



TITRE EXPOSÉ

***STABILITÉ DES REMBLAIS DES STRUCTURES LGV :
CONCEPTION ET ÉTUDE DE CAS***

Par M. LOUARDI – LPEE

Date 24/09/2018

PLAN DE L'EXPOSÉ

- 1- DEFINITION ET CONTRAINTES
- 2- DOCUMENTS DE REFERENCE
- 3- STRUCTURES TYPES DES REMBLAIS DES LGV
- 4 PRINCIPE DES ETUDES DE STABILITE DES REMBLAIS
 - 4-1 Conduite générale
 - 4-2 Actions sismiques
- 5- ETUDE DES CONDITIONS DE STABILITE DES REMBLAIS
 - 5-1 Evaluation des Tassements
 - 5-2 Stabilité au Poinçonnement
 - 5-3 Stabilité au Glissement (Rupture)
- 6- SOLS SUSCEPTIBLES DE GONFLEMENT
- 7- REMBLAIS PARTICULIERS
- 8- ETUDES DE CAS
 - 8-1 Cas normal (R36)
 - 8-2 Cas d'un Remblai sur sol compressible (R40)
 - 8-3 Cas de bloc technique (Remblai contigus à un O.A)

1- DEFINITION ET CONTRAINTES

REMBLAI :

Opération de terrassement consistant à rapporter des terres pour faire une levée (surélever un terrain) ou combler une cavité.

CONTRAINTES LGV :

Pour les remblais courants :

- 1- Tassement total < 10 cm sur 25 ans
- 2- Vitesse de tassement < 1 cm/an (dès réception du génie civil)

Pour les blocs techniques des ouvrages d'art :

- 1- Tassement total < 2 cm sur 25 ans
- 2- Vitesse de tassement < 1 cm/an (dès réception du génie civil)

Durée de vie > 100 ans (car interventions en service quasi-impossibles)

2-DOCUMENTS DE REFERENCE

LISTE PAR ORDRE DE PRIORITE :

1- Référentiel technique de conception des lignes nouvelles LGV de février 2008 – IN 3278 :

Tome 0 Dispositions communes ;

Tome II Ouvrages en terre ;

2- EN 1997-2 : EUROCODE 7 – Calcul géotechnique - Partie 2 : reconnaissance des terrains et essais ;

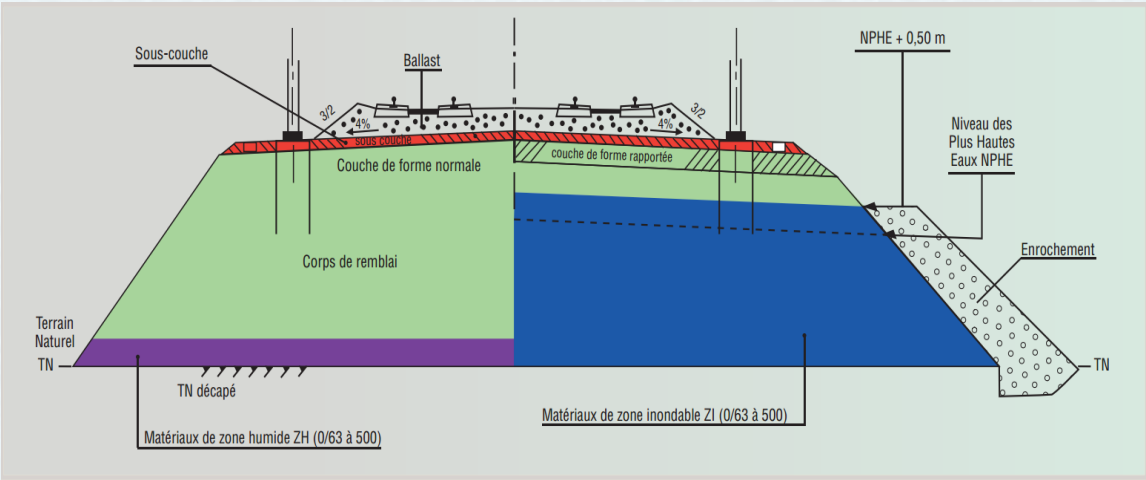
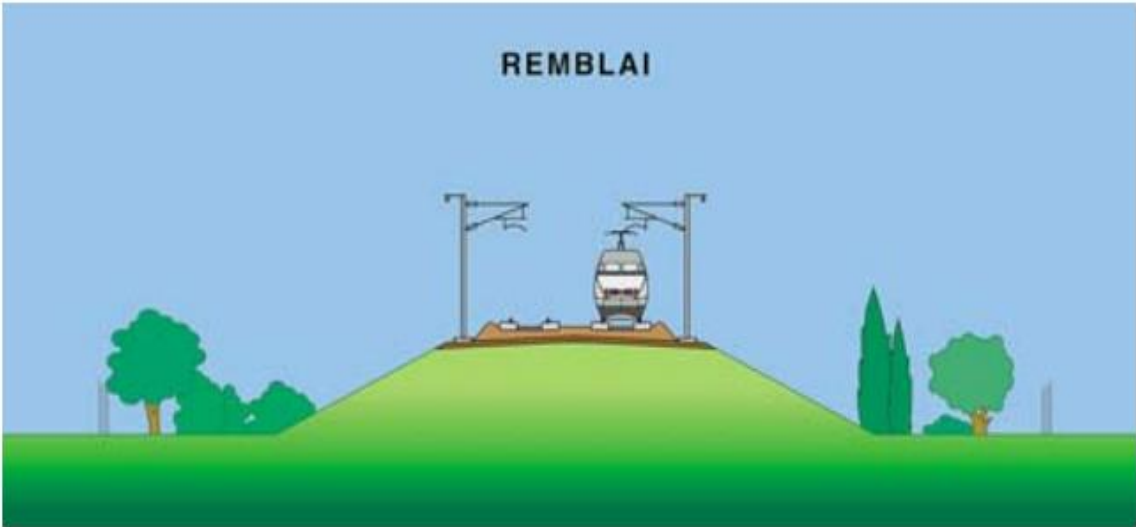
3- EN 1998-1 : EUROCODE 8 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme - Partie 1 : règles générales ;

4- EN 1998-5 : EUROCODE 8 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme - Partie 5 : fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques ;

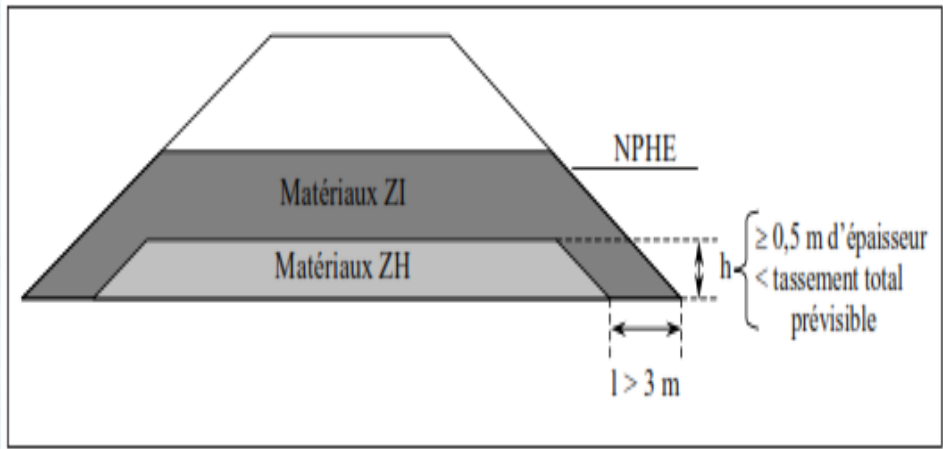
5- NFP 11-300 : Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières ;

6- Note ONCF : AMO-Z-GC-RSQ-NOT-0002 du 23/03/2012 : "annexe à la note d'application de l'action sismique, sur la LGV Maroc destinée aux entreprises de travaux GC".

