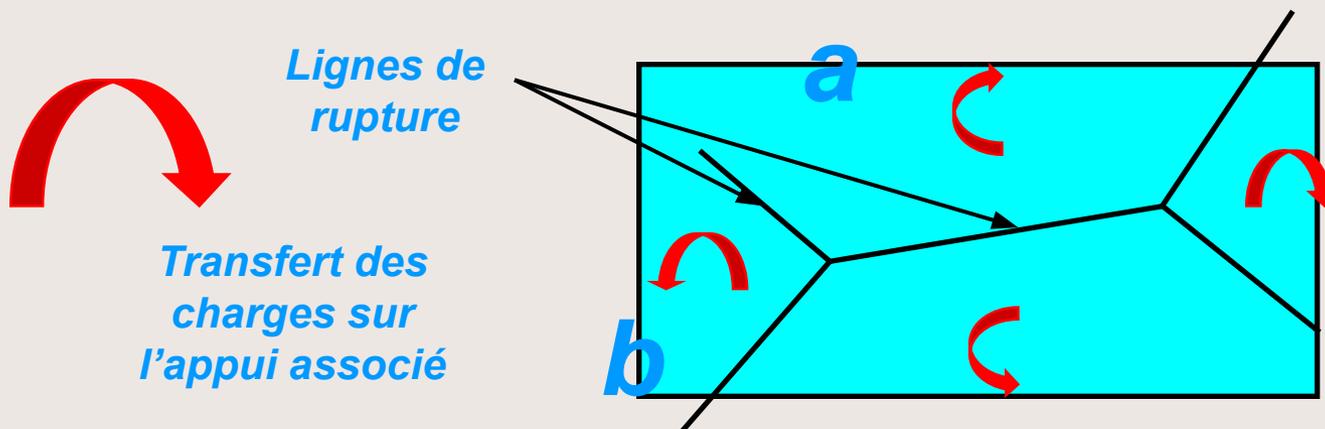
DESCENTE DE CHARGE / Répartition des charges sur les planchers / lignes de rupture

Considérons un plancher en béton armé de longueur a et de largeur b reposant **sur 4 appuis linéiques** sur son pourtour.

On le charge de façon surfacique jusqu'à la rupture.

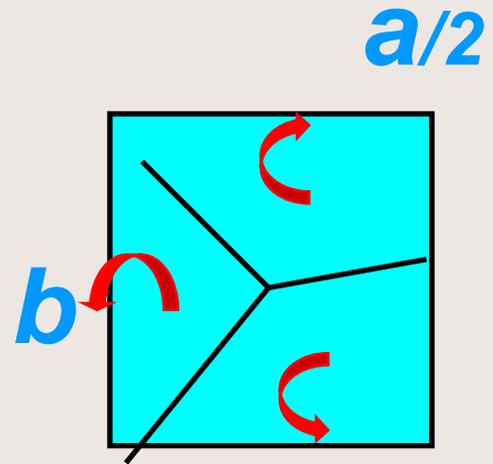
Il se déforme, fissure et pli jusqu'à se rompre le long des lignes de rupture. Ces lignes de rupture délimitent avec les appuis des **surfaces de charges** (triangulaires ou trapézoïdales).

Chaque surface est associée à UN SEUL APPUI (voile ou poutre). On peut donc considérer que les charges unitaires s'appliquant sur cette surface transitent alors sur l'appui associé.

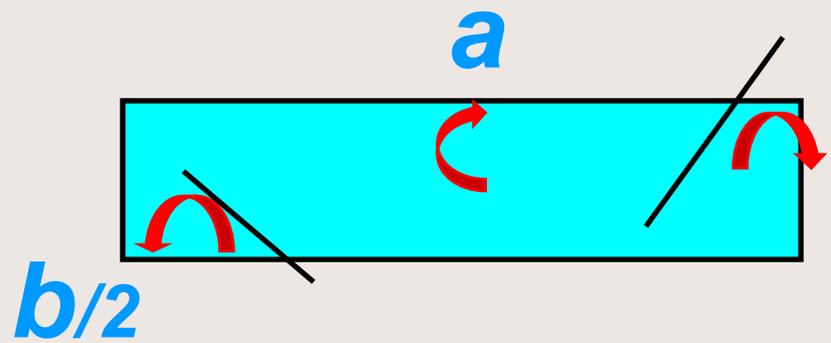


DESCENTE DE CHARGE / Répartition des charges sur les planchers / planchers sur 3 appuis

*Imaginons que l'on découpe la boîte en deux parties sur le côté a.
On obtient alors :*



*On procède de même en coupant la boîte par le côté b
On obtient alors :*

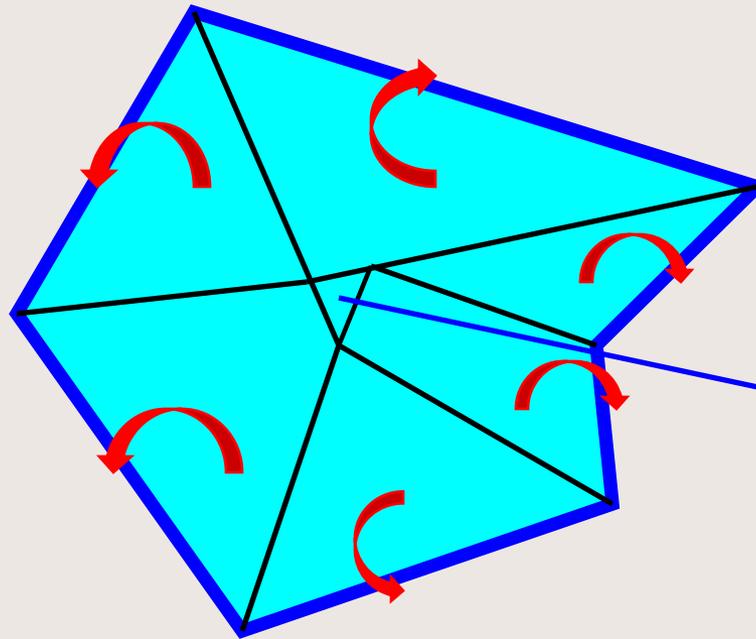


DESCENTE DE CHARGE / Répartition des charges sur un plancher de forme quelconque

La règle à retenir est la suivante :

On trace les bissectrices des angles.

On rejoint les sommets des triangles par une ligne de rupture.



**Aucune surface
ne peut reposer
dans le vide,
elle doit obligatoirement
être associée à un appuis**

MATHEMATIQUES / Analyse dimensionnelle

$$[kN] / [m^3] \times [m] = [kN] / [m^2]$$

$$[kN] / [m^3] \times [m^2] = [kN] / [m]$$

$$[kN] / [m^3] \times [m^3] = [kN]$$

On doit toujours veiller à ce que les dimensions et unités soient homogènes

DESCENTE DE CHARGE / Fiches d'Actions

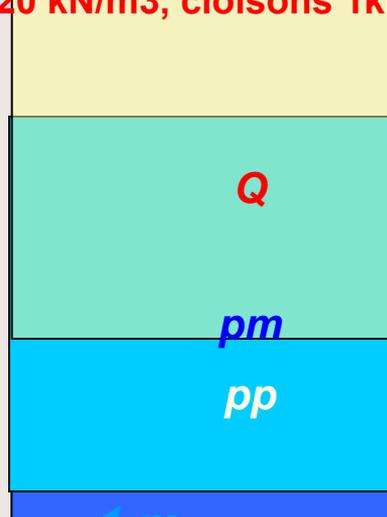
Unitaires / **PLANCHERS** / f.a.u exprimée en kN/m²

La règle à retenir est la suivante :

On considère une tranche de plancher de 1 m x 1 m. On liste les actions s'exerçant sur cette surface unitaire.

On ajoute aux **charges permanentes de poids propre** du plancher notées **pp**, des **charges permanentes de poids mort** (carrelage, revêtement de sol souple, cloisons, etc.) notées **pm** et des **charges d'exploitation surfaciques** notée **Q**. La somme des charges permanentes **pp+pm** est notée **G**.

Exemple : plancher ép. 20 cm densité BA 25kN/m³, carrelage ép. 7 cm densité 20 kN/m³, cloisons 1kN/m², surcharges d'exploitation bureaux : 2.5kN/m²



$$\text{pp plancher} : 0.20 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pm carrelage} : 0.07 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 1.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Pm cloisons} : \quad \quad \quad = \underline{1.00 \text{ kN/m}^2}$$

$$\text{G total} = 7.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Q total} = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

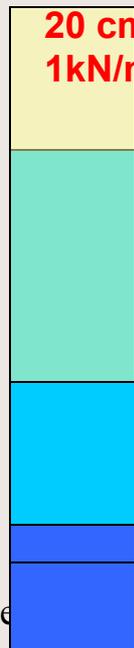
DESCENTE DE CHARGE / Fiches d'Actions Unitaires / POUTRES / f.a.u exprimée en kN/ml

On considère une tranche de poutre de 1 ml et *de largeur 30 cm.*

On liste les actions s'exerçant sur cette surface unitaire.

On ajoute aux **charges permanentes de poids propre** de la poutre notées **pp**, des **charges permanentes de poids mort** (carrelage, revêtement de sol souple, cloisons, etc.) notées **pm** et des **charges d'exploitation surfaciques** notée **Q**. La somme des charges permanentes **pp+pm** est notée **G**.

Exemple : largeur de poutre 30 cm, retombée de poutre 45 cm et plancher ép. 20 cm densité BA 25kN/m³, carrelage ép. 7 cm densité 20 kN/m³, cloisons 1kN/m², surcharges d'exploitation bureaux : 2.5kN/m²



Q

pm

pp

G

1 m

pp retombée : $0.30 \text{ m} \times 0.45 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 3.38 \text{ kN/ml}$

pp plancher : $0.30 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1.50 \text{ kN/ml}$

pm carrelage : $0.30 \text{ m} \times 0.07 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 0.28 \text{ kN/ml}$

pm cloisons : $0.30 \text{ m} \times 1.0 \text{ kN/m}^2 = \underline{0.30 \text{ kN/ml}}$

G total = 5.46 kN/ml

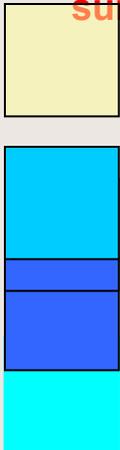
surcharges Q : $0.30 \text{ m} \times 2.5 \text{ kN/m}^2 = 0.75 \text{ kN/ml}$

Q total = 0.75 kN/ml

DESCENTE DE CHARGE / Fiches d'Actions

Unitaires / POTEAU / f.a.u exprimée en kN

Exemple : Dimension du poteau 30 cm x 30 cm, hauteur libre du poteau 2.20 m, largeur de poutre 30 cm, retombée de poutre 45 cm et plancher ép. 20 cm densité BA 25kN/m³, carrelage ép. 7 cm densité 20 kN/m³, cloisons 1kN/m², surcharges d'exploitation bureaux : 2.5kN/m²



pp hauteur libre de poteau : $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 2.20 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4.95 \text{ kN}$

pp retombée : $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 0.45 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1.01 \text{ kN}$

pp plancher : $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0.45 \text{ kN}$

pm carrelage : $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 0.07 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 0.13 \text{ kN}$

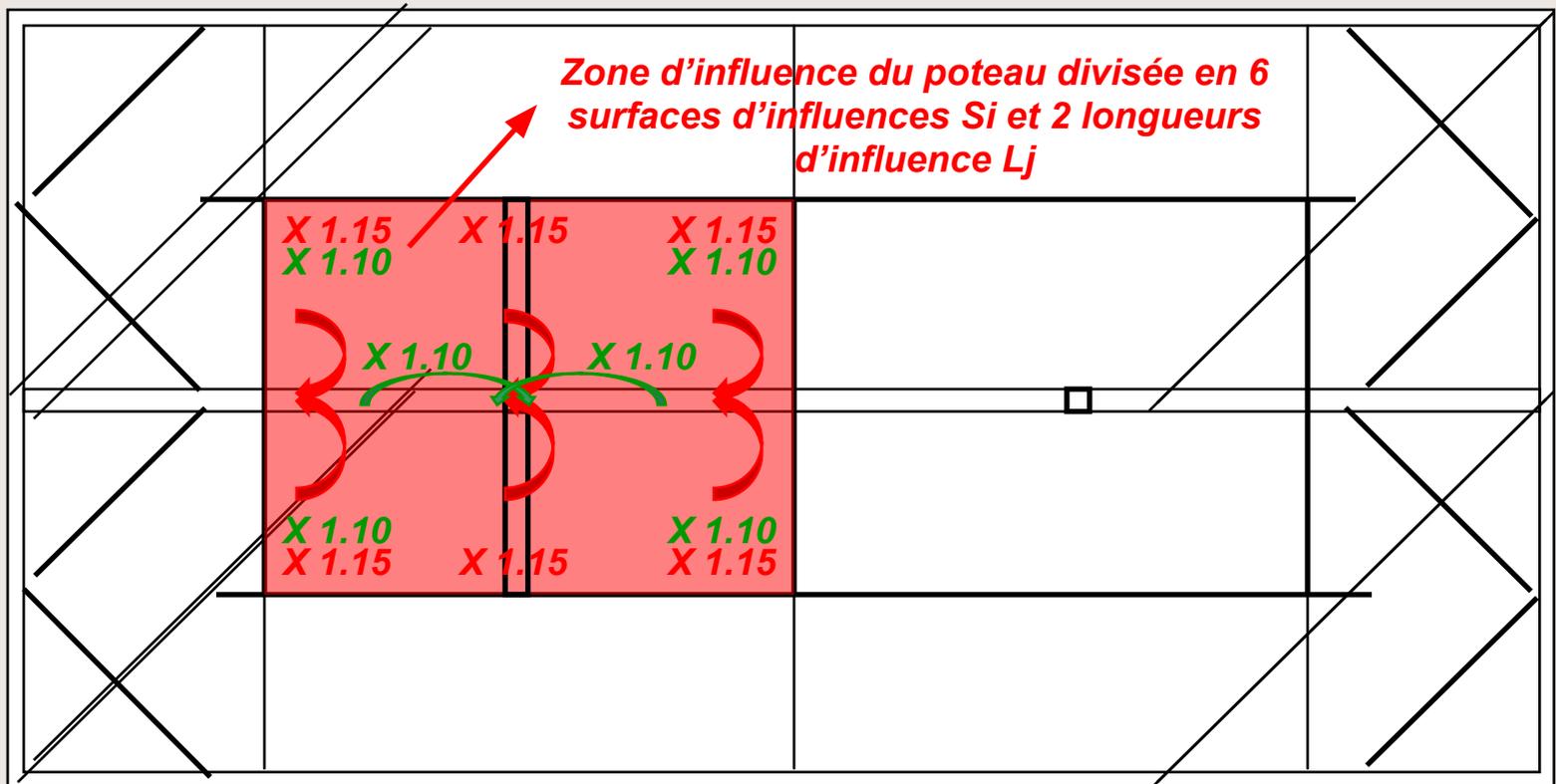
pm cloisons : $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 1.0 \text{ kN/m}^2 = \underline{0.09 \text{ kN}}$

G total = 6.63 kN

surcharges Q : $0.30 \text{ m} \times 0.30 \text{ m} \times 2.5 \text{ kN/m}^2 = 0.23 \text{ kN}$

Q total = 0.23 kN

DESCENTE DE CHARGE / Etude d'un cas lignes de rupture / répartition des charges / coefficients de continuité



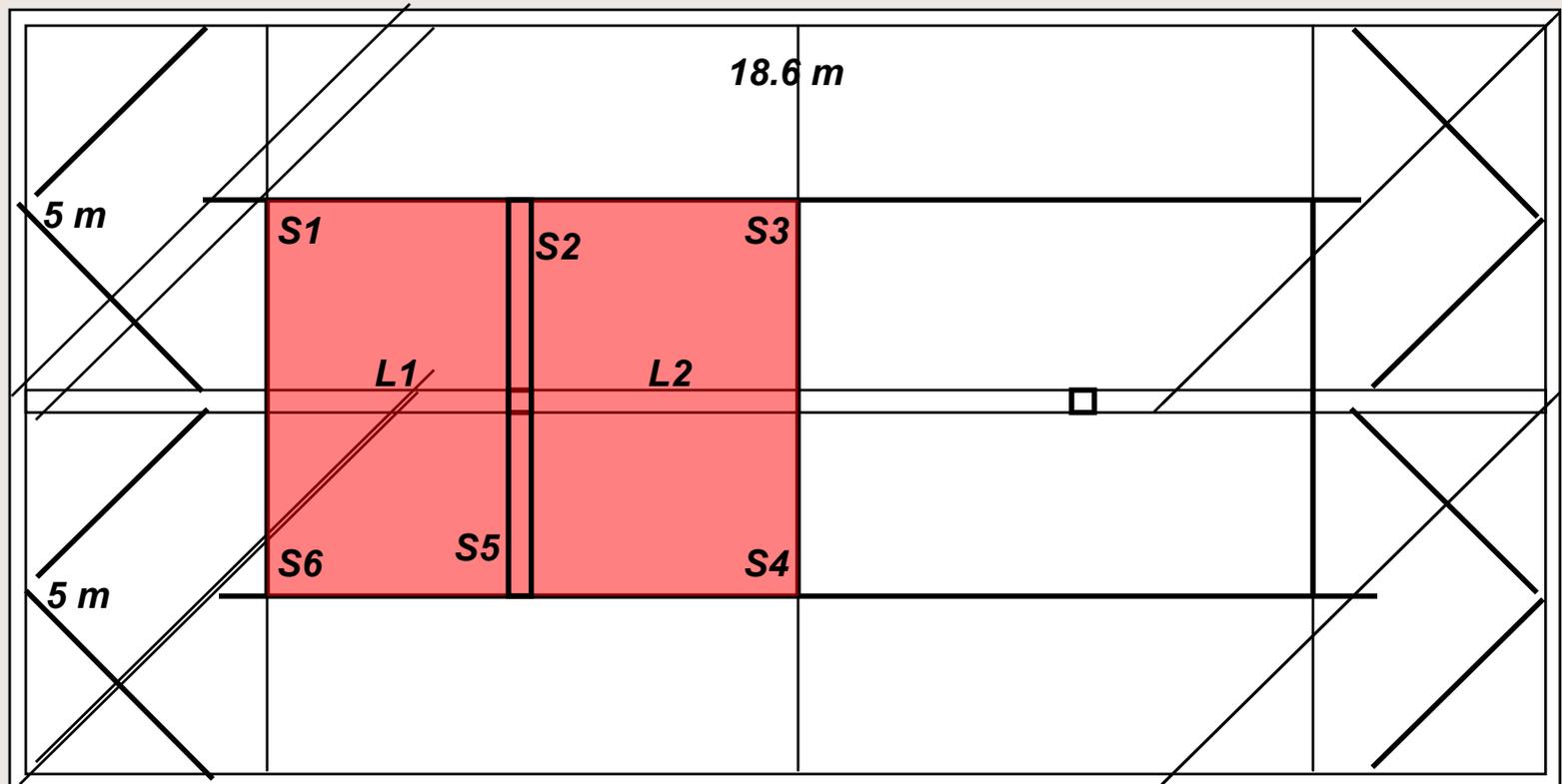
**1er transfert des charges de
plancher (3 appuis)**