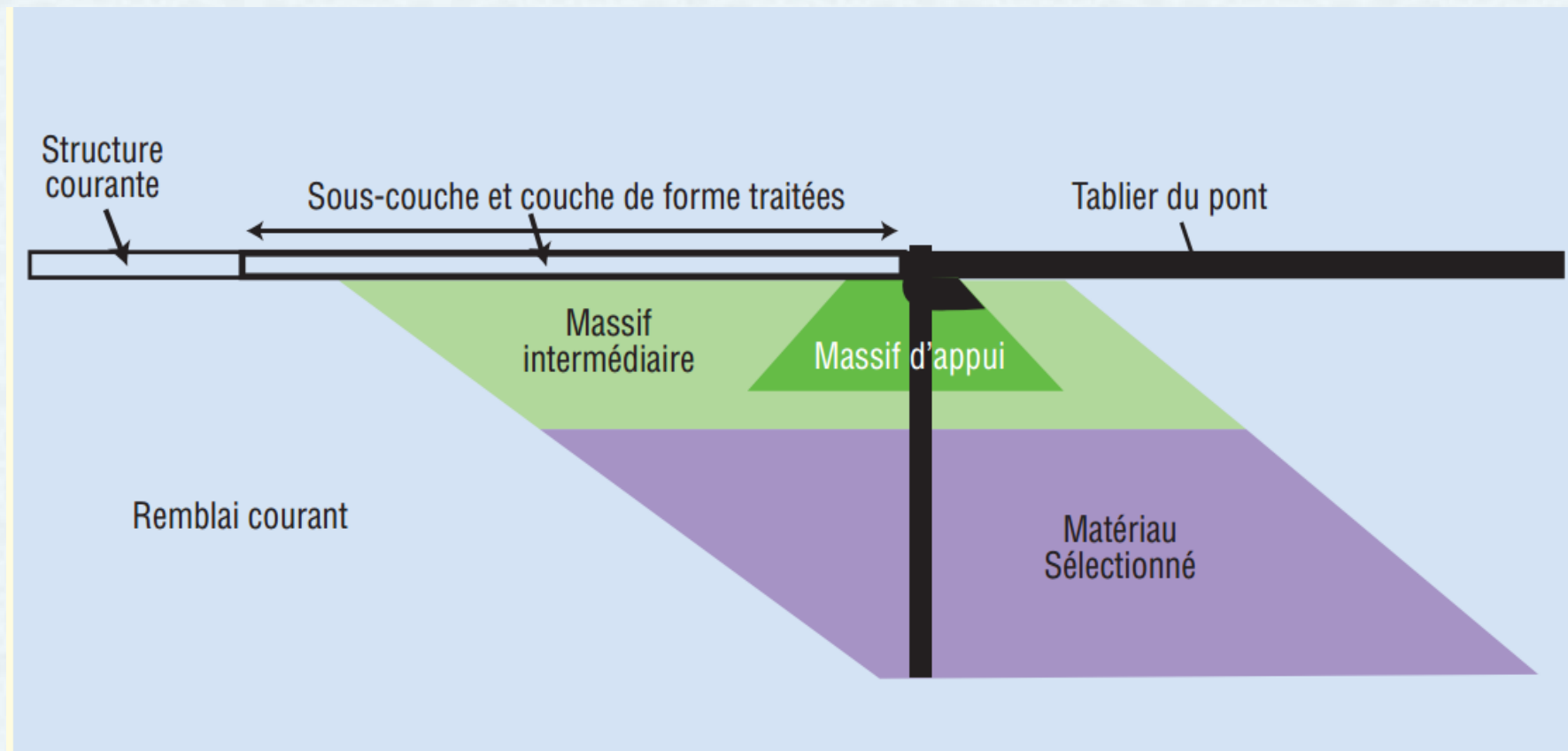
3-STRUCTURES TYPES DE REMBLAIS



Matériaux meubles	Matériaux frottants
Pente à 2/1 (H/V)	Pente à 3/2 (H/V)
Si nécessaire pour stabilité, banquettes intermédiaires largeur 4 m	



3-STRUCTURES TYPES DE REMBLAIS



4- PRINCIPE DES ETUDES DE STABILITE DES RBL

4-1 Conduite générale de la stabilité des remblais

Les vérifications doivent porter sur les points suivants :

- Stabilité au poinçonnement,
- Evaluation des tassements des sols d'assise et des temps de consolidation,
- Stabilité à la rupture par glissement (court terme, long terme, action accidentelle sismique).

4-2 Prise en compte des actions sismiques

➤ Règles générales

L'accélération de calcul est estimée à partir des facteurs suivants :

- Accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A : a_{gr} ,
- Coefficient d'importance : γ ,
- Paramètre de sol S (propagations des ondes dans le sol).

L'accélération de calcul à prendre en compte est la suivante : $\gamma \cdot a_{gr} \cdot S$, Avec $a_{gr} = 0.165g$

"Les ouvrages d'art et les ouvrages en terre de la LGV Maroc sont à intégrer dans la catégorie II. En conséquence, il a été retenu en regard du contexte socio-économique du Maroc et conformément aux valeurs recommandées par l'EC8 un coefficient d'importance de 1.

CLASSES DE SOL	S
A	1
B	1,35
C	1,5
D	1,6
E	1,8

4- PRINCIPE DES ETUDES DE STABILITE DES RBL

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres						
		V _{s,30} (m/s)	N _{SPT} (coups/30 cm)	C _u (kPa)	Type de sol	Pressiomètre		CPT
						p ₁ (MPa)	E _M (MPa)	q _c (Mpa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.	> 800				> 5	> 100	
B	Dépôts raides de sables, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des caractéristiques mécaniques avec la profondeur	360-800	> 50	>250	sols granulaires	> 2	> 20	> 15
					sols cohérents	> 2	> 25	> 5
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines de mètres à plusieurs centaines de mètres.	180-360	15-50	70-250	sols granulaires	> 1	> 8	> 6
					sols cohérents	> 0,5	> 5	> 1,5
D	Dépôts de sols sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant en majorité des sols cohérents mous à fermes.	< 180	< 15	< 70	sols granulaires	< 1	< 8	< 5
					sols cohérents	< 0,5	< 5	< 1,5
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v _s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec v _s > 800 m/s.							
S ₁	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (IP>40) et une teneur en eau importante.	< 100 ¹						
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S ₁ .							

¹ valeur indicative

4- PRINCIPE DES ETUDES DE STABILITE DES RBL

La vérification de la stabilité des ouvrages en terre est effectuée selon la méthode pseudo-statique en tenant compte de coefficients d'accélération horizontale et verticale estimés de la manière suivante :

- $\sigma_h = 0,5.\alpha.S$
- $\sigma_v = \pm 1/3.\sigma_h$ ($avg/ag < 0.6$) où $\alpha = ag/g$

Les calculs de stabilité aux glissements seront menés dans le cas d'un séisme pesant ($+\sigma_h$ et $+\sigma_v$) et d'un séisme allégeant ($+\sigma_h$ et $-\sigma_v$).

➤ Liquéfaction des sols

En général, les sols présentant un risque de liquéfaction sont les suivants :

- Les sables, sables vasards et silts saturés ;
- Les sols argileux présentant les trois caractéristiques suivantes :
 - $D_{15} > 5\mu m$
 - $W_L < 35\%$
 - $W_n > 0.9W_L$

Conformément à l'EN 1998-5, le risque de liquéfaction des sols est négligé si $\alpha.S < 0.15$ (m/s) et si les sables contiennent de l'argile en proportion supérieure à 20%, avec une valeur d' $IP > 10$.

Si le risque de liquéfaction ne peut être négligé, une analyse spécifique doit être réalisée.

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-1 Evaluation des tassements

- **Méthode œdométrique** : Les essais œdométriques réalisés en laboratoire permettent de déterminer les valeurs de tassement et d'estimer les temps de consolidation qui leurs sont associés.

A- Tassements de reconsolidation (Tass instantanés)

$$s_r = \frac{C_s}{1+e_0} \times h \times \log \frac{\max(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma, \sigma'_p)}{\sigma'_{v0}}$$

h : épaisseur de la couche compressible (en mètres),
 C_s : indice de reconsolidation de la couche compressible,
 C_c : indice de compression,
 e_0 : indice des vides initial de la couche compressible,
 σ'_{v0} : contrainte verticale initiale dans la couche compressible (en kPa),
 σ'_p : contrainte de préconsolidation de la couche compressible (en kPa),
 $\Delta\sigma$: surcharge verticale apportée (en kPa) par le remblai et les charges d'exploitation ferroviaire (30 kPa), avec prise en compte de la dissipation des contraintes en fonction de la profondeur.

B- Tassements primaires (consolidation)

$$s_c = \left[\frac{C_c}{1+e_0} \times h \times \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right]$$

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-1 Evaluation des tassements (suite)

➤ Méthode œdométrique (suite)

C- Tassements de distorsion :

D'autres tassements supplémentaires dits tassements de distorsion seront pris en compte en fonction des coefficients de sécurité (S_d) (résultats Bourges et al. 1969) :

$$F \geq 1,5 : S_d = 0$$

$$F = 1,4 : S_d = 0,2 (Sr + Sc)$$

$$F = 1,3 : S_d = 0,6 (Sr + Sc)$$

D- Temps de consolidation :

- Le temps de consolidation verticale est déterminé par la relation :

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v}$$

Où : T_v : Facteur temps (Abaque de Terzaghi), H = Ep couche (Dr simple face) ou $0,5$ Ep couche (Dr double face), C_v : Coef de consolidation verticale (Essai à l'oedomètre).

Cas de couches multiples : $CV = CV_m$ où

A partir de U (degr de cons) on détermine t

$$C_{v_m} = \frac{(\sum_i h_i)^2}{(\sum_i \frac{h_i}{\sqrt{C_{v_i}}})^2}$$

$$U = \left(\frac{T_v^3}{T_v^3 + 0.5} \right)^{1/6}$$

$\bar{U}$ (%)	T_v	$\bar{U}$ (%)	T_v
12	0,01	60	0,29
20	0,03	70	0,40
30	0,07	80	0,57
40	0,13	90	0,85
50	0,20	95	1,2
60	0,29	99	2,0

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-1 Evaluation des tassements (suite)

➤ Méthode œdométrique (suite)

- Le temps de consolidation radiale en présence de drains verticaux est calculé à partir de la formule suivante (Accélération de la consolidation) :

T_r : facteur temps ou coefficient de durée (Abaque de Baron)

D : diamètre d'influence des drains (en mètres) :

$D = 1,13 L$ dans le cas d'une maille carrée de côté L .

$D = 1,05 L$ dans le cas d'une maille triangulaire de côté équilatéral L .

C_r : coefficient de consolidation radiale, approchée par la relation de 5.Cv
(Cas multicouche : $C_r \min$)

- La consolidation totale est donnée par la formule de Barron

$$(1 - U_t) = (1 - U_v)(1 - U_r)$$

où : U_t : consolidation totale, U_v : consolidation verticale fonction de T_{vet}

U_r : consolidation radiale fonction de T_r

$$t = \frac{T_r D^2}{C_r}$$

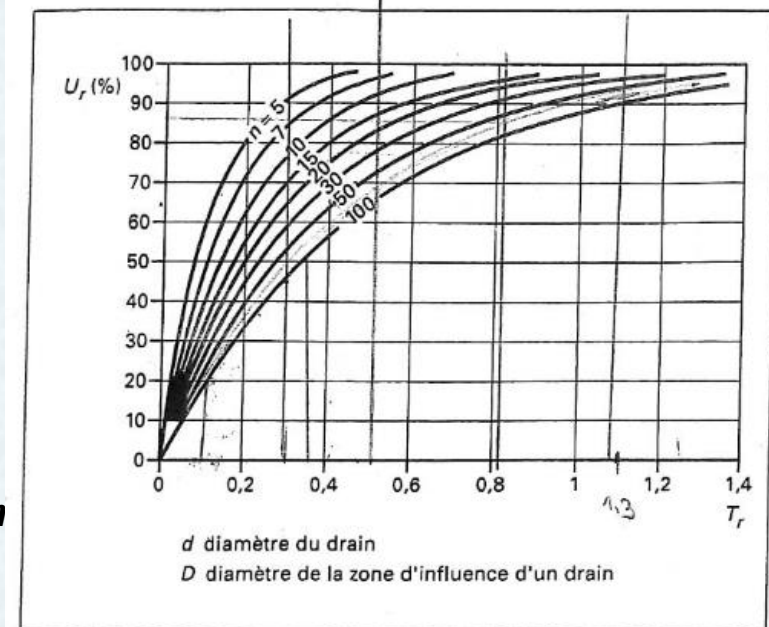


Figure 28 – Degré de consolidation radiale U_r , en fonction du facteur temps T_r , et du rapport $n = D/d$ (abaque de Barron)

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-1 Evaluation des tassements (suite)

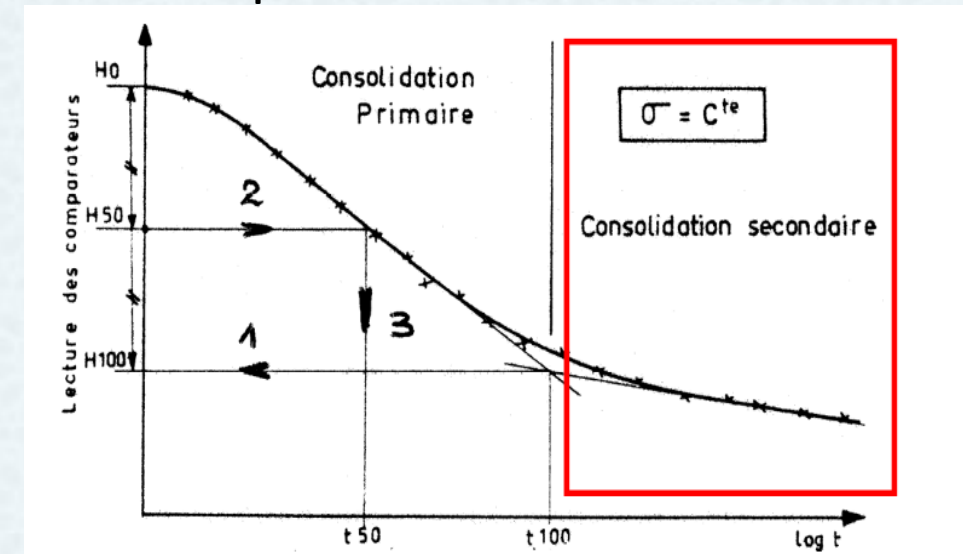
➤ Méthode œdométrique (suite)

E- Tassements secondaires (tassements de fluage) :

Les tassements secondaires ne sont calculés que pour les sols compressibles (dépôts sédimentaires récents, les marnes, même altérées, ne rentrent pas dans cette catégorie). Le tassement secondaire S_{fl} entre deux instants t_1 et t_2 est évalué par la formule suivante :

$$s_{fl} = C_{\alpha} h \cdot \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad \text{ou} \quad \frac{C_{\alpha e} h}{1 + e_0} \cdot \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$$

C_{α} : coefficient de fluage, On utilise aussi, $C_{\alpha e} = (1 + e_0) C_{\alpha}$
 h : épaisseur de la couche compressible.
 t_i : temps exprimé à partir de la fin de la consolidation primaire ($t_{95\%}$ selon méthode de Buisman Koppejan).



5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-1 Evaluation des tassements (suite)

➤ Méthode œdométrique (suite)

F- Tassements résiduels admissibles :

Vis-à-vis des valeurs admissibles, le paragraphe 2.3.2.2 du tome II du référentiel IN3278 :

1. fixe une tolérance de 10 cm sur 25 ans
2. avec une vitesse toujours inférieure à 1 cm/an pour les ouvrages en terre (l'origine est fixée à la date de réception de la sous-couche).
3. Afin de limiter les tassements différentiels entre les blocs techniques et les ouvrages d'art, le tassement maximal admissible au droit des blocs techniques sera limité à 2cm après la réception de la sous-couche.

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-1 Evaluation des tassements (suite)

➤ Méthode pressiométrique (Pas de calcul du temps de consolidation)

Les tassements sous remblais peuvent également être estimés à partir des essais pressiométriques réalisés dans les terrains d'assise (méthode non pertinente pour les sols très compressibles). Le tassement prévisionnel estimé par cette méthode est calculé, en considérant le remblai comme une semelle de longueur infinie, par application de la formule suivante :

$$w = \int_0^h \frac{\alpha(z) \cdot \sigma(z)}{E(z)} dz$$

$\sigma(z)$: Surpression verticale permanente à la profondeur z due au remblai (calculée par rapport à l'état naturel ou antérieur) et à la surcharge d'exploitation ferroviaire (30 kPa) ;

$E(z)$: Module pressiométriques à la profondeur z ,

$\alpha(z)$: Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol à la profondeur z , déterminé à partir de l'annexe C.5 du Fascicule 62, Titre V.

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-1 Evaluation des tassements (suite)

➤ Calcul de la dissipation de la contrainte $\Delta\sigma_z$

Le calcul de $\Delta\sigma_z$ est effectué à l'aide des tables de Giroud permettant de calculer la contrainte en différents points sous le remblai. Cette contrainte verticale s'écrit :

$$\Delta\sigma(z)=(\gamma_r H_r+30).I (x,z)$$

où

- x : Distance d'un point par rapport à l'axe du remblai (à l'axe $x = 0$).
- $I (x,z)$: facteur d'influence (fonction des dimensions du remblai, et de la profondeur z), déterminé à partir de l'abaque de Giroud (Tables de Giroud, Tome 2).
- $\gamma_r.H_r$: poids volumique et hauteur du remblai,
- 30 : surcharge ferroviaire de 30 kPa.

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-2 Stabilité au Poinçonnement

La vérification vis-à-vis du poinçonnement est réalisée à court terme. Conformément au chapitre 2.1.2.2.1 du tome II du référentiel IN3278, un facteur de sécurité $F \geq 1,5$ sera recherché pour la justification de la stabilité à court terme.