**2ème transfert des charges
de poutre (4 appuis)**

DESCENTE DE CHARGE / Etude d'un cas

Surfaces d'influence S_i et Longueurs d'influence L_i



DESCENTE DE CHARGE / Estimation de la descente de charge sur le poteau en kN

Si x coefficients de continuité x f.a.u plancher = DDC

$$\begin{array}{ccccccc} \uparrow & & \uparrow & & \uparrow & & \uparrow \\ [m^2] & \times & [\text{sans unité}] & \times & [kN/m^2] & = & [kN] \end{array}$$

Lj x coefficient de continuité x f.a.u poutre = DDC

$$\begin{array}{ccccccc} \uparrow & & \uparrow & & \uparrow & & \uparrow \\ [ml] & \times & [\text{sans unité}] & \times & [kN/ml] & = & [kN] \end{array}$$

$$\begin{aligned} DDC \text{ poteau} = & \sum (Si \times coef i \times coef j \times fau i) \\ & + \sum (Lj \times coef j \times fau j) + fau \text{ poteau} \end{aligned}$$

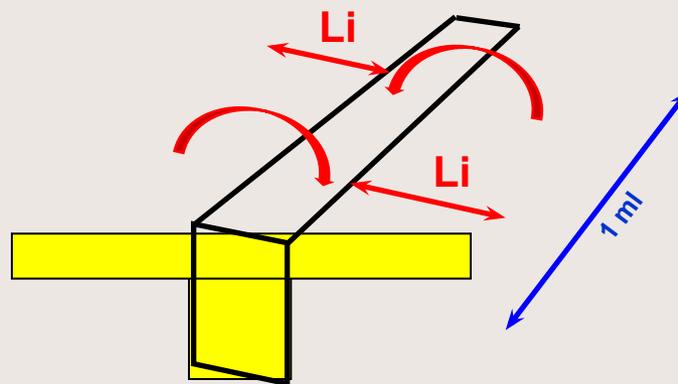
DESCENTE DE CHARGE / Estimation de la descente de charge sur une poutre ou un voile / DDC exprimée en kN/ml

$L_i \times \text{coefficient de continuité} \times \text{f.a.u plancher} = \text{DDC}$

$[ml] \times [\text{sans unité}] \times [kN/m^2] = [kN/ml]$



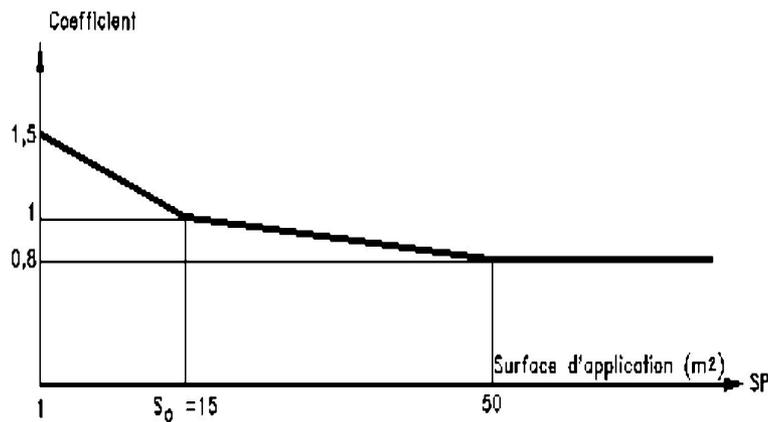
Transfert des charges du plancher sur la poutre ou le voile



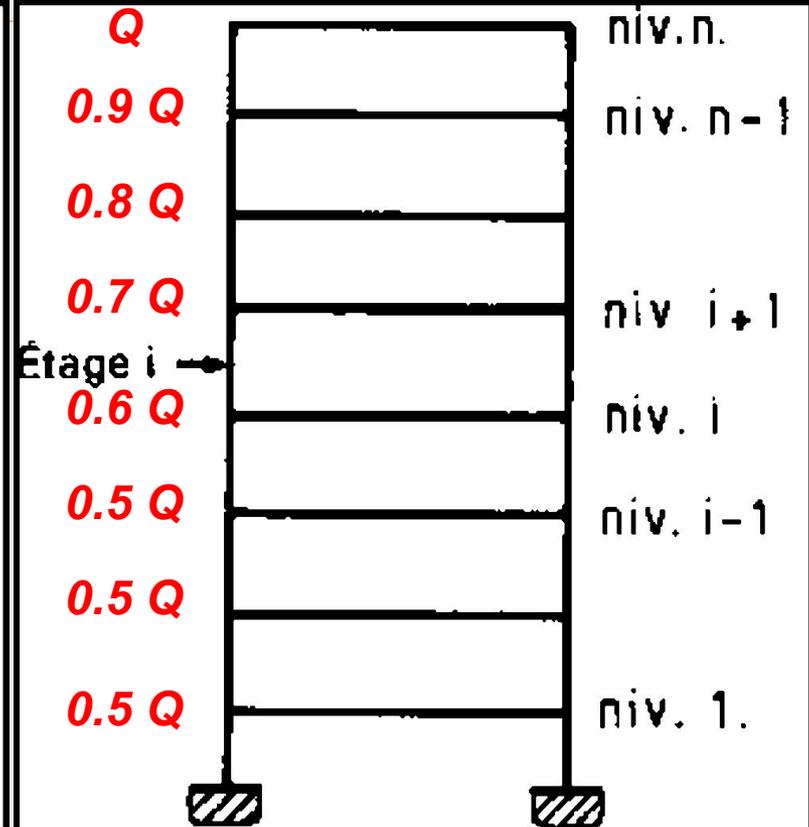
$$\text{DDC poutre} = \sum (L_i \times \text{coef } i \times \text{fau } i) + \text{fau poutre}$$

DESCENTE DE CHARGE / Possibilité de dégression des charges d'exploitation / NF P 06.001

Les dégressions ne s'applique que sur les charges variables

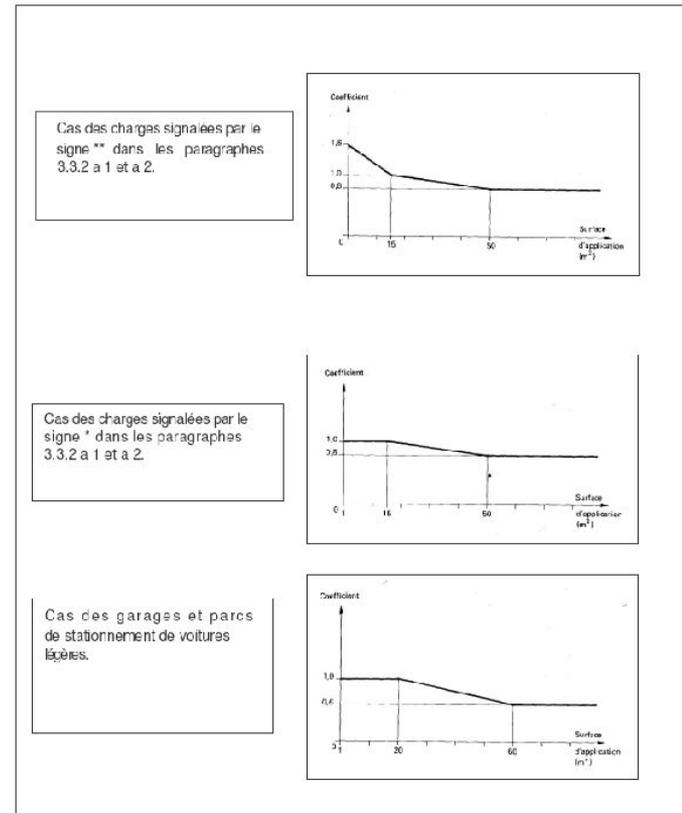


Les dégressions horizontales des charges ne se cumulent jamais avec les dégressions verticales



a 3 - Dégression horizontale

Dans certains cas, la valeur de base est susceptible d'un coefficient de dégression horizontale (réduction pour grandes surfaces ou majoration pour faibles surfaces) dont la valeur est définie selon ces cas :



a 4 - Dégression verticale

- La valeur de base est susceptible d'un coefficient de dégression verticale dans le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels est appliquée la loi de dégression de base.
- Cette dégression n'est pas cumulable avec les réductions pour grandes surfaces.
- Lorsque des locaux commerciaux ou industriels occupent certains niveaux, ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, et les charges sur les planchers correspondants sont pris en compte sans abattement.
- Pour les bâtiments de bureaux, on applique la loi de dégression de base à la fraction de la charge d'exploitation égale à cette dernière diminuée de 1 kN/m².

Annexe Informatrice

Extrait de la norme

NF P 06.001

Dégression des charges

- Dans les autres cas, les dégressions verticales sont fixées par les documents particuliers du marché (D.P.M.).

- Loi de dégression de base :

Soit:

Q_0 la valeur de référence pour le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_i la valeur de référence pour le plancher de l'étage « i », la numérotation étant effectuée à partir du sommet.

Q_{ri} la fraction de la charge de l'étage « i » à laquelle on n'applique pas la loi de dégression.

Sous les réserves précédemment faites, on adopte pour le calcul des éléments porteurs intéressés les valeurs ci-après :

- sous le toit ou la terrasse : Q_0
- sous le premier étage à partir du sommet ($i = 1$) : $Q_0 + Q_1$
- sous le deuxième étage ($i = 2$) : $Q_0 + 0,95 \Sigma_1^2 (Q_i - Q_{ri}) + \Sigma_1^2 Q_{ri}$
- sous le troisième étage ($i = 3$) : $Q_0 + 0,90 \Sigma_1^3 (Q_i - Q_{ri}) + \Sigma_1^3 Q_{ri}$
- sous le quatrième étage ($i = 4$) : $Q_0 + 0,85 \Sigma_1^4 (Q_i - Q_{ri}) + \Sigma_1^4 Q_{ri}$
- sous le cinquième étage ($i = 5$) : $Q_0 + 0,80 \Sigma_1^5 (Q_i - Q_{ri}) + \Sigma_1^5 Q_{ri}$
- sous le sixième étage ($i = 6$) : $Q_0 + 0,75 \Sigma_1^6 (Q_i - Q_{ri}) + \Sigma_1^6 Q_{ri}$
- sous le septième étage et sous les suivants ($i > 7$) : $Q_0 + \frac{3+i}{2i} \Sigma_1^i (Q_i - Q_{ri}) + \Sigma_1^i Q_{ri}$

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, cette loi revient à prendre :

- sous le toit ou la terrasse : Q_0
- sous le premier étage à partir du haut : $Q_0 + Q_1$
- sous le deuxième étage à partir du haut : $Q_0 + 1,9 Q + 0,1 Q_r$
- sous le troisième étage à partir du haut : $Q_0 + 2,7 Q + 0,3 Q_r$
- sous le quatrième étage à partir du haut : $Q_0 + 3,4 Q + 0,6 Q_r$
- sous le cinquième étage à partir du haut : $Q_0 + 4,0 Q + 1,0 Q_r$
- sous le sixième étage à partir du haut : $Q_0 + 4,5 Q + 1,5 Q_r$
- sous le septième étage à partir du haut et sous tous les suivants : $Q_0 + 5 Q + 2 Q_r$

b - Charges concentrées

On considère pour tous les locaux une charge concentrée sur un appui de $\varnothing 25$ mm, égale à 2 kN.

- Pour les garages et parcs de stationnement de voitures légères, on considère une charge poinçonnante égale à 8 kN sur un carré de 10 cm de côté.

- Les valeurs et les surfaces d'application des charges concentrées correspondant à des matériels lourds ou à des engins de maintenance sont données dans les documents particuliers du marché (D.P.M.).

c - Cloisons de distribution

- Elles sont assimilables à une charge répartie de 1 kN/m² pour les cloisons légères de poids inférieur à 2,50 kN/m et pour certains types de bâtiments (habitation, bureaux).

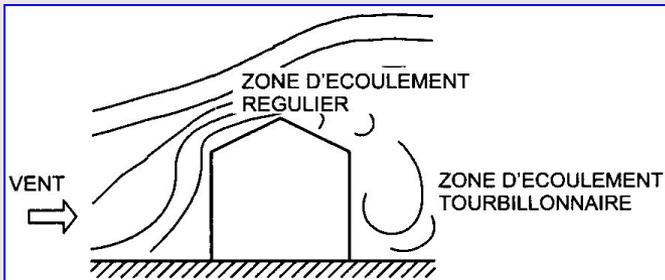
La valeur de la charge est ramenée à 0,50 kN/m² pour les bâtiments d'habitation à refends transversaux porteurs rapprochés.

- Dans les autres cas, les cloisons sont à compter telles que prévues sur les plans ou telles que définies dans les documents particuliers du marché.

Nota:

Il convient de se reporter à la norme pour déterminer les valeurs des charges d'exploitation relatives aux toitures, terrasses, jardins privatifs, garde-corps, escaliers, passerelles et aux locaux où la valeur d'utilisation des charges ne peut être définie de façon générale.

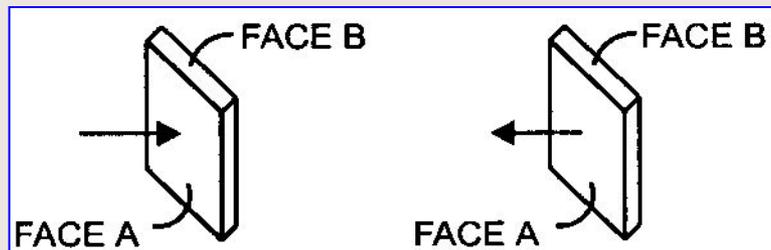
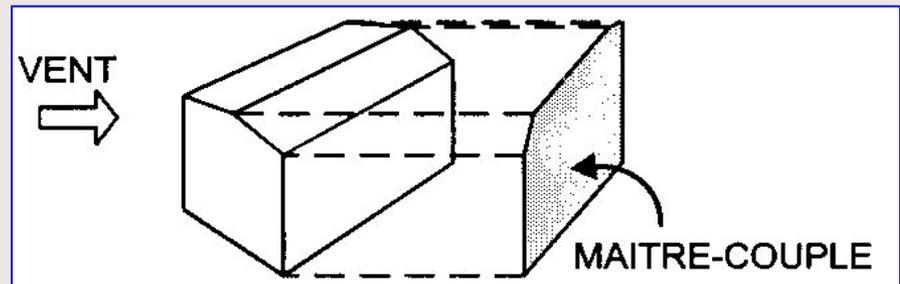
LE VENT



Le Vent est un déplacement de masse d'air.

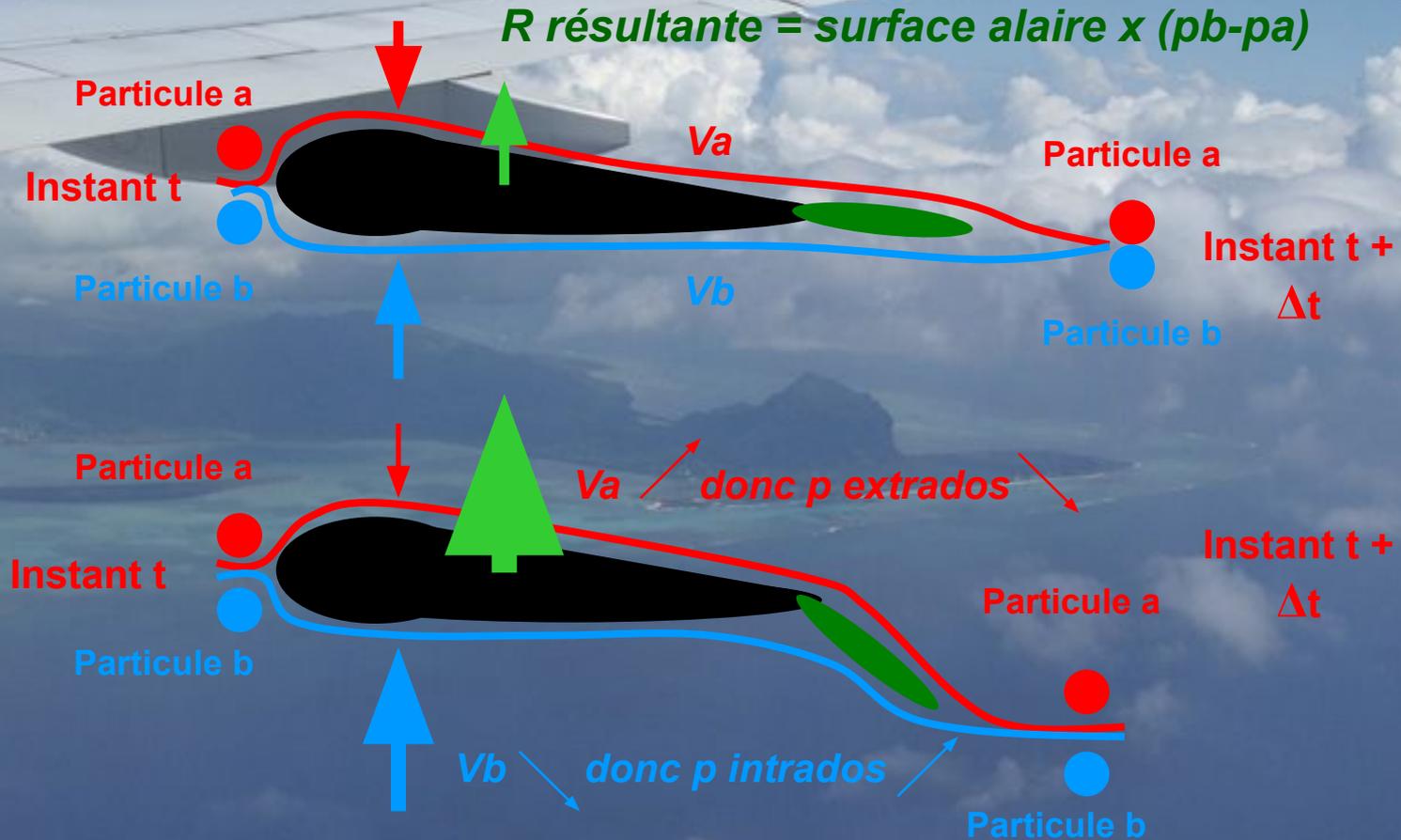
L'écoulement de la masse d'air est perturbé par le bâtiment

La projection de la surface de « prise au vent » s'appelle le maître-couple



La face Au Vent subît des efforts de pression / la face Sous Le Vent subît des efforts de dépression