➤ Sol mou cohérent

Le coefficient de sécurité vis-à-vis du poinçonnement est donné par l'égalité suivante :

$$F = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{C_u \times N_c}{\gamma_r H_r}$$

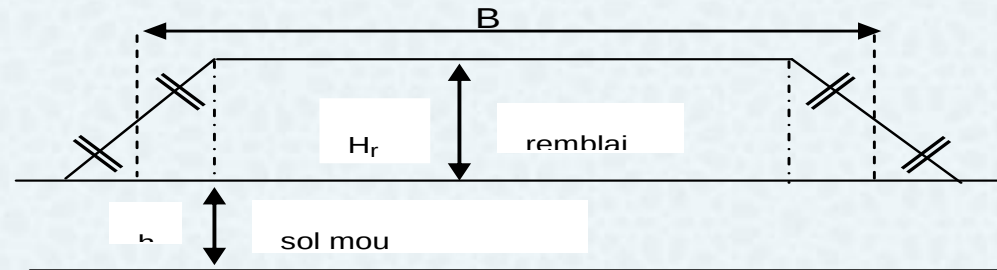
Où,

C_u : Cohésion non drainée du sol, en kPa,

γ_r : Poids volumique du remblai, en kN/m³,

H_r : Hauteur du remblai, en mètres,

N_c : Coefficient de portance d'une semelle de largeur B reposant sur un sol mou d'épaisseur h (d'après Mandel et Salençon).



assise compacte

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-2 Stabilité au Poinçonnement (Suite)

➤ Sol lâche frottant

Le remblai est considéré comme une fondation superficielle d'encastrement "De" nul ($De = 0$). Le coefficient de sécurité au poinçonnement est donné par la relation suivante :

$$F = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{q_{\max}}{\gamma_r \times H_r}$$

Avec :

q : Charge appliquée par le remblai sur le sol d'assise,

γ_r : Poids volumique du matériau de remblai,

H_r : Hauteur du remblai,

$q_{\max}$: Charge maximale que peut supporter le sol d'assise : elle est prise égale à la contrainte de rupture q_c du sol d'assise à la verticale du point le plus haut du remblai (Calculée à partir des résultats des essais pressiométriques en suivant les indications de l'annexe B.1 du Fascicule 62, Titre V ou à partir des résultats de l'essai pénétrométrique statique en suivant les indications de l'annexe B.2 du Fascicule 62, Titre V,).

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-3 Stabilité au glissement (Stabilité à la rupture)

Les calculs de stabilité à la rupture sont traités suivant la méthode des tranches de Bishop.

Principe de la méthode de Bishop (Rupture circulaire) :

Choix d'un cercle de rupture potentiel, Découpage en tranches verticales, Calcul du poids et des forces extérieures, calcul des Cisaillements disponibles et mobilisés et détermination du Coeff de sécurité Min – Calcul par Logiciels : TALREN).

En règle générale, la nappe sera considérée comme hydrostatique. Cela consiste à prendre en compte dans chaque tranche, une pression d'eau égale à la hauteur de la colonne d'eau.

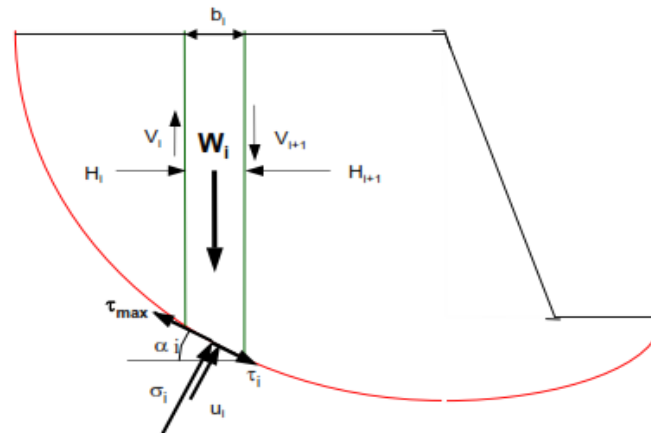
Les calculs de stabilité sont conduites en prenant en compte les sollicitations suivantes :

1- Sollicitations statiques

- Stabilité à court terme
- Stabilité à long terme

2- Sollicitations sismiques

Méthode des tranches de Bishop



$$FS_{global} = \frac{\sum \tau_d}{\sum \tau_m}$$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left[c' b_i + \frac{(W_i - u_i b_i) \tan \phi'}{\cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'}{F} \right)} \right]}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \alpha_i}$$

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-3 Stabilité au glissement (Stabilité à la rupture) (Suite)

➤ Sollicitations statiques

A- Stabilité à court terme

Conformément au chapitre 2.1.2.2.1 du référentiel IN3278, tome II, un facteur de sécurité $F \geq 1,5$ sera recherché pour la justification de la stabilité à court terme.

Les caractéristiques mécaniques introduites dans le calcul de stabilité en combinaison fondamentale à court terme sont :

Pour les sols cohérents :

- $\varphi_u = 0$,
- **Cu = cohésion non drainée** en tenant compte de la consolidation lorsqu'il s'agit d'une montée de remblais phasée. En l'absence d'essai de cisaillement ou en présence de résultats jugés inexploitable, la valeur de la cohésion Cu est déterminée par corrélation à partir des essais pressiométriques et pénétrométriques.

Pour les sols frottants :

La cohésion dans le remblai sera considérée comme nulle pour cette vérification.

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-3 Stabilité au glissement (Stabilité à la rupture) (Suite)

➤ Sollicitations statiques (suite)

B- Stabilité à long terme

Le facteur de sécurité minimal visé est $F \geq 1,5$.

- Pour les remblais réalisés sur des sols cohérents sans pente transversale (sols mous en particulier) : Le calcul est donc effectué avec la résistance au cisaillement C_u (Idem Stabilité Court terme)
- Pour les remblais réalisés sur des sols cohérents avec pente transversale ($\geq 15\%$ dans le cas général) : Les calculs de stabilité sont effectués avec les caractéristiques de cisaillement c' et ϕ' .
- Pour les remblais réalisés sur des sols frottants : Les calculs de stabilité sont effectués avec les caractéristiques de cisaillement c' et ϕ'

5- ETUDES DES CONDITIONS DE STABILITE DES RBL

5-3 Stabilité au glissement (Stabilité à la rupture) (Suite)

➤ Sollicitations sismiques

Conformément aux Eurocodes 8, les coefficients de sécurité partiels pris en compte pour la vérification au séisme sont les suivants : $F_{c'} = 1.25$, $F_{\phi' i} = 1.25$ et $F_{Cu} = 1.40$ (Minoration pour tenir compte de l'Effet de ramollissement des sols).

On utilise la méthode pseudo-statique où l'effet du séisme est simulé par une force non verticale appliquée sur chaque tranche (méthode des tranches de Bishop- Logiciel TALREN)

Pour les calcul, on prendra : $C=Cu$ et $\phi=0$ pour les sols purement cohérents, $C=0$ et $\phi = \phi'$ pour les sols purement frottants.

Enfin, et selon la note de l'ONCF : AMO-Z-GC-RSQ-NOT-0002 du 23/03/2012, le niveau de sécurité est jugé acceptable dès lors que le facteur de sécurité F_{min} vérifie :

- $F_{min} \geq 1,0$ pour les blocs techniques des ouvrages d'art,
- $F_{min} \geq 0,95$ pour les autres ouvrages en terre (remblais et déblais courants).

6- SOLS SUSCEPTIBLES AU GONFLEMENT

6-1 Problématiques et traitement

En matière de sols susceptibles de présenter des phénomènes de gonflement, le référentiel technique IN3278 distingue trois comportements types :

- **le type 1** correspondant au phénomène de gonflement/retrait des sols argileux sous l'effet d'une variation significative de l'état hydrique ➡ **Respect du GTR**
- **le type 2** correspondant au gonflement de terrains évolutifs marno-argileux sous l'effet d'un déconfinement et d'une mise à l'air libre, ➡ ***Etude nécessaire***
- **le type 3** correspondant au gonflement des sols sous l'effet d'un traitement (CaO ou LH) ; ce comportement est généralement lié à une composition minéralogique particulière du sol (présence de sulfates, de nitrates ...). ➡ **Traitement CaO et/ou LH est prohibé**

6- SOLS SUCCEPTIBLES AU GONFLEMENT

6-2 Etude du type 2 – Risque de gonflement

L'analyse a pour objet de prévoir les déplacements éventuels du sol support en considérant :

- d'une part, la pression de gonflement σ_g et le rapport de gonflement R_g du sol mesurés à l'œdomètre en laboratoire,
- d'autre part, et par référence à l'IN3278, tome II, le confinement induit par la plate-forme ferroviaire (PST + couche de forme + sous couche) et par la surcharge d'exploitation ferroviaire qui est de 30 kPa.

1- Calcul de la Contrainte de confinement

$$\sigma_{cp} = (\gamma_{PST} \times ep_{PST}) + (\gamma_{CdF} \times ep_{CdF}) + (\gamma_{SC} \times ep_{SC}) + S_e \text{ (30 Kpa)}$$

2- Calcul de la déformation due au gonflement (probable au niveau de l'arase)

$$\frac{\Delta h}{h} = R_g \cdot \log\left(\frac{\sigma_g}{\sigma_{conf}}\right) \quad (\sigma_{conf} = \text{contrainte de confinement totale} = \sigma_{cp} + [(e \times \gamma_h) \times 0.5])$$

7- REMBLAIS PARTICULIERS

➤ Remblais sur versants (Pente > 15%)

Dispositions constructives recommandées par le § 2.7.1 de l'IN3278 seront adaptées de manière à avoir un bon accrochage au terrain en place (Redans, Drainages : **Epis, éperons, tranchées...**)

➤ Remblais de grande H ($H > 15\text{m}$)

Les bases des hauts remblais (en dessous de 15 m) doivent être réalisées avec des matériaux pouvant supporter des contraintes verticales importantes.

➤ Remblais en ZI/ZH (Fond Talweg, Rives oueds, ZI)

Ces remblais doivent être montés sur une assise en matériaux ZI/ZH de manière à ce que la remontée éventuelle des eaux n'impacte pas le corps du remblai.

➤ Remblais en Zone compressible

Vérifications : Tassements + Poinçonnement + Temps de consolidation (le cas échéant : Traitement par purges ou Drains verticaux, Colonnes ballastées, inclusions rigides avec préchargement ..)

8- ETUDE DE CAS

8-1 Cas normal : R36

➤ Descriptif de l'ouvrage

Le Remblai R36 du TOARC6 présente les caractéristiques suivantes :

Pk début : 165+240

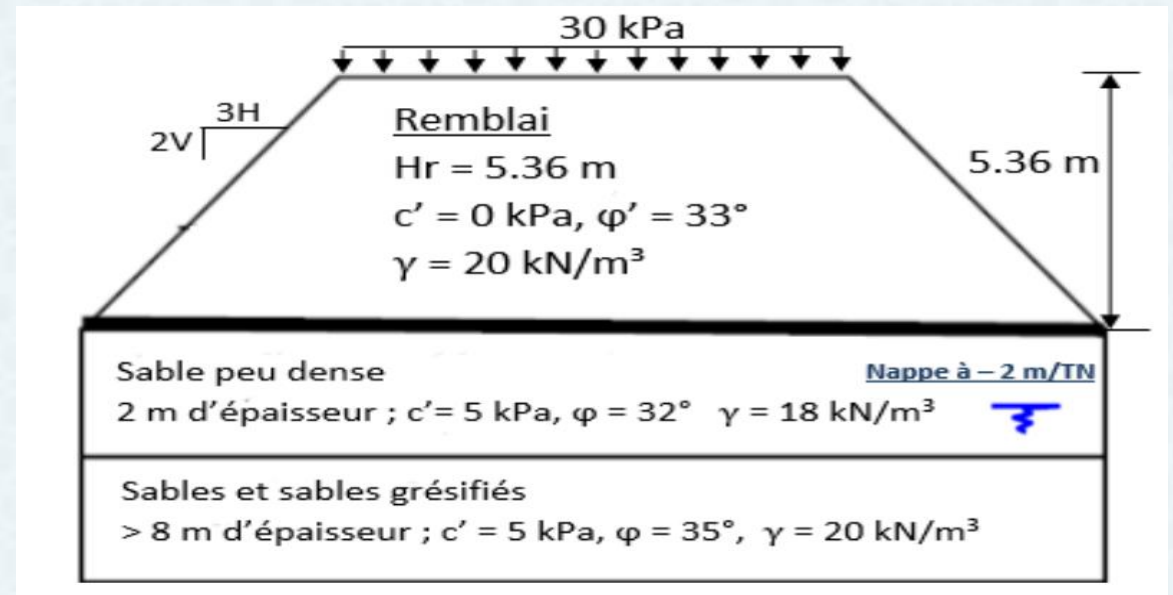
Pk fin : 165+720

Longueur : 480 ml

Hauteur maximale : ≈ 5.36 m au Pk 164+201 (Pk 165+420).

Pente prévue : 3H/2V sur tout l'ouvrage.

➤ Modèle géologique – géotechnique



8- ETUDE DE CAS

8-1 Cas normal : R36 (suite)

➤ Stabilité au poinçonnement

$$F = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{q_{\max}}{\gamma_r \times H_r}$$

$q_{\max} : k_p \cdot Pl$ (selon le fascicule 62, Titre V) ($K_p = 1$ et $Pl = 0.71$ MPa).

$$F = 1 \cdot 710 / 20 \cdot 5,36 = 6,6 > 1,5 \longrightarrow \text{Stabilité vérifiée}$$

➤ Stabilité externe au glissement :

L'étude de stabilité a été effectuée avec le logiciel TALREN 5.

Le calcul statique a été effectué avec la combinaison « Traditionnelle définitive », qui prend des coefficients partiels de 1 et on exige un coefficient de sécurité minimum de 1,5.

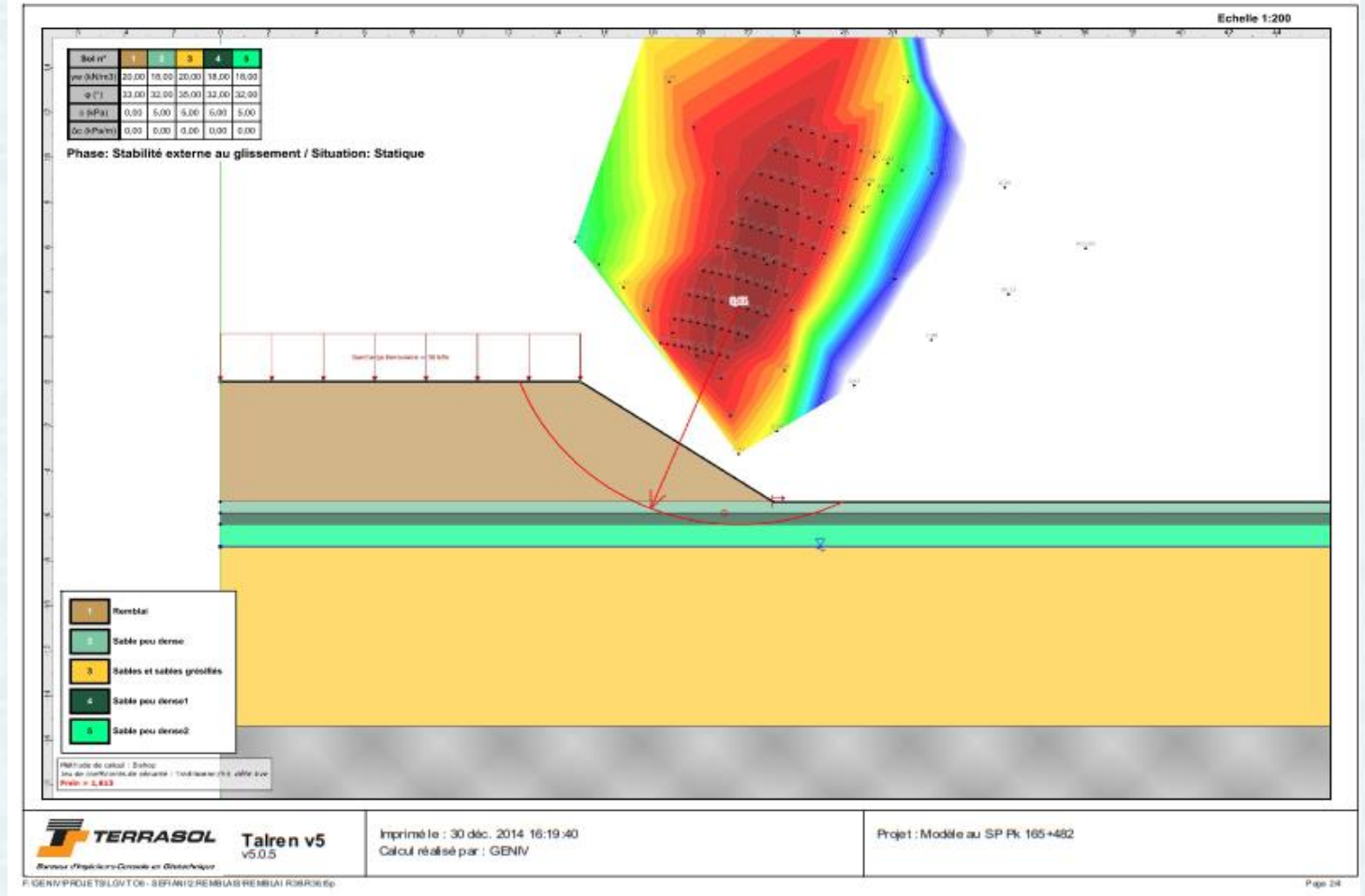
Pour le calcul sismique, on considère des coefficients sismiques partiels de 1,25 pour l'angle de frottement et la cohésion à long terme et de 1,4 pour la cohésion à court terme. Et on exige un coefficient de sécurité minimum de 0,95.

	Coefficients recherchés	Coefficients obtenus (pente : 3H/2V)
Statique	1,5	1,61
Séisme pesant	0,95	1,06
Séisme allégeant	0,95	1,05

8- ETUDE DE CAS

➤ Stabilité externe au glissement (suite)

Exemple de calcul avec
TALREN 5.



8- ETUDE DE CAS

8-1 Cas normal : R36 (suite)

➤ Calcul des tassements

Les tassements obtenus pour le modèle retenu (5.36 m de remblai + surcharge de 30 kPa) se répartissent comme suit :

- 1,41 cm dans les sables peu denses, considérés comme instantanés.
- 1,43 cm dans les sables et sables grésifiés, considérés comme instantanés, et qui seront donc dissipés pendant la montée du remblai.