ANALOGIE A L'AILE D'AVION



Théorème de BERNOULLI $\rightarrow \rho \cdot h \cdot z + \rho \cdot V^2 / 2g + P = Cste$

Application du Théorème de BERNOUILLI pour évaluer la pression de vent

$$\rho h + P + \rho V^2 / 2g = \text{Cste}$$

d'où

$$\rho h_a + P_a + \rho V_a^2 / 2g = \rho h_b + P_b + \rho V_b^2 / 2g$$

On considère $h_a = h_b$; $\rho = 1.225 \text{ kg/m}^3$; $g = 10 \text{ m/s}^2$
donc on peut écrire

$$P_a + \rho V_a^2 / 2g = P_b + \rho V_b^2 / 2g$$

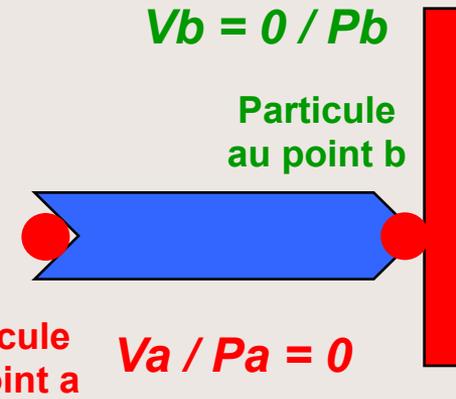
$$P_b = \rho \cdot [(V_a^2 - V_b^2) / 2g] + P_a$$

P_a est nulle dans le fluide et V_b est nulle au point de contact donc

$$P_b = 1.225 \cdot V_a^2 / 20$$

$$P = V^2 / 16.3$$

avec P en daN/m^2 et V en m/s

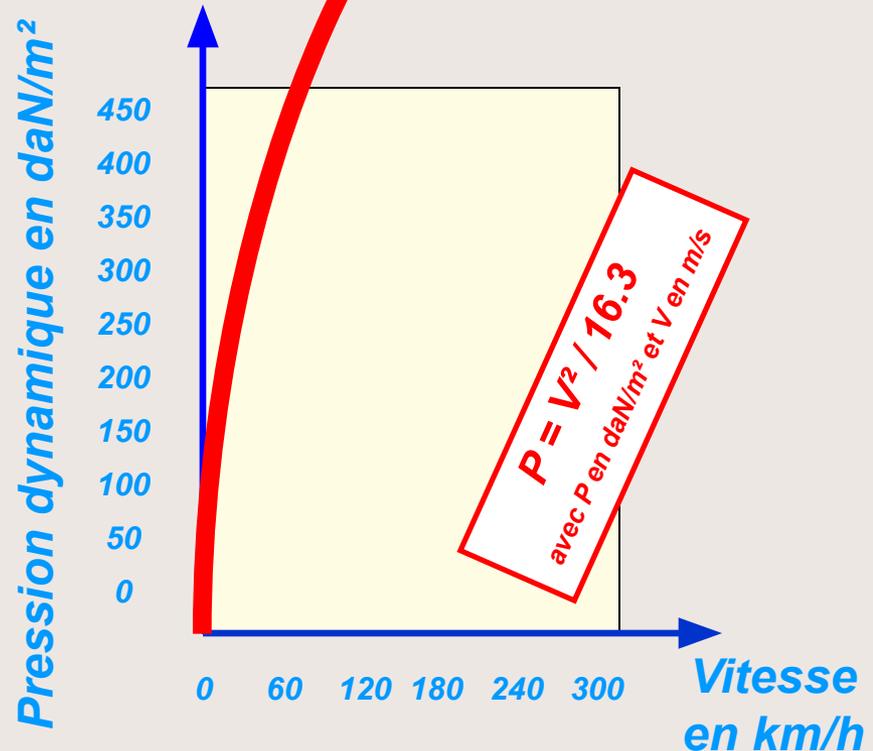


Evolution de la pression dynamique en fonction de la vitesse du vent

Avec l'eau, les vents causent la majorité des dégâts sur les constructions lors du passage des cyclones.

Sachant que l'énergie libérée est proportionnelle au carré de la vitesse,

un cyclone dont les vents dépassent les 200 km/h est 4 fois plus dévastateur qu'un cyclone dont les vents soufflent à 100 km/h.



NV 65 révisé 2000 / situation de la Réunion

La Réunion est située en **zone 5** :

Vent Normal (utilisé pour vérifier les déformations) :

vitesse : 160 Km/h / **pression dynamique de base** : 120 daN/m²

Vent Extrême (utilisé pour vérifier les contraintes):

vitesse : 210 Km/h / **pression dynamique de base** : 210 daN/m²

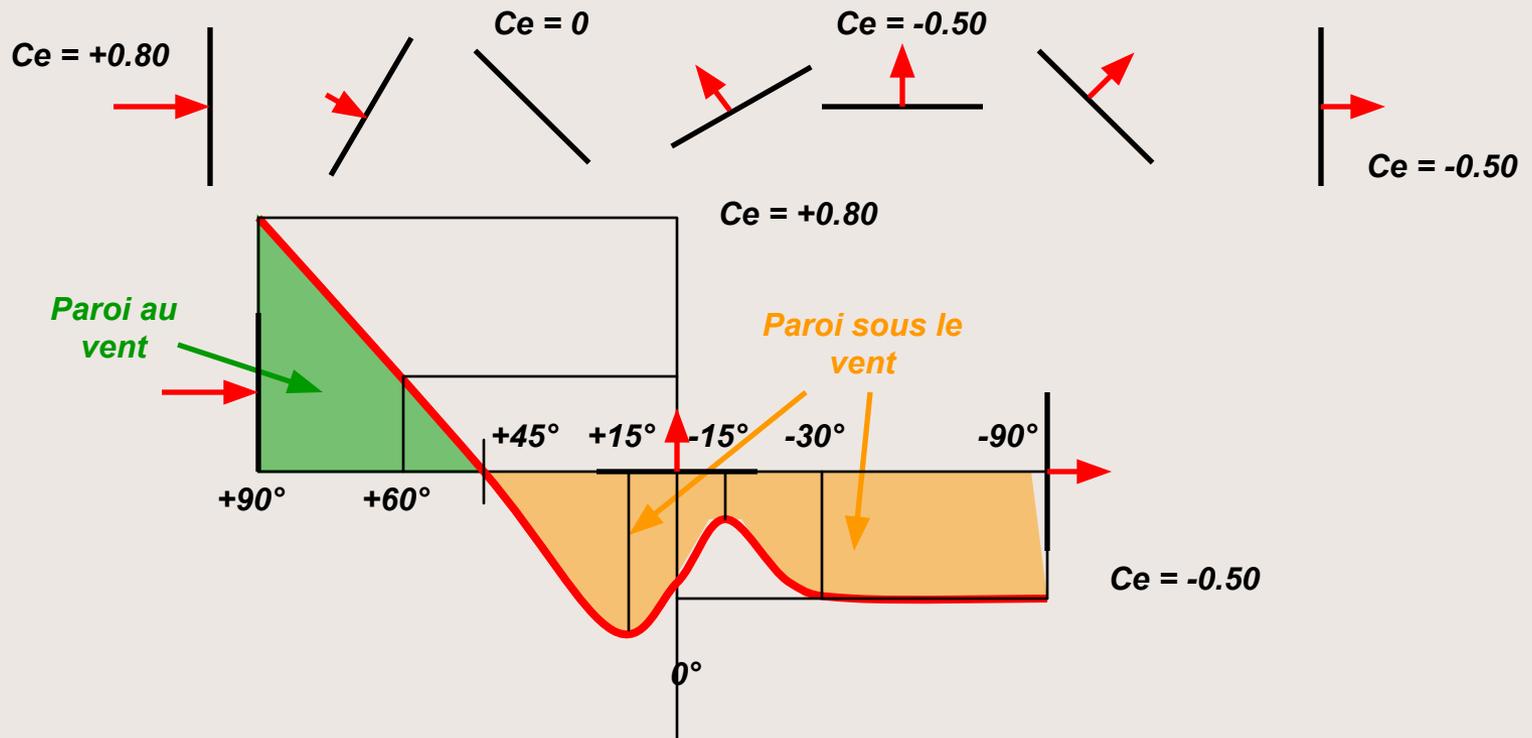
La Réunion est considérée PARTOUT **en site exposé** :

Les pressions dynamiques de base sont à **multiplier par 1.20**.

Ce coefficient de site est noté **ks**.

NV 65 révisé 2000 / Coefficient Ce

Suivant l'orientation de la surface par rapport à l'écoulement du vent, le coefficient extérieur C_e varie.



NV 65 révisé 2000 / Coefficient Ci

Le coefficient Ci est lié à une surpression
ou une dépression à l'intérieur du local

On envisage alors un cas avec $Ci = + 0.30$ et un cas avec $Ci = - 0.30$.

Au global, la pression sur la paroi vaut :

$P = \text{pression dynamique de base} \times ks \times \delta \times (Ce - Ci)$

Par exemple :

paroi au vent (+90°) / dépression intérieure / vent extrême

$$Ce - Ci = +0.80 - (-0.30) = +1.10$$

$$P = 210 \text{ daN/m}^2 \times 1.20 \times 1.10 = 277.2 \text{ daN/m}^2$$

**CONTREVENTER = Annuler les Instabilités
sous les Actions Horizontales**

POUSSEE DES TERRES

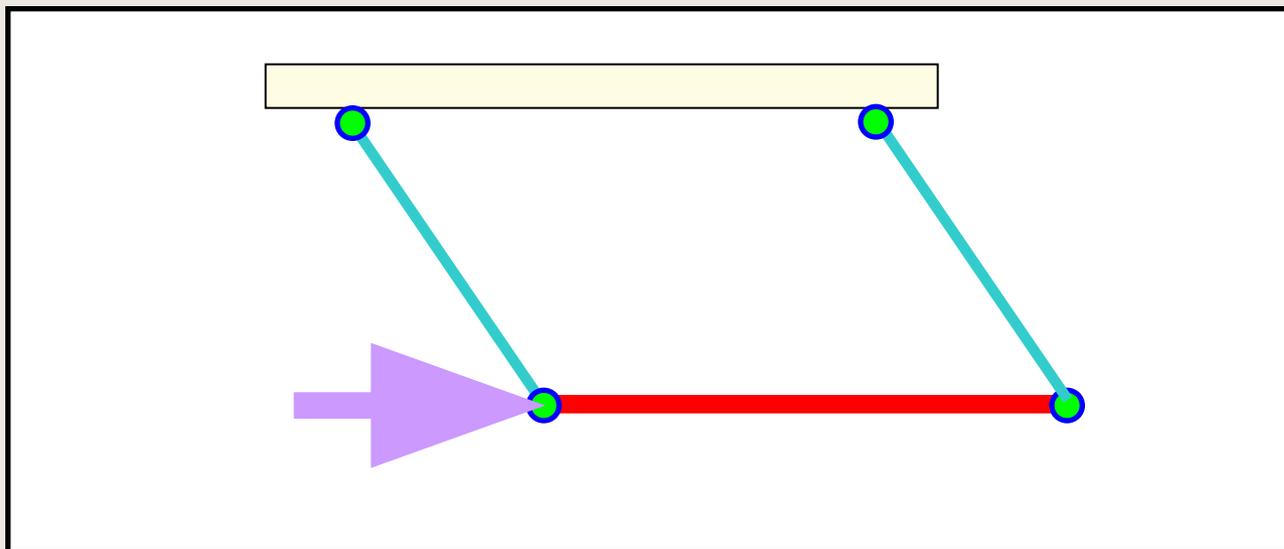
VENT



SEISME

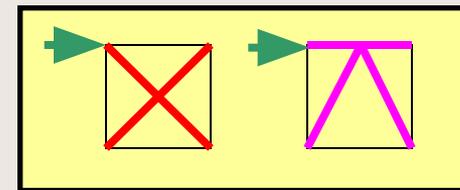
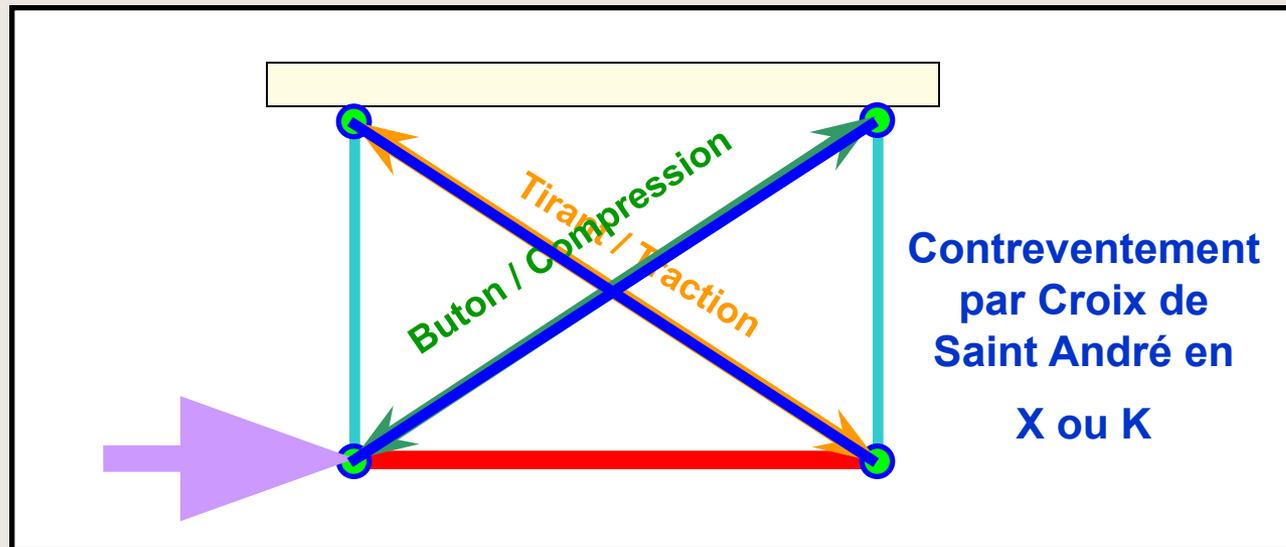
VIBRATION

Absence de Contreventement sous effort horizontal = INSTABILITE

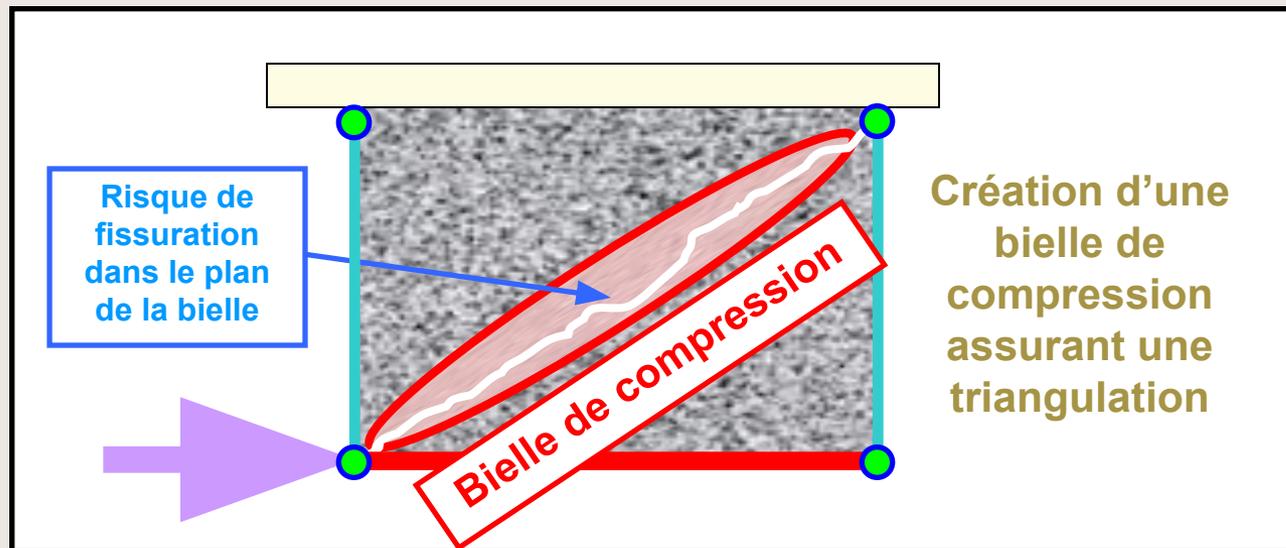


Il est donc nécessaire de ramener les efforts horizontaux sur un point fixe par le biais de dispositifs de contreventement à créer

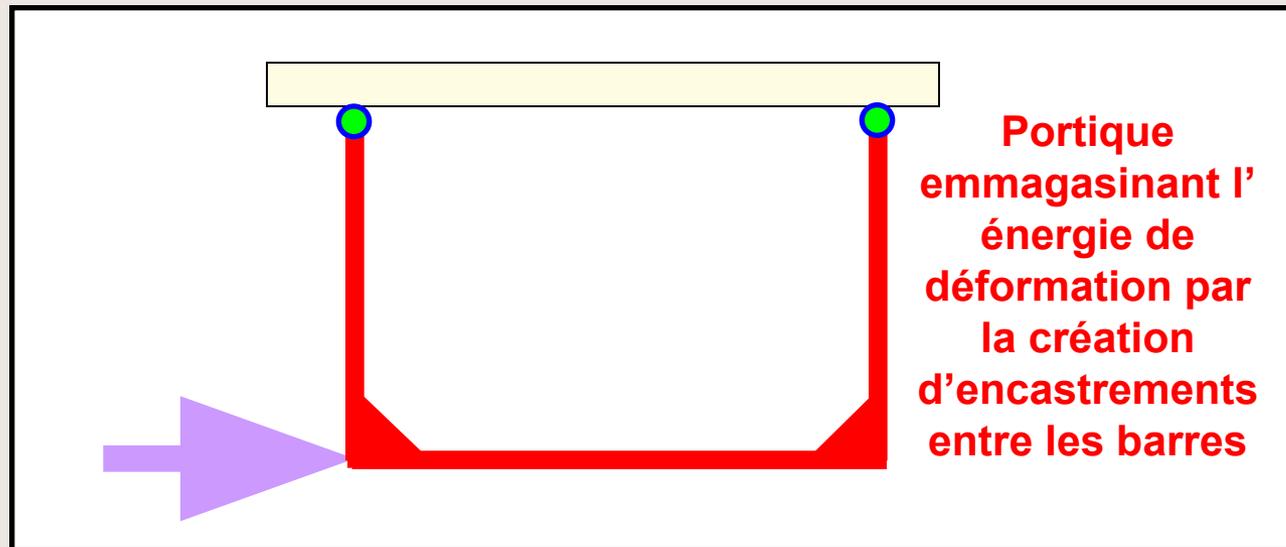
Contreventement par Triangulation



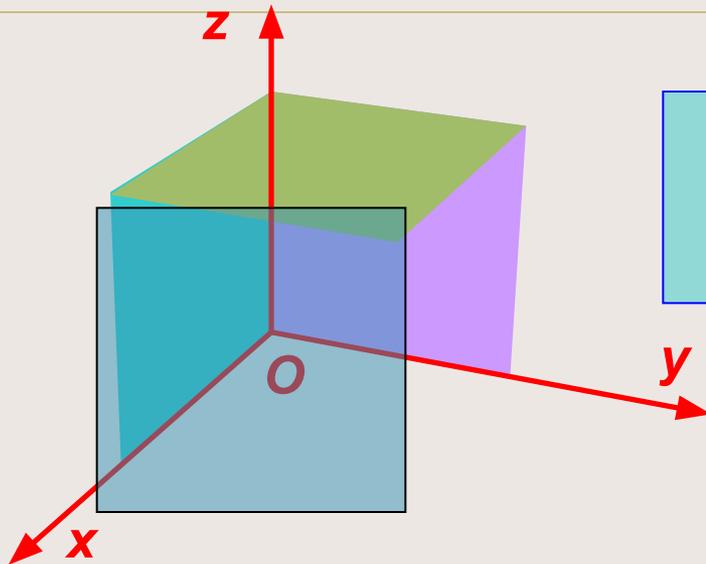
Contreventement par Remplissage (maçonnerie ou voile béton armé)