Soit un tassement total de l'ordre de 2.84 cm.

A noter que le tassement total obtenu, sans surcharge ferroviaire de 30 kPa, est de 2.22 cm ; **soit un écart (Tass rési) de 0.62 cm < 2 cm (après mise en service).**

Les critères de tassement sont donc respectés.

REMBLAI R36 - TO6 : Modèle au SP Pk 165+482

z (m)	$\zeta_0(z) = z/b$	$\zeta_1(z) = z/a$	$S_0(\xi_0, \zeta_0)$	$S_0(\xi_1, \zeta_1)$	$\Delta\sigma$ remblai (Kpa)	α	E (Kpa)	ΔH	Tassement H (cm)
0,5	0,032	0,067	0,979523802	0,957621391	137,1938474	0,33	6400	0,71	0,71
1,5	0,097	0,200	0,93874	0,874334084	137,0381239	0,33	6400	0,71	1,41
2,5	0,161	0,333	0,89845376	0,795167235	136,4869893	0,5	23400	0,29	1,71
3,5	0,225	0,467	0,858970383	0,722034517	135,3764835	0,5	23400	0,29	1,99
4,5	0,290	0,600	0,820558777	0,655958261	133,6470735	0,5	23400	0,29	2,28
5,5	0,354	0,733	0,78344264	0,597179581	131,3272219	0,5	23400	0,28	2,56
6,5	0,418	0,867	0,747796006	0,545395742	128,501825	0,5	89310	0,07	2,63
7,5	0,483	1,000	0,71374288	0,5	125,2814215	0,5	89310	0,07	2,70
8,5	0,547	1,133	0,681360212	0,460262951	121,7797704	0,5	89310	0,07	2,77
9,5	0,611	1,267	0,650683189	0,425446258	118,1006991	0,5	89310	0,07	2,84

8- ETUDE DE CAS

8-2 Cas d'une zone compressible : R40

➤ Descriptif de l'ouvrage

Le Remblai R40 du TOARC6 présente les caractéristiques suivantes :

Pk début : 169+540

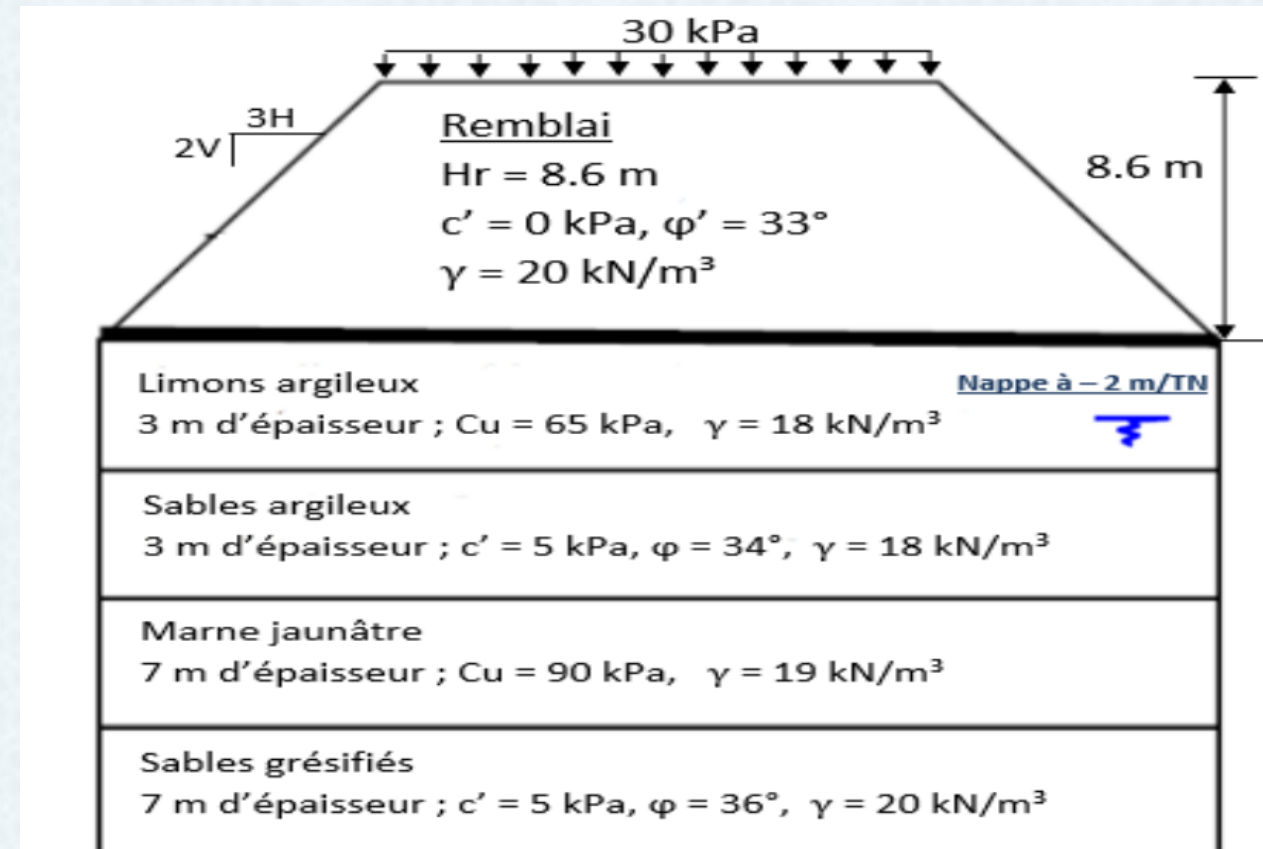
Pk fin : 170+140

Longueur : 600 ml

Hauteur maximale : ≈ 8.6 m au Pk 170+080.

Pente prévue : 3H/2V sur tout l'ouvrage.

➤ Modèle géologique – géotechnique



8- ETUDE DE CAS

8-2 Cas d'une zone compressible : R40 (Suite)

➤ Stabilité au poinçonnement

Cas 1: Assise en LA

Géométrie du remblai		
Hauteur (m)	8.6	Pente : 1.5 L(pf) : 15 B : 27.9 B/h : 9,3 Nc : 8,8
Tassement (m)	0,00	
Surcharge (m)	1.5	
Ep. Totale Hr (m)	10.1	
Hauteur compressible h (m)	3	
Poids volumique (kN/m³)	20	
Valeur minimale de cohésion non drainée		
Cu (kPa) =	65	
Coefficient Nc		
Nc =	8,8	
Coefficient de sécurité au poinçonnement		
$F = Cu \cdot Nc / (\gamma_r \cdot H_r) =$	2,8	> 1.5 : stabilité assurée

Cas 2 : Assise en SA : On a : $q_{max} : kp \cdot Pl$ (selon le fascicule 62, Titre V)

Avec : kp (facteur de portance pris égal à 1) et Pl (Pression limite égale à 0.42 MPa). On a donc : $\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^2$ et $H_r = 8,6 \text{ m}$

et donc

$$F = \frac{q_{max}}{q} = \frac{q_{max}}{\gamma_r \times H_r}$$

$$F = 1 \cdot 420 / 20 \cdot 8,6 = 2,4 > 1,5 : \text{stabilité assurée}$$

8- ETUDE DE CAS

8-2 Cas d'une zone compressible : R40 (Suite)

➤ Stabilité externe au glissement

L'étude de stabilité a été effectuée avec le logiciel TALREN 5.

	Coefficients recherchés	Coefficients obtenus (pente : 3H/2V)
Statique	1,5	1,83
Séisme pesant	0,95	1,03
Séisme allégeant	0,95	1,08

➤ Calcul des tassements

Les tassements obtenus pour le modèle retenu (8.6 m de remblai + surcharge de 30 kPa) se répartissent comme suit :

- 7,14 cm dans les limons argileux (Formation compressible);
- 1,68 cm dans les sables argileux, considérés comme instantanés.
- 12,88 cm dans les marnes jaunâtres (Formation compressible) ;
- 1,21 cm dans les sables grésifiés, considérés comme instantanés, et qui seront donc dissipés pendant la montée du remblai.