Contreventement par Portique (métallique ou béton armé)

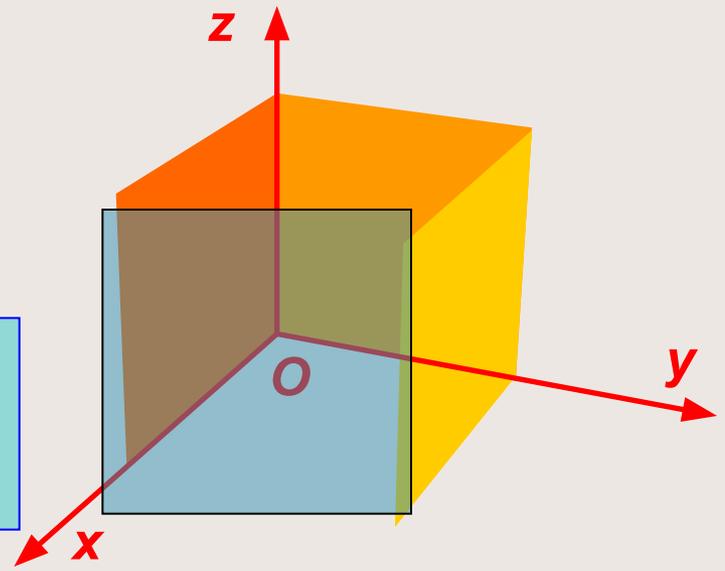


2 conditions Sine Qua None pour assurer le contreventement général d'une construction

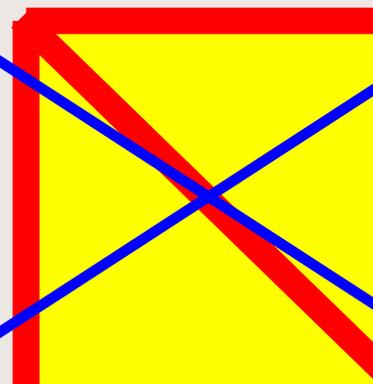
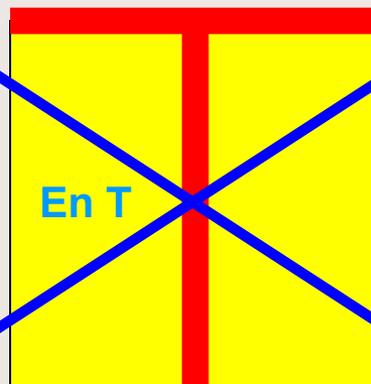
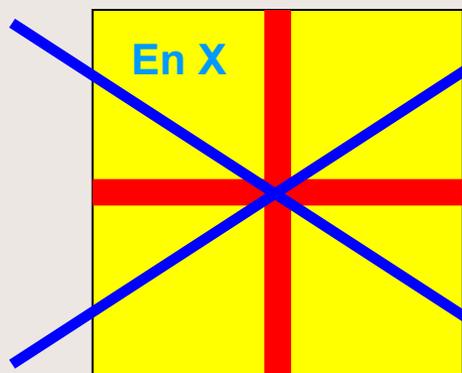
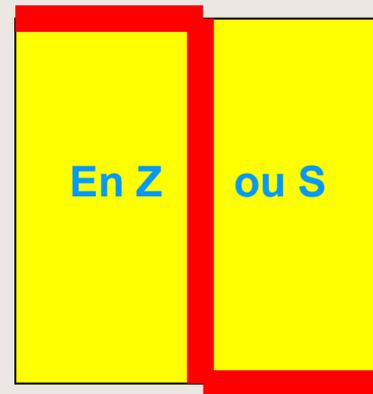
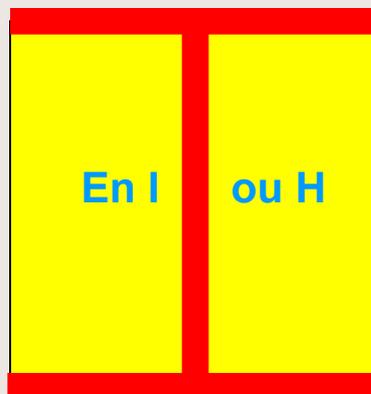


1 – Au moins 3 plans de contreventement suivant les 3 plans du repère orthogonal Oxyz

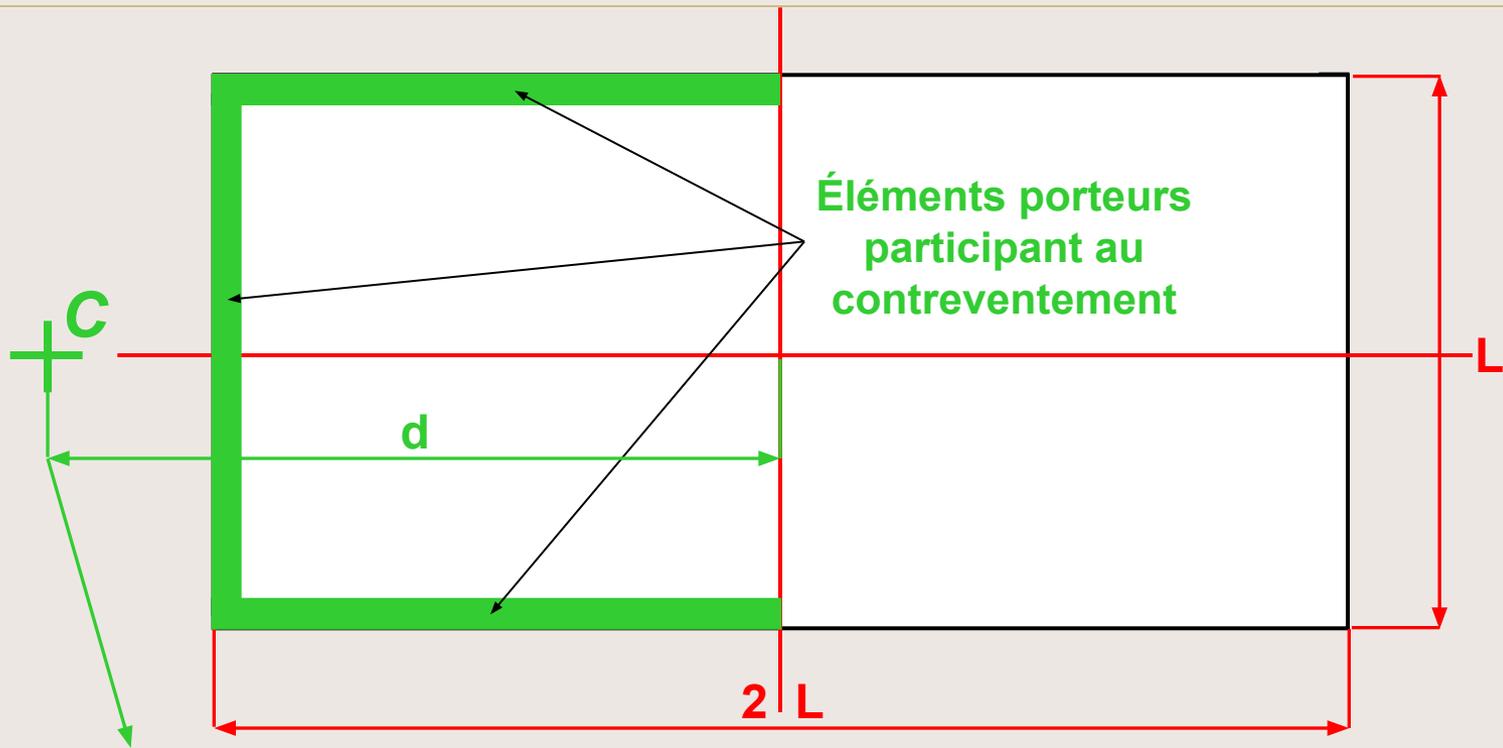
2 – Au moins 3 plans de contreventement verticaux NON CONCOURANTS



Dispositions recommandées pour les contreventements verticaux

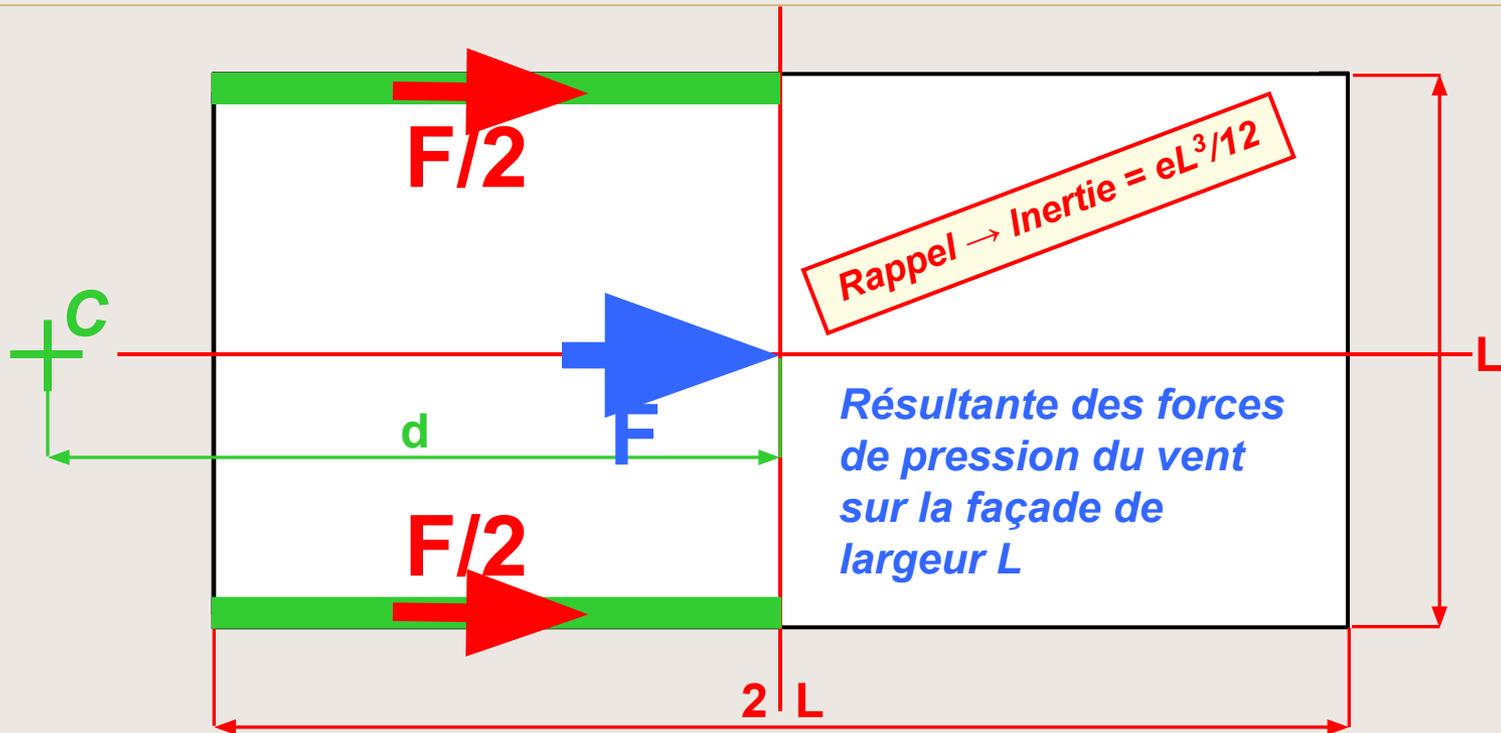


Principe de distribution des efforts de contreventements / méthode simplifiée



Centre de Torsion de la « section en U » formée par les contreventements

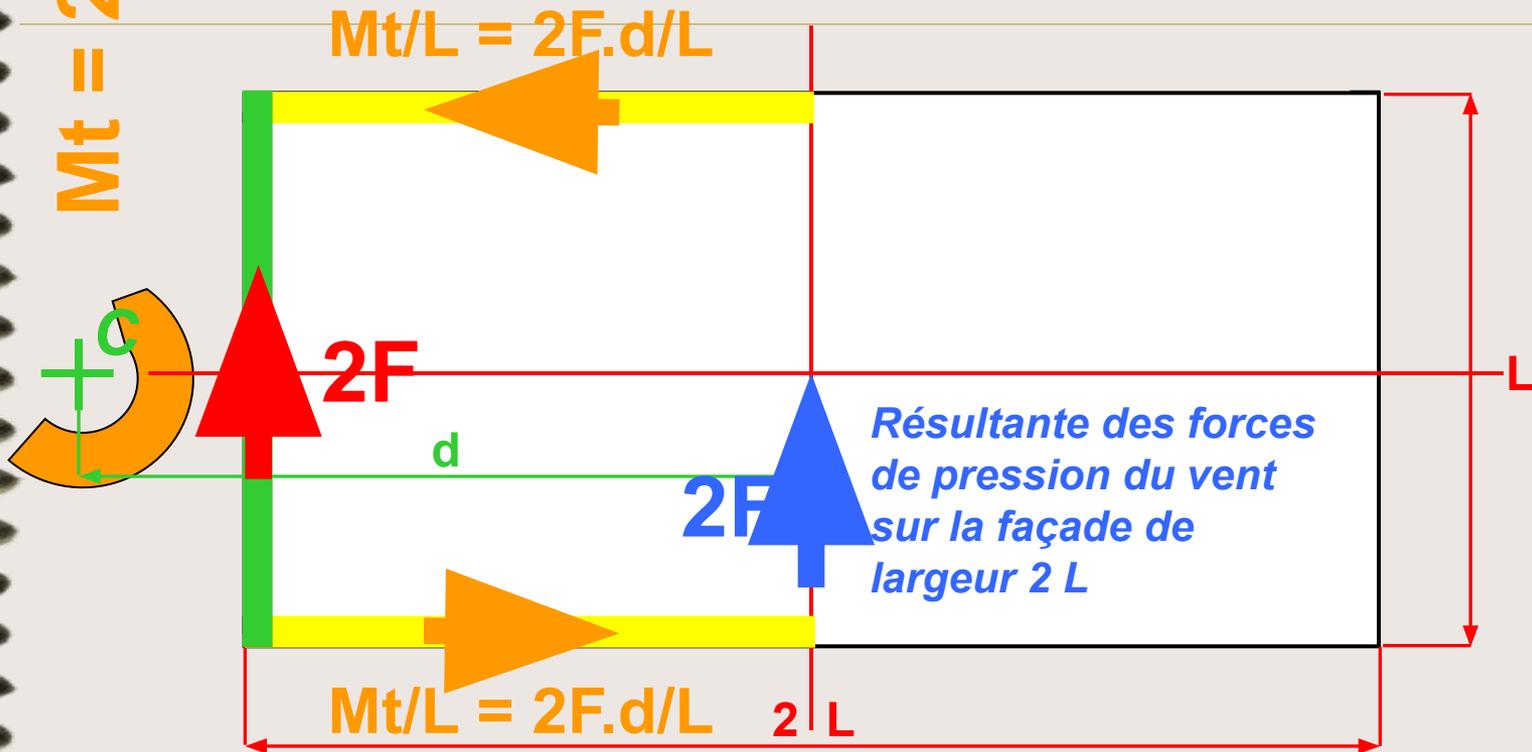
Répartition des efforts longitudinaux



Le moment de Torsion $F.d$ est nul puisque la résultante F est portée par l'axe passant par C / l'effort tranchant F est réparti au prorata des inerties respectives sur les voiles latéraux (ici symétrique)

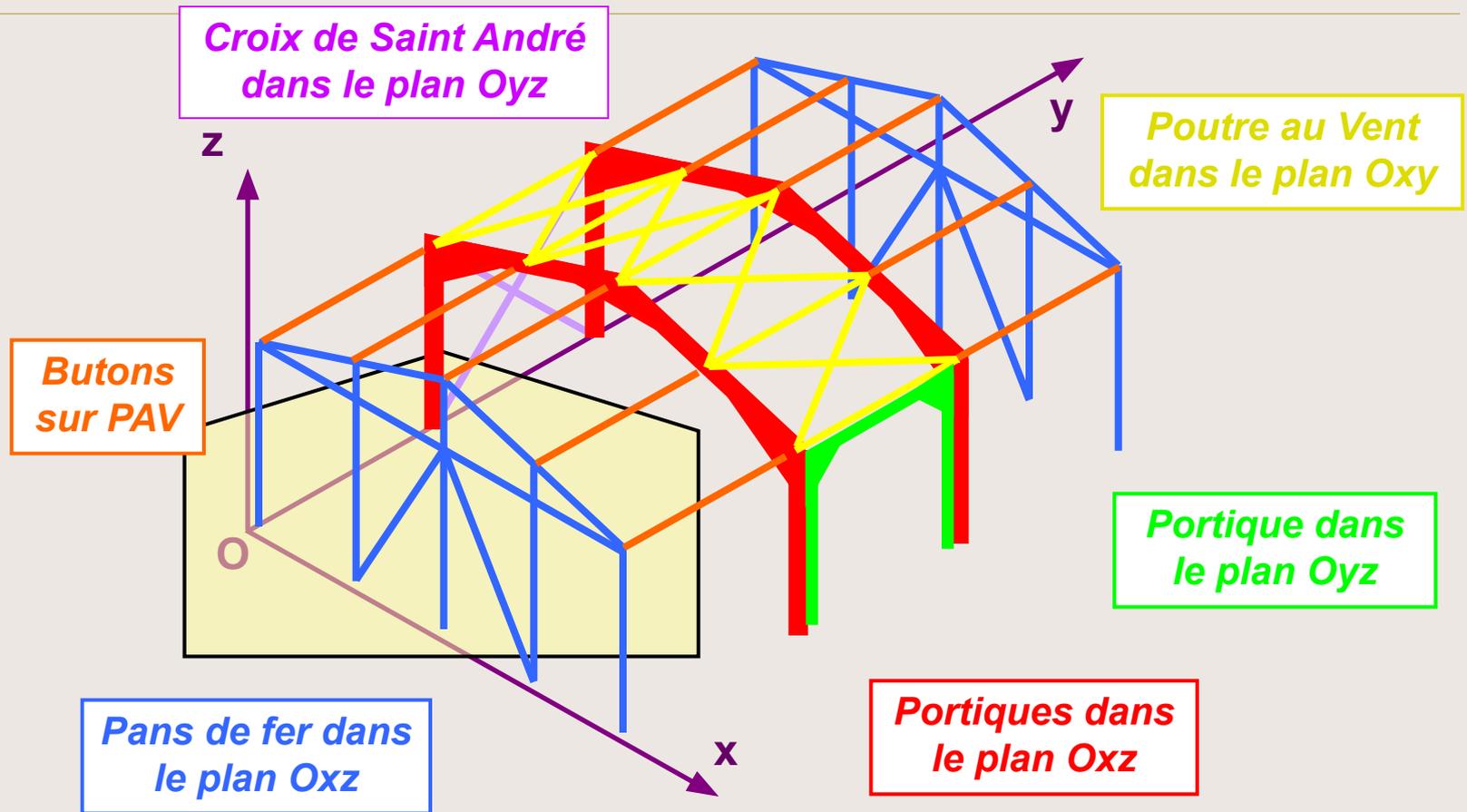
$$Mt = 2F \cdot d$$

Répartition des efforts transversaux



L'inertie des poteaux étant ridicule par rapport au seul voile // à la direction de la résultante, l'ensemble de l'effort tranchant transite dans ce voile. Le moment de torsion généré vaut $2F \cdot d$, il est équilibré par les deux voiles latéraux en un couple d'efforts opposés.

Éléments de contreventement stabilisant un bâtiment en charpente métallique



Poussée des terres, liquides et matières ensilées

La pression sur la paroi est fonction de la hauteur du matériaux (Hz), sa densité (ρ) et d'un coefficient de poussée K (K_0 , K_a ou K_p) fonction de l'angle de frottement interne (ϕ), de l'angle (β) du « talus » en tête, de l'angle que fait la paroi avec la verticale (λ), de l'angle de frottement sur la paroi (δ) et du déplacement (e) de la paroi sous les charges

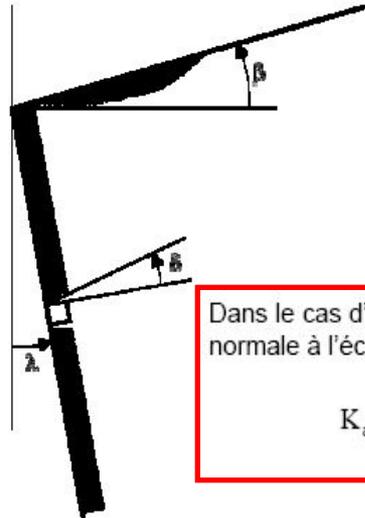


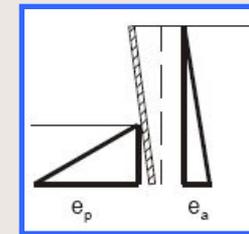
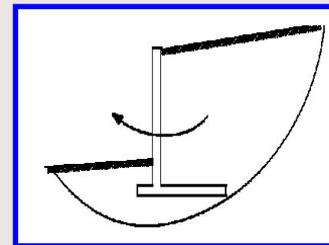
FIG.1 : DEFINITION DES ANGLES

- β représente l'inclinaison du massif par rapport à l'horizontale.
- δ représente l'inclinaison de la poussée par rapport à la normale à l'écran de soutènement.
- λ représente l'inclinaison de l'écran de soutènement par rapport à la verticale.
- ϕ représente l'angle de frottement interne du sol situé à l'arrière de l'écran de soutènement.

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

Dans le cas d'un écran de soutènement vertical retenant un massif horizontal et dont la poussée est normale à l'écran ($\beta = \delta = \lambda = 0$), l'expression de K_a est la suivante :

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$



Poussée des terres, liquides et matières ensilées

Pour simplifier on retiendra le cas particulier où $\lambda = \delta = \beta = 0$ + Cohésion nulle

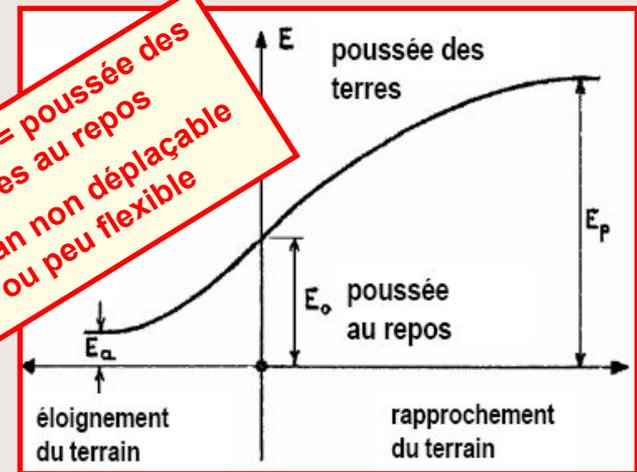
$$K_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$$

$$\text{Poussée totale} = \frac{\rho \cdot (Hz)^2 \cdot K_a}{2}$$

Si déplacement E_a de l'écran $> 1/1000$ ème de Hz

φ eau	= 0°
φ remblais lâche / absence de compactage	= 20°
φ remblais moyennement compactés	= 25°
φ remblais bien compactés par couches de 20/30 cm + essais de plaque	= 30°

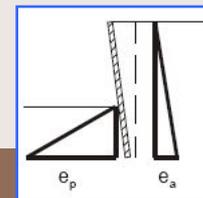
Sinon $K_0 =$ poussée des terres au repos = écran non déplaçable ou peu flexible



$$K_p = \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$\text{Butée monopolisable} = \frac{\rho \cdot (hz)^2 \cdot K_p}{2}$$

Si déplacement E_p de l'écran $> 1/100$ ème de Hz



Critères de stabilité d'un soutènement

0. AVERTISSEMENT

Un écran de soutènement est une construction soumise à l'action de la poussée des terres et des surcharges en tête, de son poids propre et éventuellement des pressions ou sous-pression d'eau. On doit vérifier généralement trois critères de stabilité.

1. STABILITE INTERNE

C'est la capacité de l'écran à résister par la réaction des forces internes à l'action des forces extérieures.

Le calcul de la stabilité interne de l'ouvrage de soutènement permet d'en vérifier son dimensionnement.

2. STABILITE EXTERNE

C'est la capacité de l'écran à être stable sur son support sous l'action des forces extérieures.

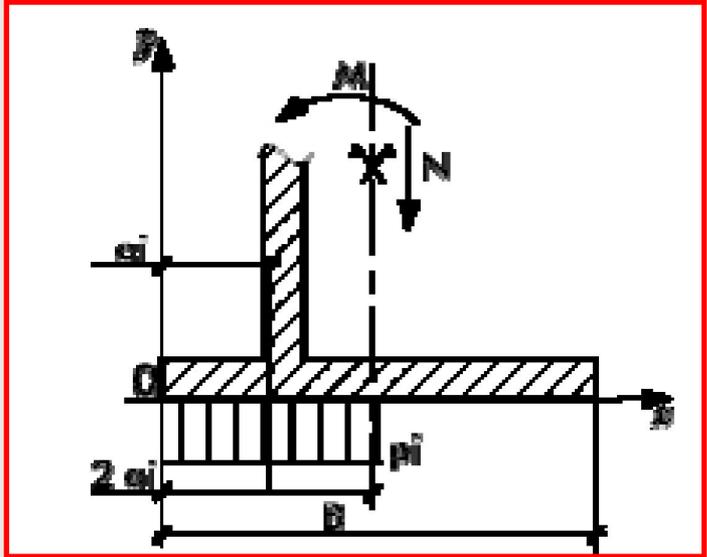
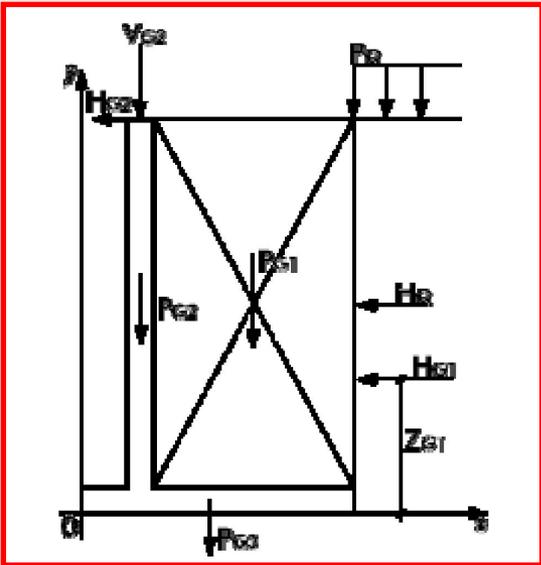
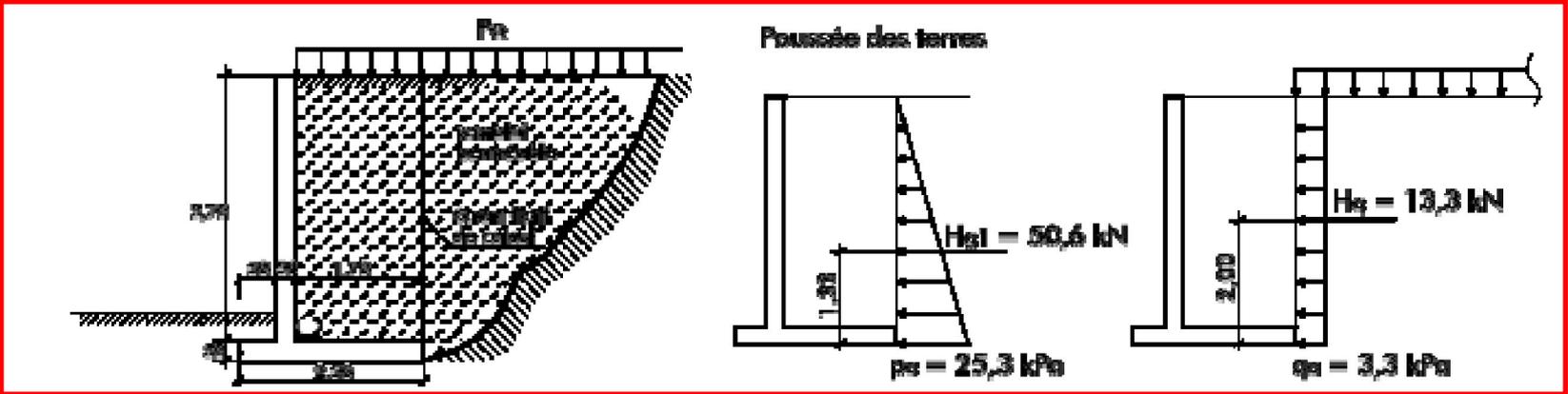
Il s'agit de vérifier les critères de renversement de glissement ainsi que la condition de non poinçonnement du sol sous la fondation du soutènement (cas des murs en maçonnerie ou béton ainsi que des murs en terre armé).

3. STABILITE D'ENSEMBLE

C'est la capacité de l'ensemble formé par le soutènement et son support à être stable sous l'action des forces extérieures.

La stabilité d'ensemble est étudiée en considérant des surfaces de rupture planes, circulaires ou de forme quelconque.

Bilan des forces extérieures à l'ouvrage de soutènement



Soutènements

Pour tous les types d'ouvrages de soutènement et pour chaque situation de projet déterminante, il faut vérifier que **l'état limite ultime (*sécurité structurale*)** et **l'état limite de service (*aptitude au service*)** ne sont dépassés à aucun moment durant les phases de construction et d'exploitation.

Soutènements

États limites de sécurité structurale

- **EL type 1:**

Instabilité d'ensemble de l'ouvrage

Les résistances de la structure et du terrain ne jouent pas de rôle.

- **EL type 2:**

Résistance ultime de l'ouvrage ou d'un de ses éléments

Les propriétés de la structure et du terrain jouent un rôle prépondérant.

- **EL type 3:**

Instabilité du terrain

Mobilisation complète de la résistance du terrain.

- **EL type 4:**

Fatigue de l'ouvrage ou d'un de ses éléments

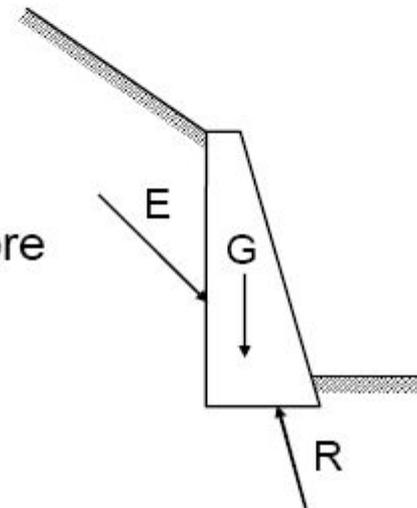
Soutènements par murs poids ou cantilever

Murs de soutènement

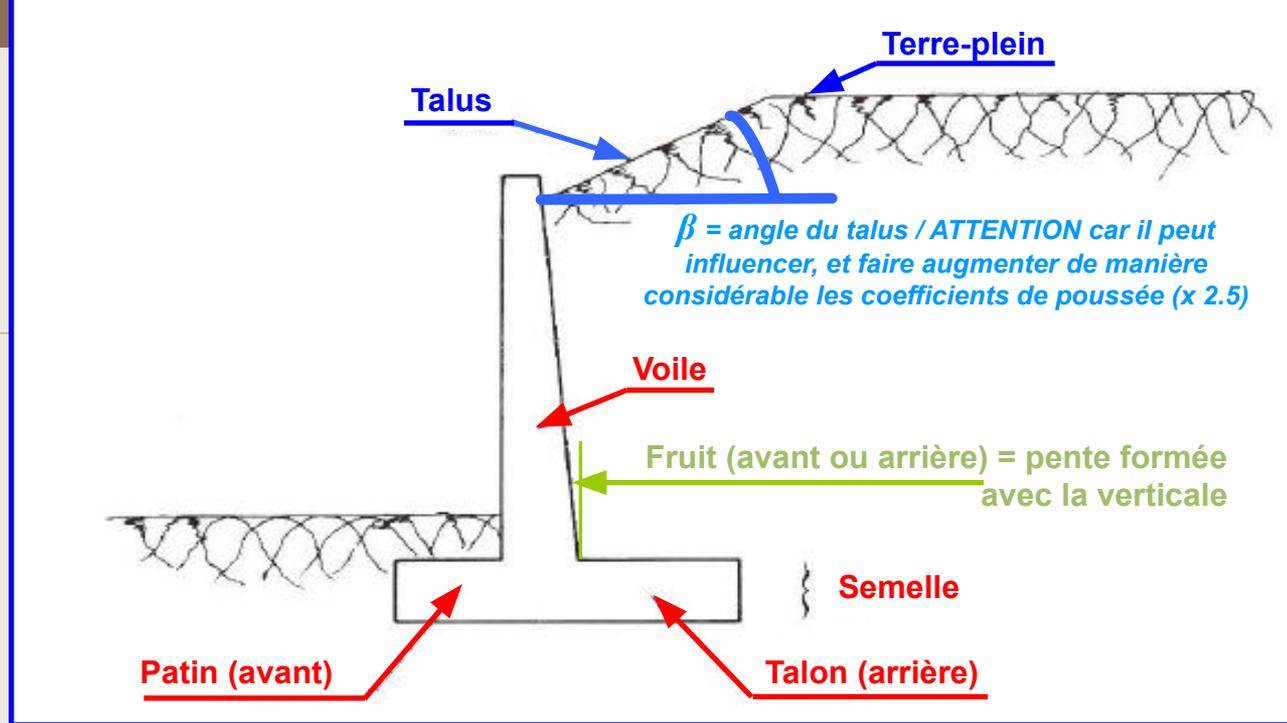
Stabilité assurée par son poids propre ou par le poids d'un remblai.