Soit un tassement total non admissible de l'ordre de 22.9 cm (Voir tableau de calcul)

8- ETUDE DE CAS

8-2 Cas d'une zone compressible : R40 (Suite)

➤ Calcul des tassements (suite)

REMBLAI R40 - TO6 : Modèle au SP2-Pk 170 + 140

z (m)	$\zeta_0(z) = z/b$	$\zeta_1(z) = z/a$	$S_0(\xi_0, \zeta_0)$	$S_0(\xi_1, \zeta_1)$	$\Delta\sigma$ remblai (Kpa)	α	E (Kpa)	ΔH	Tassement H (cm)
0,5	0,025	0,067	0,984	0,958	201,994	0,5	4240	2,38	2,38
1,5	0,074	0,200	0,953	0,874	201,832	0,5	4240	2,38	4,76
2,5	0,123	0,333	0,922	0,795	201,258	0,5	4240	2,37	7,14
3,5	0,172	0,467	0,892	0,722	200,090	0,33	11670	0,57	7,70
4,5	0,221	0,600	0,862	0,656	198,252	0,33	11670	0,56	8,26
5,5	0,270	0,733	0,832	0,597	195,753	0,33	11670	0,55	8,82
6,5	0,319	0,867	0,804	0,545	192,661	0,67	6570	1,96	10,78
7,5	0,368	1,000	0,776	0,500	189,074	0,67	6570	1,93	12,71
8,5	0,417	1,133	0,749	0,460	185,102	0,67	6570	1,89	14,60
9,5	0,466	1,267	0,723	0,425	180,847	0,67	6570	1,84	16,44
10,5	0,515	1,400	0,697	0,395	176,401	0,67	6570	1,80	18,24
11,5	0,564	1,533	0,673	0,368	171,844	0,67	6570	1,75	19,99
12,5	0,613	1,667	0,650	0,344	167,241	0,67	6570	1,71	21,70
13,5	0,662	1,800	0,628	0,323	162,642	0,5	43100	0,19	21,89
14,5	0,711	1,933	0,607	0,304	158,089	0,5	43100	0,18	22,07
15,5	0,760	2,067	0,586	0,287	153,613	0,5	43100	0,18	22,25
16,5	0,809	2,200	0,567	0,272	149,238	0,5	43100	0,17	22,42
17,5	0,858	2,333	0,549	0,258	144,979	0,5	43100	0,17	22,59
18,5	0,907	2,467	0,531	0,245	140,849	0,5	43100	0,16	22,75
19,5	0,956	2,600	0,514	0,234	136,855	0,5	43100	0,16	22,91

8-2 Cas d'une zone compressible : R40 (Suite)

➤ Calcul des tassements (suite)

Compte tenu de la présence des marnes jaunâtres entre 6 et 13 m de profondeur (par rapport au TN), la solution la plus adaptée pour accélérer la consolidation semble être celle d'un **préchargement sans drains** ; et ceci, afin de pouvoir vérifier les critères du Cahier de charges (CCTP), ainsi, on a pris les hypothèses suivantes pour le calcul des temps de tassements :

- Limons argileux : C_v (surconsolidé) $\approx 5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
- Marne jaunâtre : C_v (surconsolidé) $\approx 4 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

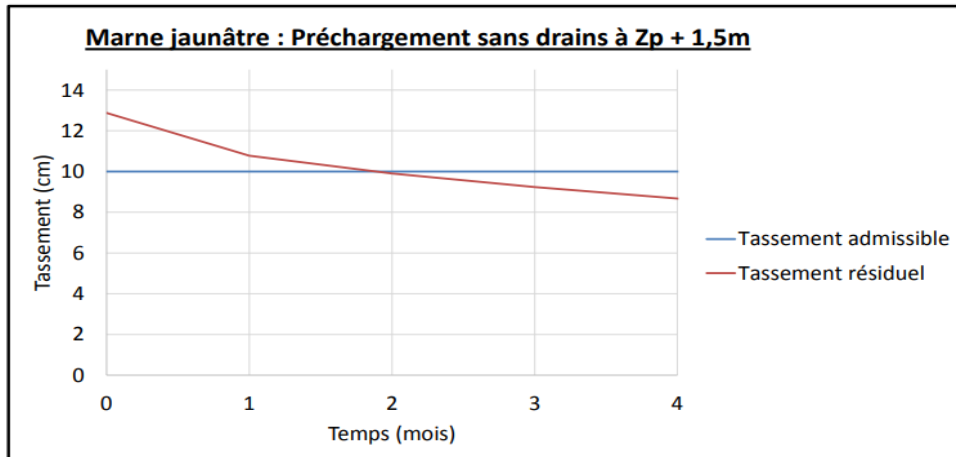
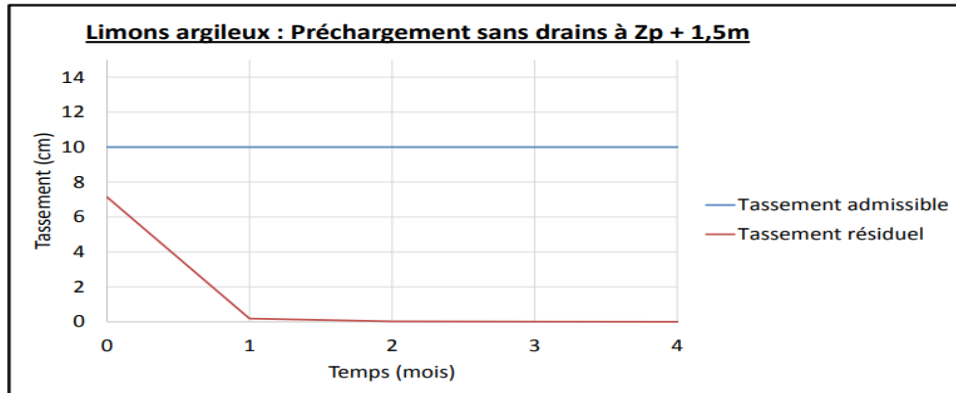
Les résultats de calcul de tassements obtenus sont donnés comme suit :

Tassement total du sol avec surcharge (cm)	Préchargement sans drains à Zp + 1.5 m	
	Consolidation au bout de	Tassement résiduel (cm)
$\approx 23 \text{ cm}$ ($> 10 \text{ cm}$: non admissible)	2 mois	$< 10 \text{ cm}$ (Admissible)

8- ETUDE DE CAS

8-2 Cas d'une zone compressible : R40 (Suite)

➤ Calcul des tassements (suite)



Temps t (jours)	Tv (Cv, H, t, drain)	U (Tv, t)	Tassement résiduel (cm)	Temps T (mois)
0	0,000	0%	7,14	0
30	1,440	97%	0,18	1
60	2,880	100%	0,02	2
90	4,320	100%	0,01	3
120	5,760	100%	0,00	4
150	7,200	100%	0,00	5

Temps t (jours)	Tv (Cv, H, t, drain)	U (Tv, t)	Tassement résiduel (cm)	Temps T (mois)
0	0,000	0%	12,88	0
30	0,021	16%	10,78	1
60	0,042	23%	9,91	2
90	0,063	28%	9,24	3
120	0,085	33%	8,67	4
150	0,106	36%	8,18	5

8- ETUDE DE CAS

8-3 Cas du bloc technique : BT du PCF S-468.0

➤ Descriptif de l'ouvrage

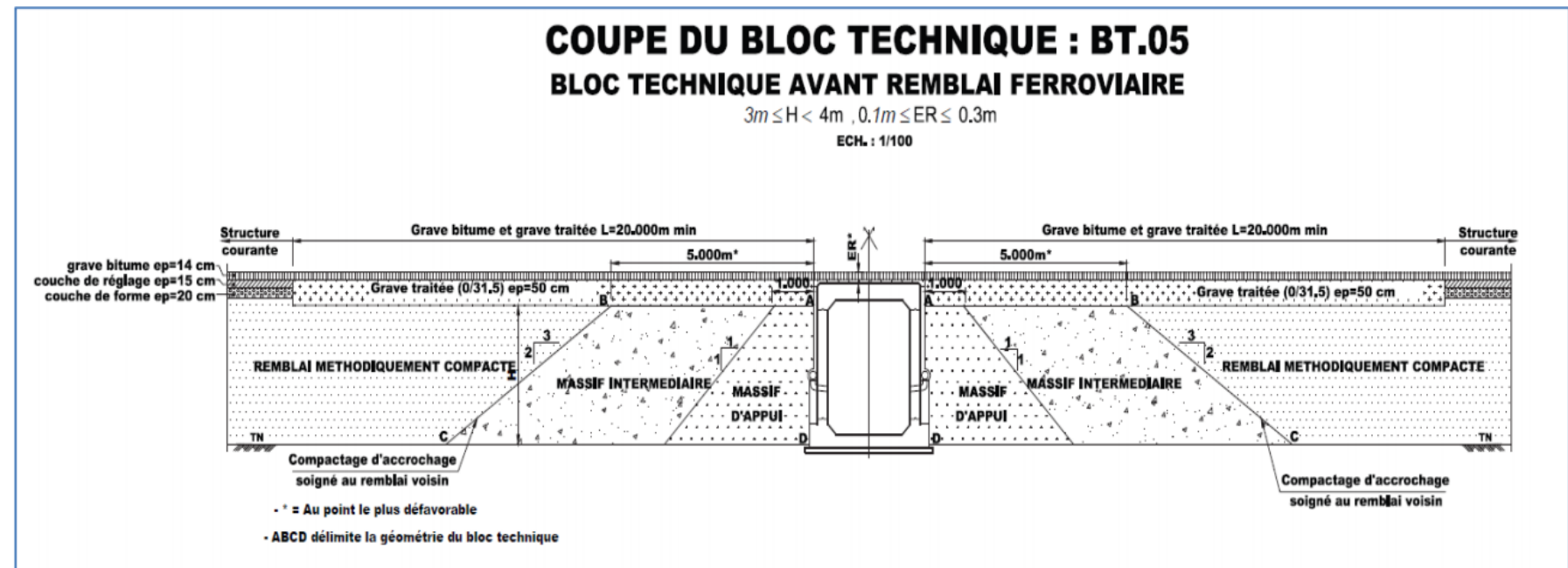
Les blocs techniques de l'ouvrage d'art PCF S-468.0 (Pk 160+932), présentent les caractéristiques suivantes :
Pk de référence : 160+932.