Caractéristiques:

- en général rigide
- en général petite profondeur d'assise

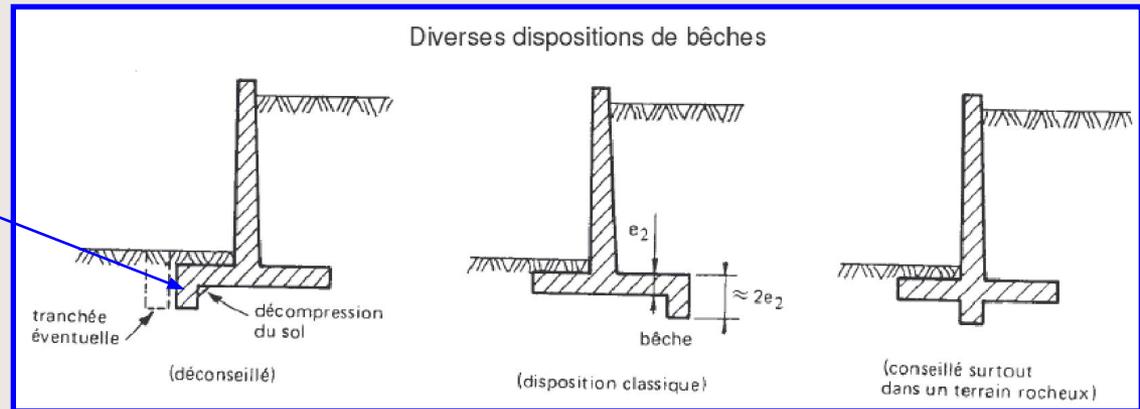


Mur poids

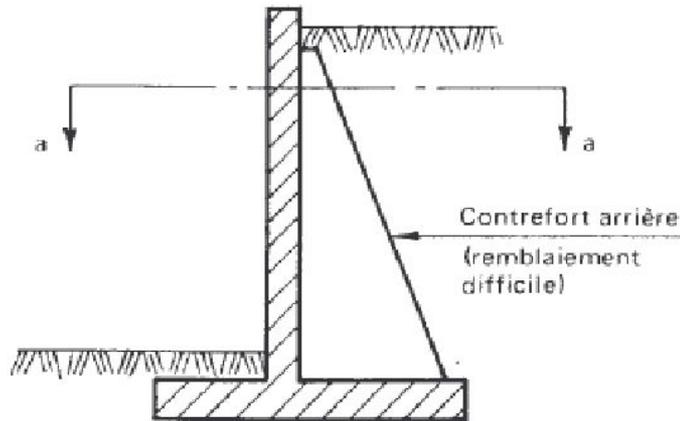


Terminologie des murs cantilever ou en T

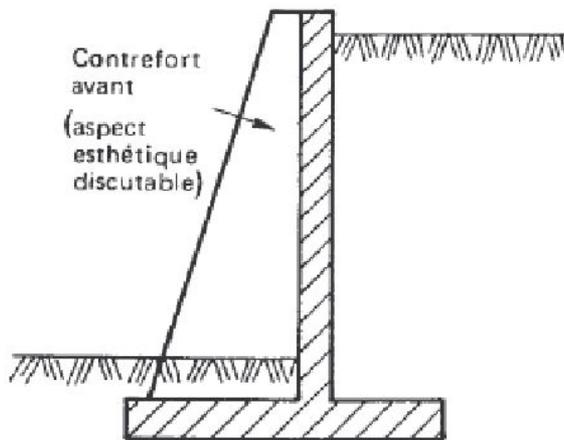
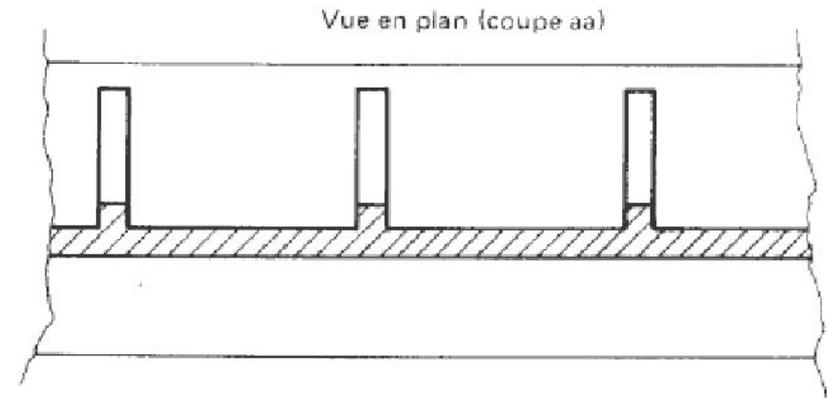
La bêche est créée pour monopoliser une butée contre le glissement



Contreforts de rigidification



Coupe du mur

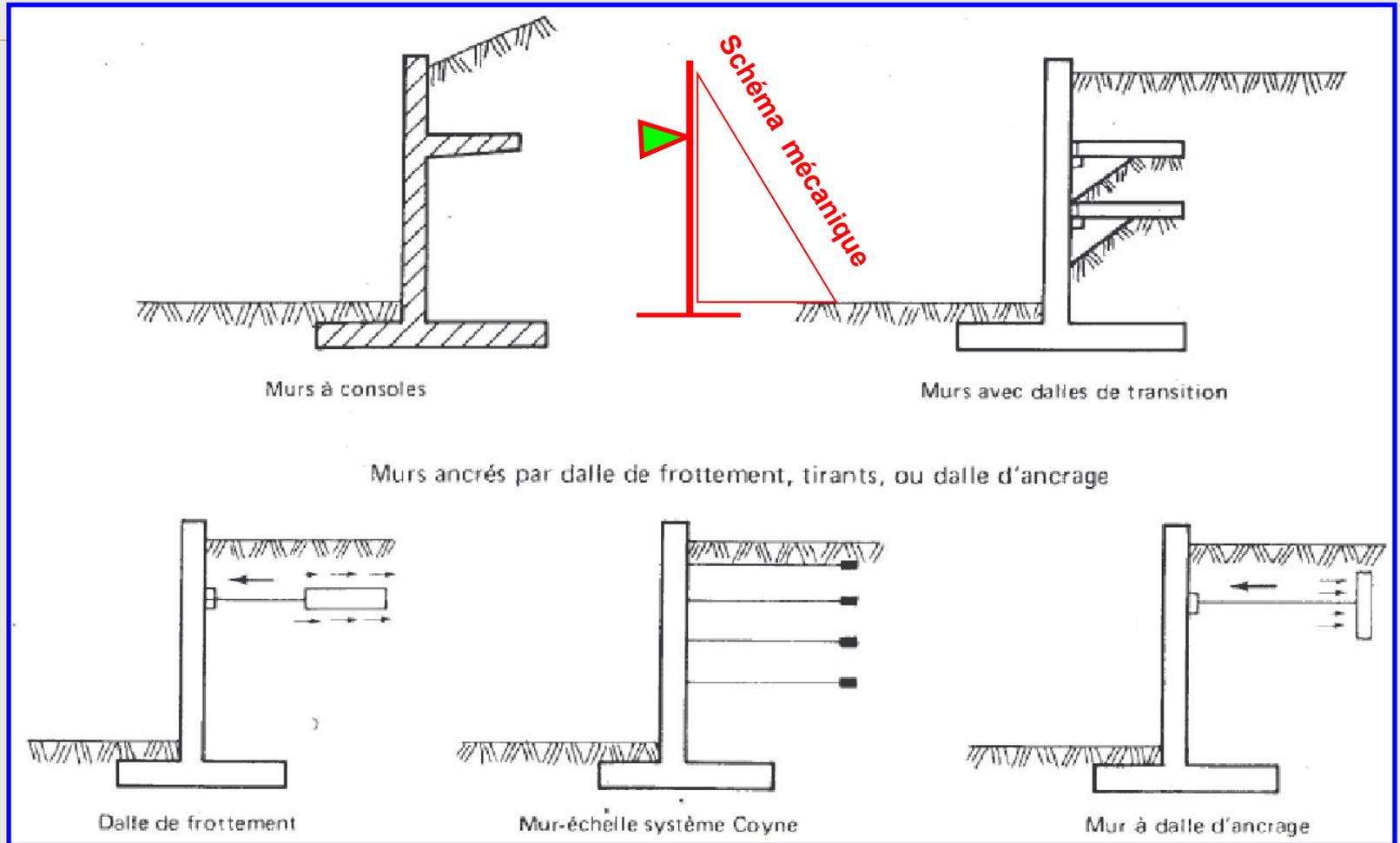


Les contreforts permettent de réduire les épaisseurs de béton des voiles et semelles en augmentant l'inertie de la paroi (section en T).

Les contreforts encastrés sur la semelle sont disposés soit à l'avant, soit à l'arrière du voile. Ils sont espacés de 2.5 m à 5 m.

Les aspects esthétiques, économiques et facilité d'exécution sont discutables mais les déformations en flexion sous néanmoins fortement limitées.

Réduction de l'encastrement en pieds par création de divers appuis intermédiaires



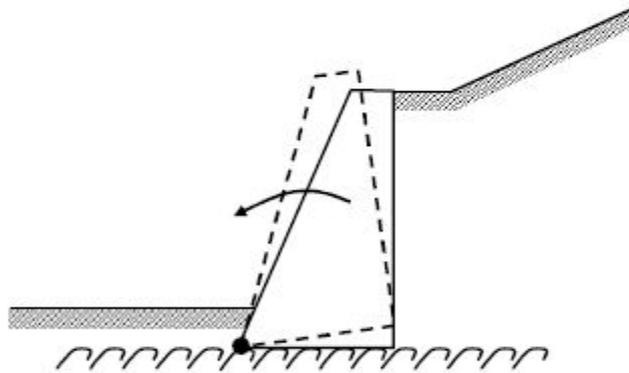
Soutènements par murs poids ou cantilever

État limite

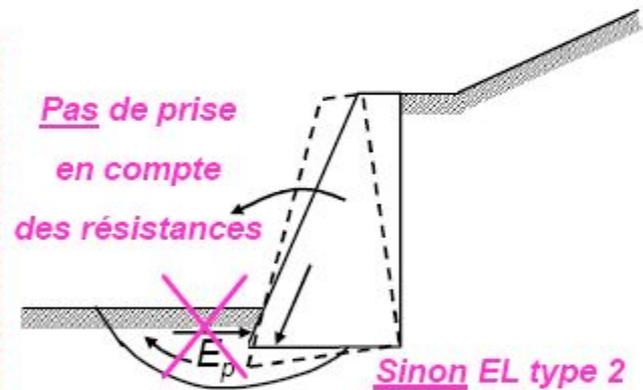
Murs de soutènement

type **1**

Perte d'équilibre par basculement
(ou renversement) de l'ouvrage



Mur sur un fond rocheux
rotation autour du point aval de l'assise



Mur sur un terrain meuble
axe de basculement non définissable

Soutènements par murs poids ou cantilever

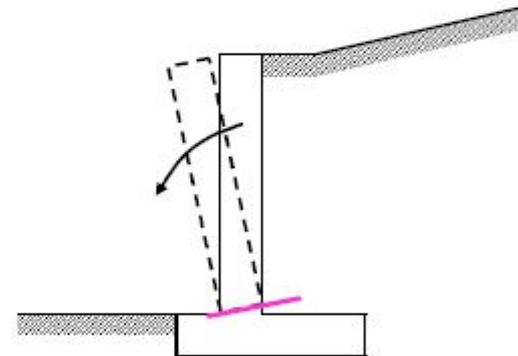
État limite

type **2**

Ruine de l'ouvrage ou
de l'une de ses parties

ELU interne

Murs de soutènement



Résistance ultime interne
de la structure atteinte

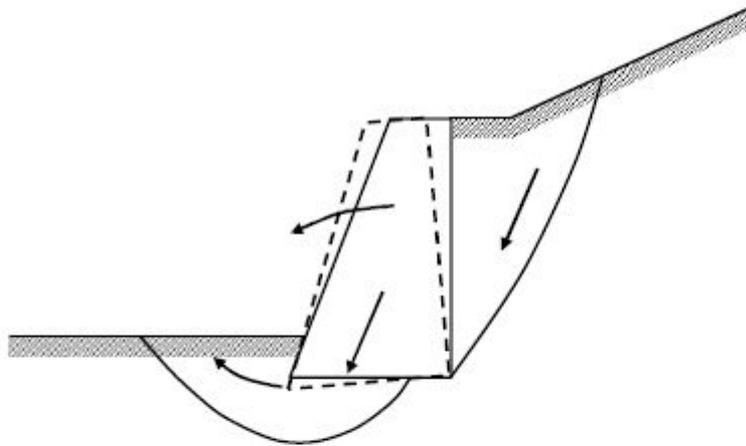
Soutènements par murs poids ou cantilever

État limite

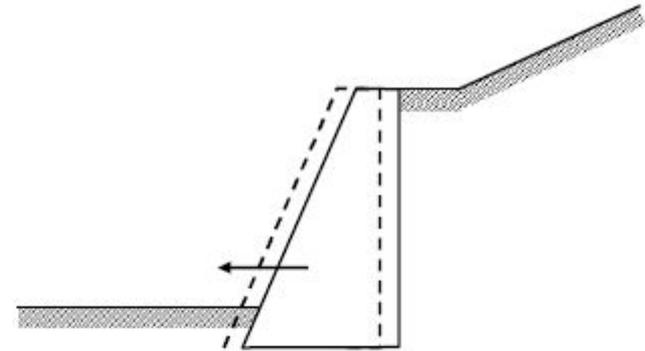
Murs de soutènement

type **2**

Ruine du sol à proximité de
l'ouvrage ELU externe



Résistance au poinçonnement
du terrain atteinte



Résistance au glissement
atteinte à l'interface

Soutènements par murs poids ou cantilever

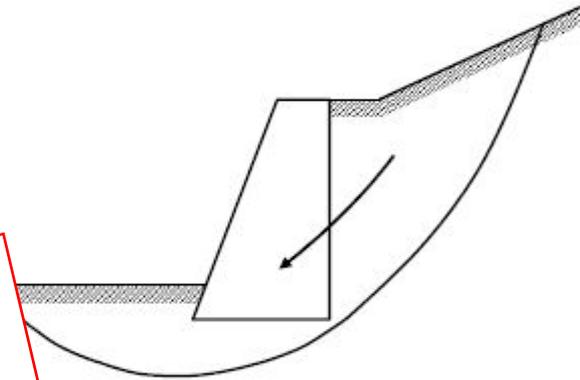
État limite

type **3**

Murs de soutènement

Instabilité du terrain

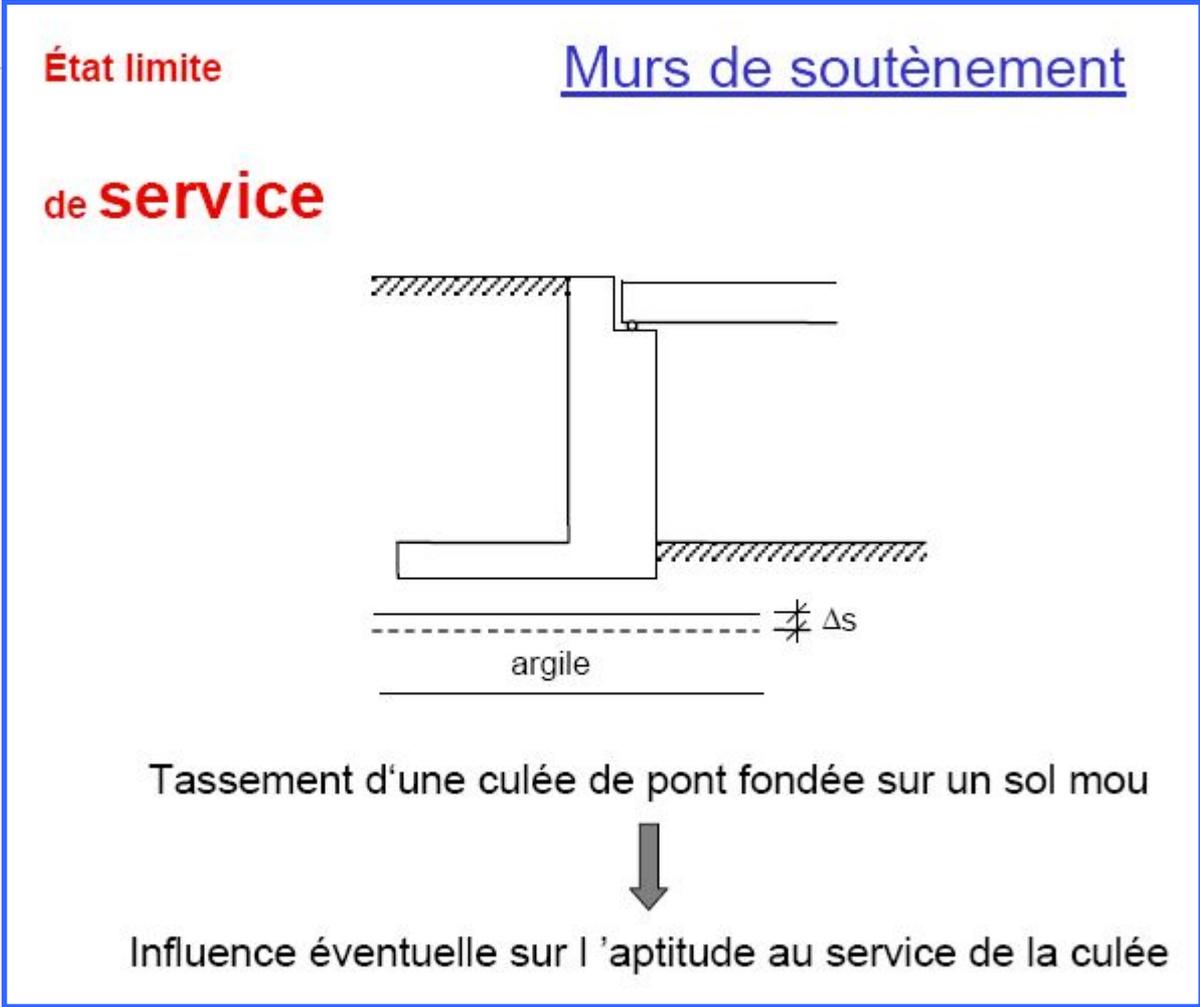
Glissement généralisé



Résistance du terrain
globalement atteinte

!!! ATTENTION !!!
Pour la justification au Grand Glissement, il est
conseillé de se rapprocher d'un géotechnicien
qui dispose des connaissances et d'un logiciel
appliquant la méthode de BISHOP

Soutènements par murs poids ou cantilever



3. JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ EXTERNE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

3.0. REMARQUES PRÉLIMINAIRES

L'application aux murs de soutènement des principes de sécurité qui régissent le calcul aux états-limites se heurte à un certain nombre de difficultés. Ces principes conduisent en effet à tenir compte dans les calculs des différentes causes d'incertitude qui affectent les caractéristiques (poids volumique γ , angle de frottement interne φ , cohésion C , ...) du remblai et du terrain d'assise du mur. Ces caractéristiques, déduites d'essais géotechniques, peuvent présenter des écarts très sensibles par rapport à leur valeur moyenne. En outre, elles interviennent souvent combinées dans une même formule. Pour définir la combinaison d'action la plus défavorable, il serait peu réaliste d'envisager que chacune d'elles puisse indépendamment des autres, atteindre une valeur soit maximale, soit minimale.

Par exemple, pour vérifier la stabilité externe d'un mur de soutènement comportant un patin avant, on devrait théoriquement, en application de l'article A3.1.2.2 des Règles BAEL, considérer deux valeurs γ_{\min} ou γ_{\max} du poids volumique et deux valeurs indépendantes $k_a \max$ ou $k_a \min$ du coefficient de poussée – correspondant à deux valeurs φ_{\max} et φ_{\min} de l'angle de frottement interne – à combiner pour obtenir l'effet le plus défavorable.

Il faudrait donc considérer :

- deux valeurs pour le poids du remblai :

l'une G_{\min} calculée avec la valeur γ_{\min} (et sans remblai sur le patin avant) : G_{\min} = fonction de γ_{\min} .

l'autre G_{\max} calculée avec la valeur γ_{\max} (et avec remblai éventuel sur le patin avant) :

G_{\max} = fonction de γ_{\max} .

- quatre valeurs P_{11} , P_{12} , P_{21} , P_{22} de la poussée due à l'action du remblai, ces valeurs étant obtenues en combinant de toutes les manières possibles $k_a \min$, $k_a \max$, γ_{\min} , γ_{\max} :

P_{11} = fonction de $(k_a \min \gamma_{\min})$	} associées à G_{\min}
P_{12} = fonction de $(k_a \max \gamma_{\min})$	
P_{21} = fonction de $(k_a \min \gamma_{\max})$	} associées à G_{\max}
P_{22} = fonction de $(k_a \max \gamma_{\max})$	

En appelant G_0 le poids propre du mur, Q les charges variables sur le terre-plein et en remarquant que le poids volumique doit nécessairement intervenir avec la même valeur (minimale ou maximale) dans l'évaluation du poids du remblai et dans celle de sa poussée, la stricte application des Règles BAEL conduirait donc à considérer, rien que pour l'état-limite ultime et en l'absence d'actions d'accompagnement, la série de combinaisons suivante :

$$\begin{aligned} & G_0 + G_{\min} + P_{11} \\ & 1,35 (G_0 + G_{\max}) + P_{21} \\ & G_0 + G_{\min} + P_{12} + 1,5 (Q \text{ ou } 0) \\ & 1,35 (G_0 + G_{\max}) + 1,35 P_{22} + 1,5 (Q \text{ ou } 0) \end{aligned}$$

Les pressions sur le sol correspondant à chaque combinaison, calculées à partir d'un diagramme conventionnel de répartition, devraient être comparées à une valeur limite, elle-même déduite, par application d'un coefficient de sécurité convenable, d'une contrainte de rupture q_u obtenue, par exemple, à partir d'essais de laboratoire, au moyen d'une formule du type :

$$q_u = g (C', \varphi', \gamma', \text{etc } \dots)$$

Annexe Informatrice

Extrait Mémento

Béton Armé ADETS

Justification de la stabilité externe d'un mur de soutènement

Comme on peut le constater, cette fonction, qui est aussi largement dépendante des hypothèses faites sur le comportement du sol de fondation, contient les paramètres aléatoires C' , ϕ' et γ' relatifs à ce dernier.

Là réside toute la difficulté d'une application correcte de la méthode des états-limites à l'étude de la stabilité des murs de soutènement, puisque des paramètres aléatoires de même nature interviennent simultanément dans la sollicitation agissante et dans la sollicitation résistante.

De plus, en cherchant à appliquer strictement les principes du calcul aux états-limites, on arrive à montrer que de nombreux murs actuellement en service, et dont le comportement est, et a toujours été satisfaisant, devraient être étayés ou démolis car ne présentant pas le coefficient de sécurité requis pour leur stabilité.

C'est pour éviter une telle absurdité qu'un projet ajourné de « Règles de calcul des soutènements » [5.5] préconisait pour les vérifications relatives à la stabilité externe (problème de sol) l'emploi des méthodes « traditionnelles », en prenant pour les paramètres aléatoires leurs valeurs « les plus probables ».

En revanche, pour les vérifications relatives à la résistance interne, c'est-à-dire celle des différents éléments constitutifs (problème de béton armé), la méthode des états-limites - Règles BAEL - restait, bien entendu applicable.

Dans ce qui suit, nous avons adopté les deux modes de vérification, de la stabilité d'une part, et de la résistance interne d'autre part, que ce projet souhaitait préconiser. Toutefois, l'attention est appelée sur le fait que leur application doit rester strictement limitée aux murs :

- de hauteur au plus égale à 8 m
- non soumis à des poussées d'eau, ce qui implique que des précautions convenables soient prises pour assurer un drainage efficace à l'arrière du mur (voir 6.2).

3.1. COMBINAISONS D' ACTIONS

Compte-tenu de ce qui précède, pour les vérifications relatives à la stabilité externe, les combinaisons d'actions à considérer sont de la forme symbolique :

$$G_0 + G_1 + G_2 + Q + P_G + P_Q$$

avec :

G_0 poids propre du mur lui-même, évalué à partir des volumes théoriques définis par le dessins d'exécution et d'un poids volumique théorique de 25 kN/m^3 .

G_1 , G_2 , respectivement, poids des remblais amont et aval, évalués à partir de leurs volumes théoriques et du poids volumique le plus probable (le cas où le remblai aval serait retiré, soit $G_2 = 0$, doit être également envisagé).

Q charge d'exploitation sur le terre-plein, prise avec sa valeur nominale ou avec la valeur zéro.

P_G , P_Q poussées dues respectivement à l'action du remblai amont et à celle de la charge d'exploitation sur le remblai, si elle existe, évaluées en prenant en compte les valeurs les plus probables des caractéristiques des remblais (γ , ϕ , C ...); par sécurité, on prend toujours $C = 0$

3.2. VÉRIFICATION DU NON-POINÇONNEMENT DU TERRAIN D' ASSISÉ

Les sollicitations de calcul (résultantes des forces verticales et horizontales, moment résultant de ces forces autour de l'arête aval A) correspondant aux combinaisons d'actions définies en 3.1 permettent la détermination des contraintes verticales appliquées par la semelle du mur sur le terrain d' assisé.

Celui-ci est supposé élastique, et la semelle infiniment rigide. Il en résulte que le diagramme des contraintes sur le sol peut valablement être supposé linéaire. Selon l'intensité et la direction de la résultante R (de composantes R_H horizontalement et R_V verticalement) ce diagramme peut être soit un trapèze, soit un triangle.

a) Cas du diagramme trapézoïdal (fig. 5.38)

$$e_A = \frac{M_A}{R_V} \quad e_G = \frac{M_G}{R_V}$$

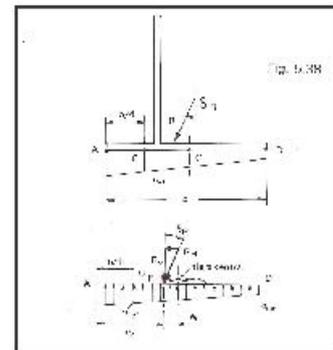
(G centre de gravité de la section de base de la semelle)

Le diagramme est trapézoïdal si

$$e_A > \frac{b}{3} \quad \text{ou} \quad e_G < \frac{b}{6}$$

On a :

$$\text{tg } \delta_R = \frac{R_H}{R_V}$$



b) Cas du diagramme triangulaire (fig. 5.39)

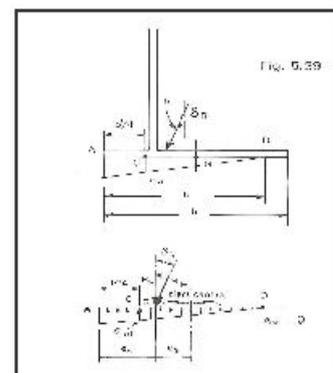
$$e_A = \frac{M_A}{R_V} \quad e_G = \frac{M_G}{R_V}$$

Le diagramme est triangulaire si

$$e_A \leq \frac{b}{3} \quad \text{ou} \quad e_G \geq \frac{b}{6}$$

On a :

$$b' = 3e_A \quad \text{ou} \\ b' = \frac{3}{2} (b - 2e_G)$$



Remarque :

Bien qu'une répartition triangulaire de la contrainte soit admise, il est préférable, dans la mesure du possible, de dimensionner la semelle pour avoir une répartition trapézoïdale. Dans leur Traité de Mécanique des Sols [5.1], MM. CAQUOT et KÉRISSEL préconisent même une répartition rectangulaire sous charges permanentes.

La justification du non-poinçonnement consiste à s'assurer que la contrainte verticale de référence σ_{ref} au quart de la largeur comprimée (b, fig. 5.38 ou b', fig. 5.39) est au plus égale à la contrainte de calcul \bar{q}_{ber} , évaluée comme indiquée en annexe, et convenablement corrigée pour tenir compte de l'excentricité et de l'inclinaison δ_R sur la verticale de la résultante R des actions appliquées.

Les coefficients de réduction (i_c, i_q, i_γ) donnés en annexe, dus à Meyerhof, sont pessimistes. Le SETRA (dossier FOND 72, [5.3]) propose un coefficient de réduction de forme exponentielle qui conduit à une valeur limite :

$$\bar{\sigma}_{\text{ber}} = \bar{q}_{\text{ber}} [e^{-(1-0,155C)/\bar{q}_k}] \quad \text{formule [5.10]}$$

C étant la cohésion. Lorsque celle-ci est considérée comme nulle :

$$\bar{\sigma}_{\text{ber}} = \bar{q}_{\text{ber}} \cdot e^{-\bar{\delta}_k} \quad \text{formule [5.11]} \\ (\bar{\delta}_k \text{ en radians})$$

Selon que le moment est évalué à l'arête aval A de la semelle ou au centre de gravité G de celle-ci, la contrainte de référence σ_{ref} s'évalue comme suit (unités Mpa, m, MN/m) :

- pour le diagramme trapézoïdal :

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{5R_V}{2b} \left(1 - 1,2 \frac{e_A}{b}\right) \quad \text{formule [5.12]} \\ (e_A \text{ en valeur absolue})$$

$$[\text{ou } \sigma_{\text{ref}} = \frac{R_V}{b} \left(1 + 3 \frac{e_G}{b}\right)]$$

- pour le diagramme triangulaire :

$$\sigma_{\text{ref}} = \frac{R_V}{2e_A} \quad \text{formule [5.13]} \\ [\text{ou } \sigma_{\text{ref}} = \frac{R_V}{b - 2e_G}]$$

3.3. VÉRIFICATION DU NON-GLISSEMENT DU MUR SUR LE TERRAIN D'ASSISE

En l'absence d'une bêche d'ancrage, il convient de vérifier que la composante horizontale R_H correspondant à la plus défavorable des combinaisons d'actions définies au paragraphe 3.1 est au plus égale à la valeur \bar{R}_H définie par :

$$\bar{R}_H = \frac{C \cdot b + R_V \cdot \text{tg } \varphi'}{\gamma_m} \quad \text{formule [5.14]}$$

avec :

R_V composante verticale des actions de calcul correspondant à la combinaison pour laquelle R_H a été déterminée,

b' largeur de sol comprimée sous la semelle ($b' = b$ dans le cas d'un diagramme trapézoïdal des réactions du sol, voir fig. 5.38 et 5.39)

φ', C' angle de frottement interne et cohésion du terrain d'assise, déterminés à partir d'essais drainés

γ_m coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement

On prend habituellement $C' = 0$ et $\gamma_m = 1,50$. La condition de non-glissement s'écrit alors :

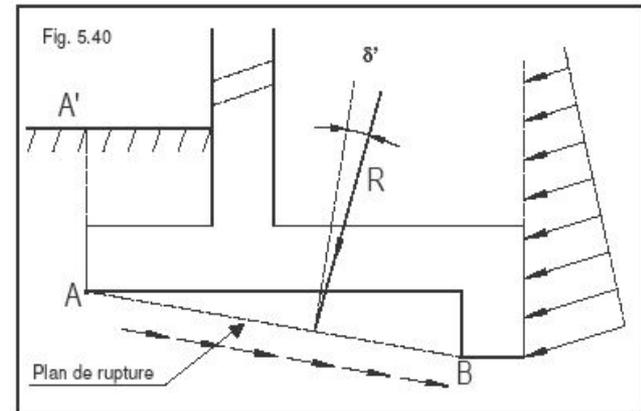
$$R_H \leq \bar{R}_H = \frac{R_V \text{tg } \varphi'}{1,50} \quad \text{formule [5.15]}$$

Si $\varphi' \gg 30^\circ$ cette condition devient $\frac{R_H}{R_V} \leq 0,4$.

Remarques

1. Si la section de base de la semelle n'est pas horizontale, les valeurs de R_H et R_V entrant dans les formules 5.14 et 5.15 sont à remplacer respectivement par les composantes normale R_n et tangentielle R_t des actions de calcul de la combinaison considérée.

2. Il est rappelé (voir titre 1.2.1) que la stabilité au glissement des murs de soutènement peut être améliorée au moyen d'une bêche d'ancrage. En ce cas, la vérification au glissement peut être conduite en ne considérant que le bloc compris entre le plan fictif de poussée active et un plan de rupture passant par la base de la bêche (fig. 5.40), la butée sur le plan AA' étant toujours négligée par mesure de sécurité.



La résultante R des actions sur le mur fait un angle δ' avec la normale au plan de rupture. On doit avoir :

$$R \sin \delta' \leq \frac{R \cos \delta' \text{tg } \varphi' + C' \cdot \overline{AB}}{\gamma_m}$$

avec $\gamma_m = 1,5$ comme précédemment.

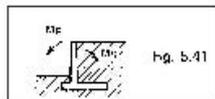
3.4. VÉRIFICATION DU NON-BASCULEMENT

Dans le cas d'un sol non rocheux, un mur de soutènement ne peut guère basculer sans poinçonner simultanément le sol d'assise. Il en résulte que, dans ce cas, la vérification du non-poinçonnement du sol d'assise tient lieu de vérification du non-basculement.

Dans le cas d'un sol rocheux et d'une semelle infiniment rigide, la justification du non-basculement du mur autour de son arête aval A consiste à montrer que le moment stabilisateur $M_{S/A}$ est très supérieur au moment de renversement $M_{R/A}$:

$$M_{S/A} \geq 1,5 M_{R/A} \quad \text{formule [5.16]}$$

ces deux moments étant évalués l'un et l'autre avec la valeur probable des actions.



3.5. TASSEMENTS

Le calcul des tassements est relativement exceptionnel et n'est généralement fait que dans le cas où les caractéristiques du terrain d'assise sont médiocres. Pour ce calcul, seules les actions permanentes sont prises en compte. Le plus souvent, on détermine la valeur du tassement à partir des essais pressiométriques (voir détails en annexe, titre A 3.2).

Les murs de soutènement sont surtout sensibles aux tassements différentiels :

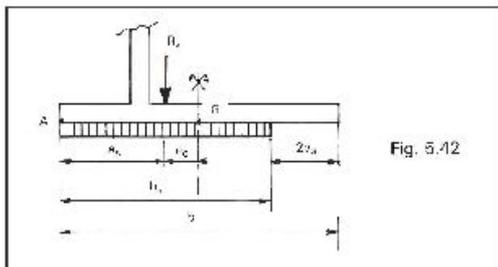
- dans le sens longitudinal, lorsque l'ouvrage, assez long, traverse des zones de sols différents ;
- dans le sens transversal, essentiellement à cause de la variation linéaire des réactions du sol sur la largeur de la semelle. Ce tassement entraîne une rotation globale du mur.

• Calcul du tassement différentiel dans le sens longitudinal.

Pour déterminer le tassement différentiel entre deux sections, on calcule d'abord la contrainte appliquée au sol par la semelle en chacune des deux sections considérées, en supposant la distribution uniforme sur une largeur équivalente b_e égale à (fig. 5.42) :

$$b_e = 2e_A = b - 2e_G$$

formule [5.17]
(distribution de Meyerhof)



Le tassement en chacune des deux sections considérées est calculé suivant la méthode exposée en annexe titre A 3.2. L'évaluation de ce tassement permet de déterminer l'ouverture utile à donner aux joints entre plots. Il est prudent de multiplier le résultat trouvé par 2, ou même 3.

Dans tous les cas, il convient de prévoir des joints transversaux équidistants (voir titre 6.1). La semelle peut être coulée continue.

• Calcul du tassement différentiel dans le sens transversal

Pour ce calcul, on peut opérer comme suit : le tassement en un point est supposé proportionnel à la contrainte appliquée en ce point.

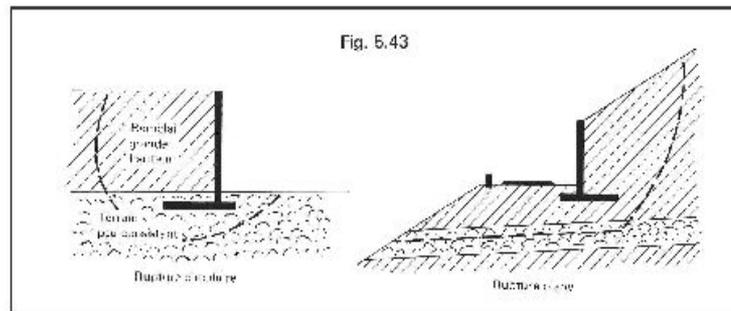
Connaissant la contrainte de référence σ_{ref} dans la section C (fig. 5.38 et 5.39) ainsi que la contrainte minimale σ_{min} à l'extrémité D du diagramme des réactions du sol ($\sigma_{min} = 0$ si le diagramme est triangulaire), on calcule les tassements s_C et s_D dans les sections C et D (méthode en annexe titre A.3.2), en fonction de la contrainte du sol en ces sections.

Le tassement différentiel Δs a pour valeur :

$$\Delta s = (s_C - s_D)$$

L'évaluation de ce tassement permet de déterminer l'ordre de grandeur de la rotation globale du mur en cas de sol sensible aux tassements. Il est conseillé de donner un fruit au parement vu, de façon que, après tassement, le mur ne paraisse pas en surplomb et ne donne pas l'impression désagréable de « basculer »

3.6. GRAND GLISSEMENT



Un mur de soutènement forme avec son terrain d'assise un ensemble. Dans certains cas, il risque de se produire un glissement général de cet ensemble, en particulier si des couches de qualité médiocre existent sous la fondation.

Vis-à-vis de ce phénomène, les méthodes de calcul sont basées sur le fait que la rupture se produit selon une ligne de glissement assimilable à un arc de cercle ou à un arc de cercle prolongé par une droite (fig. 5.43).

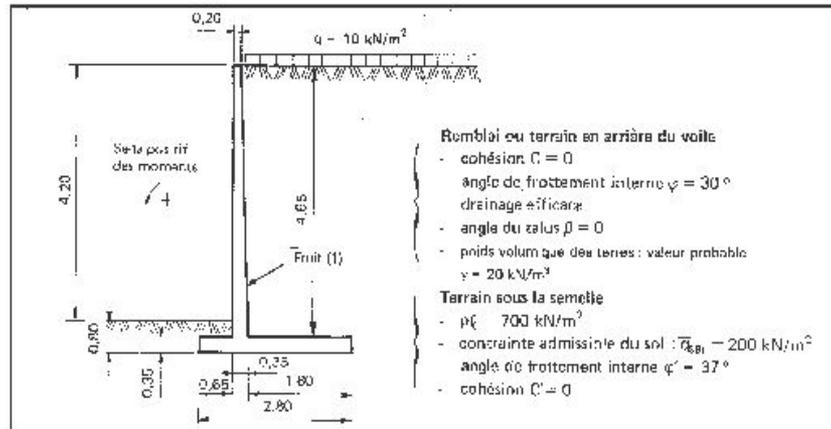
Le lecteur intéressé par la vérification de cet équilibre général pourra se reporter aux ouvrages spécialisés. En bref, la sécurité au grand glissement consiste à vérifier que la résistance au cisaillement mobilisable est supérieure à l'effort de cisaillement le long de la surface de rupture en prenant un coefficient de sécurité de 1,5.

3.7. EXEMPLE DE CALCUL DE VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ

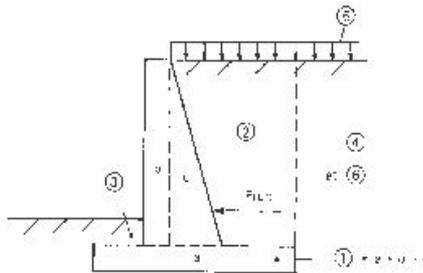
Reprenons l'étude des différentes vérifications en l'illustrant par un exemple de calcul.

Considérons un mur de soutènement, correspondant à une dénivellée de 4,20 m, limité en amont par un terre-plein horizontal infini recevant une charge d'exploitation de 10 kN/m² (à 1 m du bord du patin avant).

Le dimensionnement de ce mur a été fait selon les indications données plus loin au titre 5.



Choisissons un sens positif pour les moment et schématisons le mur en parties élémentaires (a, b, c)



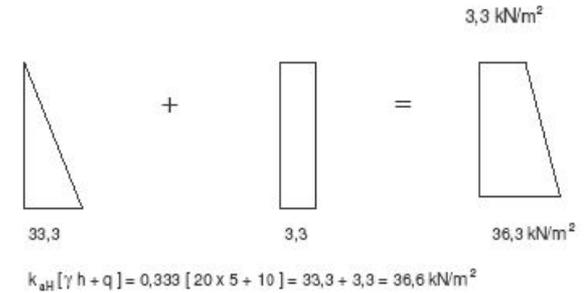
(1) En général, il est préférable de donner du fruit à la face avant (parement amont, vu) pour les raisons exposées à la fin du titre 3.5; dans cet exemple, le fruit est volontairement donné à la face en contact avec le remblai (parement aval) afin de montrer l'influence d'une inclinaison sur le calcul du coefficient de poussée (voir 4.6).

Les coefficients de poussée à prendre en compte le long de l'écran fictif ont été déterminés au titre 2.3.1 :

$$k_{aH} = 0,333$$

$$k_{aV} = 0$$

Le diagramme de poussée obtenu en considérant l'effet combiné de la poussée des terres et de la poussée due à la charge d'exploitation est, pour une hauteur de soutènement prise égale à 5,00 m le suivant :



3.7.1. Vérification du non-poinçonnement du terrain d'assise

G charge permanentes horizontales (poussées) P_G ou verticales (poids) G
Q charges d'exploitation (poids Q ou poussée P_Q)

			Actions horizontales $R_H = P_G$ ou P_Q (kN/m)	Actions verticales (pesanteur) $R_V = G$ ou Q (kN/m)	M/A (kNm/m)
G	a	Semelle		$2,8 \times 0,35 \times 25 = 24,5$	$\times \frac{2,8}{2} = -34,3$
	b	Voile		$4,65 \times 0,20 \times 25 = 23,25$	$\times 0,75 = -17,44$
	c	Voile		$4,65 \times \frac{0,15}{2} \times 25 = 8,72$	$\times 0,9 = -7,85$
	①	Mur (a+b+c)		56,47	-59,59
	②	Terre amont		$4,65 \times 1,875 \times 20 = 174,38$	$\times 1,86 = -324,34$
	③	Terre aval		$0,65 \times 0,45 \times 20 = 5,85$	$\times 0,325 = -1,90$
	④	Poussée des terres	$0,333 \times 20 \times \frac{5^2}{2} = 83,33$		$\times \frac{5}{3} = +138,89$
Q	⑤	Charge d'exploitation		$10 \times 1,9 = 19$	$\times 1,9 = -34,2$
	⑥	Poussée due à la charge d'exploitation	$0,333 \times 10 \times 5 = 16,67$		$\times \frac{5}{2} = +41,67$

Les combinaisons d'actions à prendre en compte sont :

C1 : ① + ② + ③ + ④ + ⑤ + ⑥

C2 : ① + ② + ③ + ④ + ⑤ (terre aval enlevée)

C3 : ① + ② + ③ (terre aval enlevée et Q = 0)

	Combinaison (C1)	Combinaison (C2)	Combinaison (C3)
Moment total M_{1A} (kNm/m) R_V (kN/m) R_H (kN/m) } (résultante R)	- 239,47 254,7 100	- 237,57 248,85 100	- 245,04 230,85 83,33
Excentricité $e_A = \frac{M_{1A}}{R_V}$ Tiers central $\left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{3} = \frac{2,8}{3} = 0,933 \\ \frac{2b}{3} = 1,867 \end{array} \right.$	0,94 R passe dans le tiers central	0,955 R passe dans le tiers central	1,06 R passe dans le tiers central
Diagramme des contraintes du sol	trapézoïdal	trapézoïdal	trapézoïdal
$\sigma_{ref} = \frac{5 R_V}{2b} (1 - 1,2 \frac{e_A}{b})$ $\text{tg } \delta_R = \frac{R_H}{R_V}$ δ_R (radian) $e^{-\delta_R} (C = 0)$	135,8 kN/m ² (0,136 MPa) 0,393 0,374 0,688	131,3 kN/m ² (0,131 MPa) 0,402 0,382 0,682	112,4 kN/m ² (0,112 MPa) 0,361 0,346 0,707

Calcul de \bar{q}_{sof} :

Nous avons supposé que la contrainte admissible sur le sol \bar{q}_{sof} était de 200 kN/m² (0,2 MPa).

Admettons qu'elle ait été déterminée par des essais pressiométriques (voir annexe , titre A 2.2.3) qui ont donné :

$p_\ell = 700 \text{ kN/m}^2$ d'où (formule A.7) :

$$\bar{q}_{sof} = q_0 + \frac{k_p}{3} (p_\ell - p_0)$$

avec $q_0 = \gamma D_f$, D_f étant la différence de niveau en mètres entre le terrain naturel et la cote de la

fondation: $q_0 = 20 \times 0,80 = 16 \text{ kN/m}^2$,

K_p facteur de portance, pris ici égal à 0,8 (voir annexe , titre A 2.2.2, formule A.3)

$p_0 \approx 0,5 q_0$ en l'absence d'eau, soit $p_0 = 8 \text{ kN/m}^2$

d'où finalement :

$$\bar{q}_{sof} = 16 + \frac{0,8}{3} (700 - 8) = 200 \text{ kN/m}^2$$

Pour les trois combinaisons, la condition de non-poinçonnement du sol de fondation :

$$\sigma_{ref} \leq \bar{\sigma}_{sof} = \bar{q}_{sof} \cdot e^{-\delta_R}$$

est vérifiée. En effet, on a :

- pour la combinaison C1 : $135,8 < 0,688 \times 200 = 137,6 \text{ kN/m}^2$

- pour la combinaison C2 : $131,3 < 0,682 \times 200 = 136,4 \text{ kN/m}^2$

- pour la combinaison C3 : $112,4 < 0,707 \times 200 = 141,4 \text{ kN/m}^2$

Toutes ces valeurs sont bien inférieures à 200 kN/m².

3.7.2. Vérification du non-glissement sur le terrain d'assise

On utilise les mêmes combinaisons d'actions que pour la vérification du non-poinçonnement. Pour le terrain d'assise, d'après les données : $C' = 0$ et $\phi' = 37^\circ$; la condition à satisfaire est donc :

$$R_H \leq R_V \frac{\text{tg } \phi'}{1,5} = 0,5 R_V$$

ou encore

$$\text{tg } \delta_R = \frac{R_H}{R_V} \leq 0,5$$

ce qui est bien le cas pour les combinaisons envisagées (voir tableau précédent).

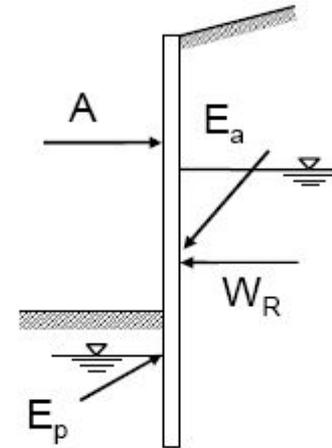
Soutènements par écrans flexibles

Parois de soutènement

Stabilité assurée par la butée du terrain sous le fond de fouille et par des ancrages et butons.

Caractéristiques:

- grande importance de la résistance et de la rigidité à la flexion de la paroi



Paroi de soutènement

!!! ATTENTION !!!
La conception et le dimensionnement des écrans flexibles du type parois clouées, parois avec tirants actifs, palplanches, parois moulées, parois berlinoises, parisiennes ou terre armée DOIVENT ETRE ASSURES par des Bureaux d'Etudes Spécialisés ou un Géotechnicien

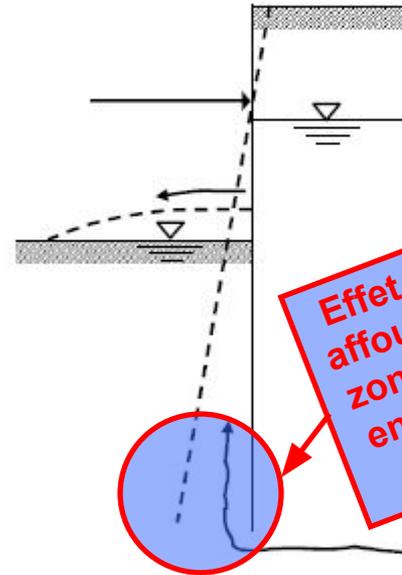
Soutènements par écrans flexibles

État limite

type **1**

Instabilité globale par
apparition d'un
renard hydraulique

Parois de soutènement



Soulèvement du fond de fouille sous l'effet
de la force d'écoulement de l'eau

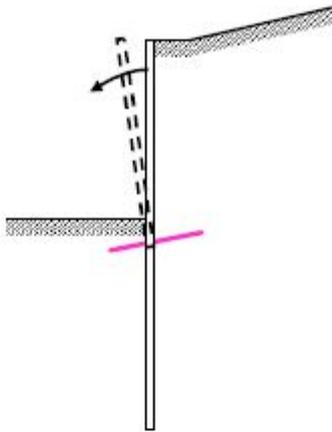
Soutènements par écrans flexibles

État limite

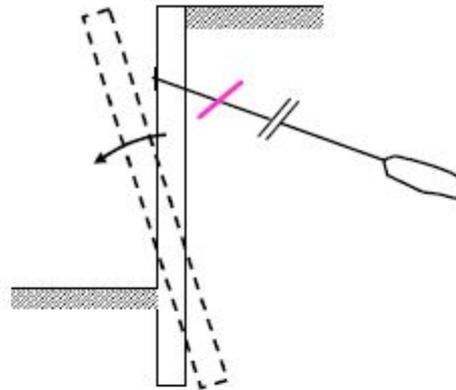
Parois de soutènement

type **2**

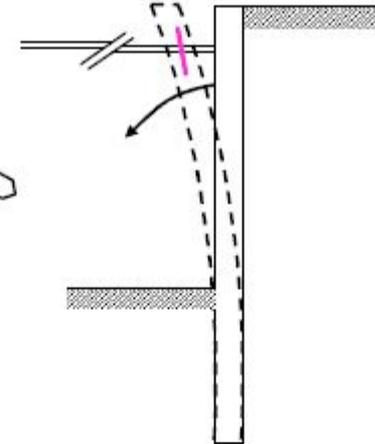
Ruine de l'ouvrage ou de l'une
de ses parties ELU interne



Résistance ultime interne
de la structure atteinte



Résistance ultime d'un appui atteinte



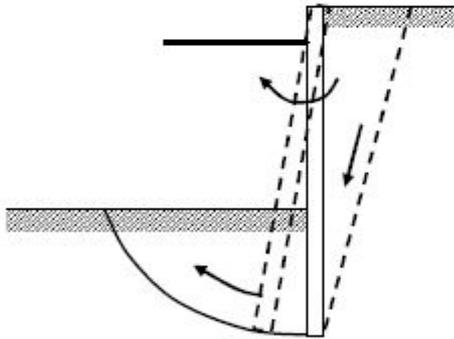
Soutènements par écrans flexibles

État limite

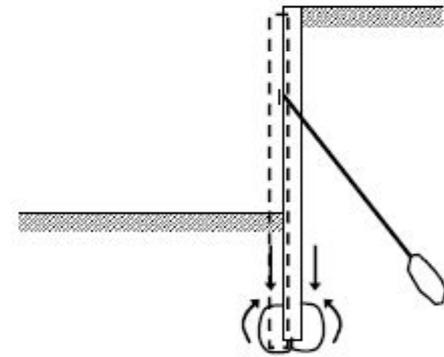
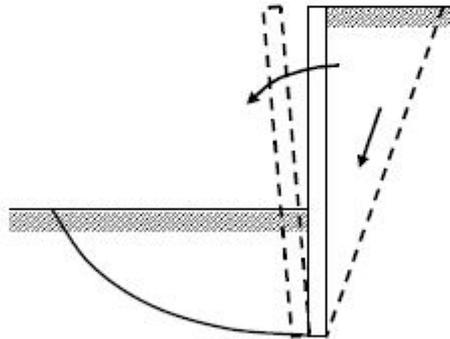
Parois de soutènement

type **2**

Ruine du sol à proximité de
l'ouvrage ELU externe



Rupture par pivotement ou déplacement
de la paroi. Résistance du terrain atteinte



Poinçonnement vertical
du terrain sous la paroi

Soutènements par écrans flexibles

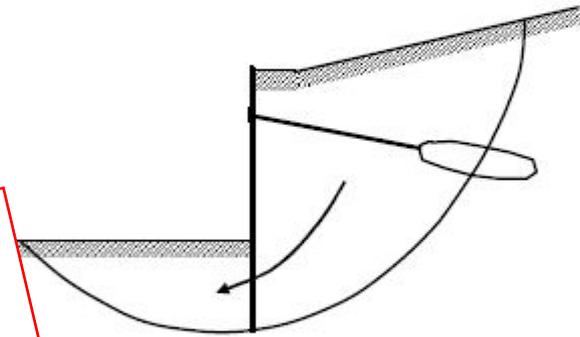
État limite

type **3**

Parois de soutènement

Instabilité du terrain

Glissement généralisé



Résistance du terrain
globalement atteinte

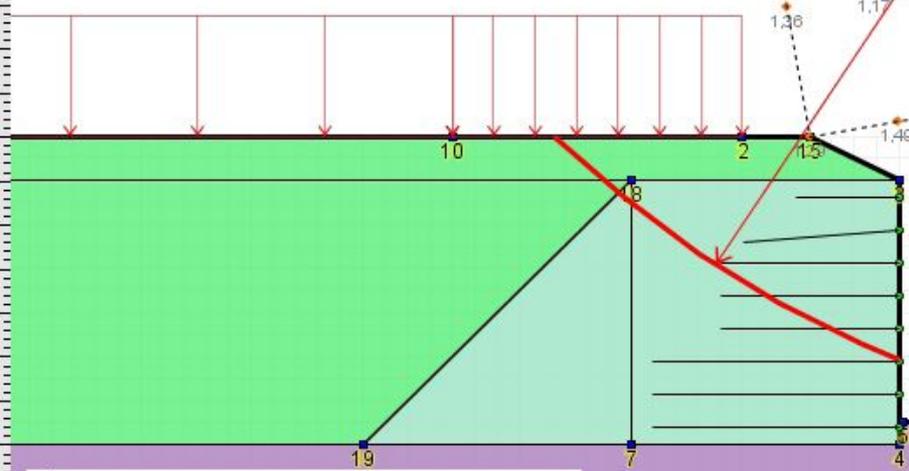
!!! ATTENTION !!!
Pour la justification au Grand Glissement, il est
conseillé de se rapprocher d'un géotechnicien
qui dispose des connaissances et d'un logiciel
appliquant la méthode de BISHOP

F

Le logiciel TALREN recherche par itération sur une maille selon la méthode de BISHOP, le centre du cercle de glissement présentant le coefficient de sécurité LE PLUS PETIT, mais qui doit rester > 1.00 sinon il y aurait instabilité du terrain le long du cercle de glissement / Les données d'entrée sont pondérées des coefficients de sécurité ELU par le logiciel



Le logiciel TALREN recherche par itération sur une maille selon la méthode de BISHOP, le centre du cercle de glissement présentant le coefficient de sécurité LE PLUS PETIT, mais qui doit rester > 1.00 sinon il y aurait instabilité du terrain le long du cercle de glissement / Les données d'entrée sont pondérées des coefficients de sécurité ELU par le logiciel



Méthode de calcul : Bishop
Système de pondération : Clouterre fondamental/sensible
Fmin = 1.02

Soutènements par écrans flexibles

État limite

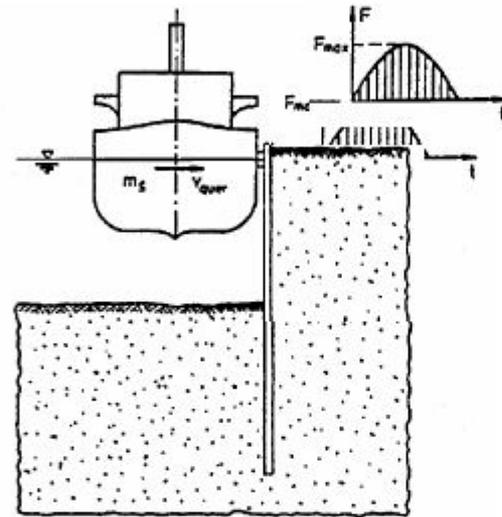
type **4**

Fatigue de l'ouvrage,
d'un de ses éléments
ou du terrain

p.ex. sollicitations cycliques exercées :

- par un bateau sur un mur de quai ou un ponton d'accostage
- par des charges de trafic sur un appui de pont
- etc.

Parois de soutènement



Soutènements par écrans flexibles

État limite

Parois de soutènement

de **service**

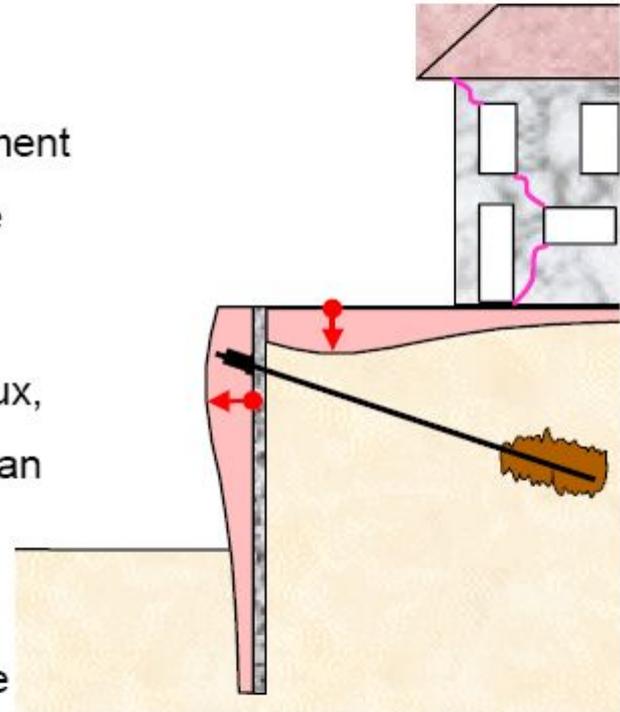
Déformation d'un écran de soutènement
lors de la réalisation d'une fouille



Mouvements verticaux et horizontaux,
totaux et différentiels, derrière l'écran



Influence éventuelle sur l'aptitude
au service des ouvrages avoisinants



A satellite image of the Falkland Islands, showing two main islands, St. Andrew's and St. George's, surrounded by a dark blue ocean with white wave patterns. The text is overlaid in the center.

That's All Falks !
Now, it's up to you...