Hauteur maximale du remblai technique : < 4 m.

Pente prévue : 3H/2V.

Type d'ouvrage : PRA Dalot - cadre.

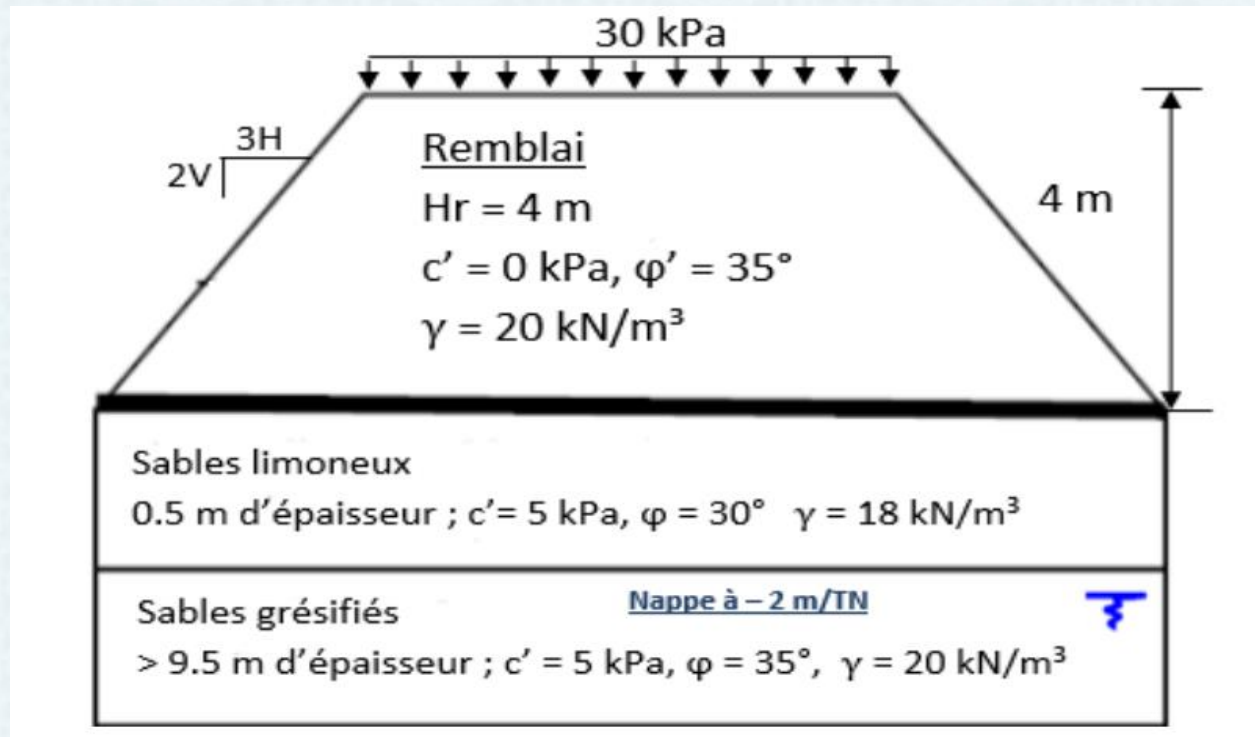
Ouvrage en terre voisin : Remblai R32 (Pk 160+800 – Pk 161+140).



8- ETUDE DE CAS

8-3 Cas du bloc technique : BT du PCF S-468.0 (Suite)

➤ Modèle géologique – géotechnique



8-3 Cas du bloc technique : BT du PCF S-468.0 (Suite)

➤ Stabilité au poinçonnement

$$F = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{q_{\max}}{\gamma_r \times H_r}$$

Avec :

γ_r, H_r :: densité et hauteur du remblai

$q_{\max}$: $k_p \cdot Pl$ (selon le fascicule 62, Titre V) ($K_p = 1$ et $Pl = 0.5$ MPa).

On a donc :

$\gamma_r = 20 \text{ kN/m}^2$ et $H_r = 4 \text{ m}$

$F = 1 \cdot 500 / 20 \cdot 4 = 6,25 > 1,5$: La stabilité au poinçonnement est donc assurée.

8- ETUDE DE CAS

8-3 Cas du bloc technique : BT du PCF S-468.0 (Suite)

➤ Stabilité au glissement

L'étude de stabilité a été effectuée avec le logiciel TALREN 5.

Les résultats des calculs de stabilité effectués ont donné les coefficients suivants :

	Coefficients recherchés	Coefficients obtenus (pente : 3H/2V)
Statique	1,5	1,84
Séisme pesant	1,0	1,21
Séisme allégeant	1,0	1,20

8-3 Cas du bloc technique : BT du PCF S-468.0 (Suite)

➤ Calcul des tassements

Le calcul de tassement a été effectué selon la méthode pressiométrique.

La méthodologie de calcul de tassement, présentée habituellement dans les feuilles de calcul de tassement, est applicable pour le cas de remblais semi-infinis.

Ainsi, en notant S_{∞} , comme tassement du remblai semi-infini, le tassement obtenu sous les remblais techniques sera approché comme suit : $S \approx S_{\infty}/2$

Les tassements obtenus pour le modèle retenu (4 m de remblai + surcharge de 30 kPa) se répartissent comme suit :

- 0,91 cm dans les sables limoneux, considérés comme quasi instantanés.
- 0,45 cm dans les sables grésifiés, considérés comme instantanés, et qui seront donc dissipés pendant la montée du remblai.

Soit un tassement total de l'ordre de 1,4 cm (Voir détail ci-après).

A noter que le tassement total obtenu sans surcharge ferroviaire est de l'ordre de 1 cm, soit un écart (Tass rési) de 0,4 cm (< 2 cm après mise en service) **et donc le critère de tassement est largement vérifié.**

8- ETUDE DE CAS

8-3 Cas du bloc technique : BT du PCF S-468.0 (Suite)

➤ Calcul des tassements (Suite)

Caractéristiques Remblai										
a (m)	7,5	b (m)	13,5	h (m)	4	γ_R (KN/m ³)	20	σ_R (Kpa)	80	
x (m)	0,00	$\xi_0(x) = x/b$	0,00	$\xi_1(x) = x/a$	0,00	$\Delta\sigma$ (Kpa)	0			

Modèle au SP Pk 160+934 (sans surcharge de 30 kPa)										
Tassement total BT S-468.0 (cm)										
										0,99
z (m)	$\xi_0(z) = z/b$	$\xi_1(z) = z/a$	$S_0(\xi_0, \xi_1)$	$S_0(\xi_1, \xi_1)$	$\Delta\sigma$ remblai (Kpa)	α	E (Kpa)	ΔH	S_u (cm)	S (cm)
0,5	0,037	0,067	0,976	0,958	79,996	0,33	2000	1,32	1,32	0,66
1,5	0,111	0,200	0,930	0,874	79,886	0,5	55890	0,07	1,39	0,7
2,5	0,185	0,333	0,883	0,795	79,500	0,5	55890	0,07	1,46	0,7
3,5	0,259	0,467	0,839	0,722	78,728	0,5	55890	0,07	1,53	0,8
4,5	0,333	0,600	0,795	0,656	77,534	0,5	55890	0,07	1,60	0,8
5,5	0,407	0,733	0,754	0,597	75,949	0,5	55890	0,07	1,67	0,8
6,5	0,481	0,867	0,714	0,545	74,041	0,5	55890	0,07	1,74	0,9
7,5	0,556	1,000	0,677	0,500	71,891	0,5	55890	0,06	1,80	0,9
8,5	0,630	1,133	0,642	0,460	69,582	0,5	55890	0,06	1,86	0,9
9,5	0,704	1,267	0,610	0,425	67,187	0,5	55890	0,06	1,92	1,0
10,5	0,778	1,400	0,579	0,395	64,764	0,5	55890	0,06	1,98	0,991

Caractéristiques Remblai										
a (m)	7,5	b (m)	13,5	h (m)	4	γ_R (KN/m ³)	20	σ_R (Kpa)	80	
x (m)	0,00	$\xi_0(x) = x/b$	0,00	$\xi_1(x) = x/a$	0,00	$\Delta\sigma$ (Kpa)	30			

Modèle au SP Pk 160+934 (avec surcharge de 30 kPa)										
Tassement total BT S-468.0 (cm)										
										1,36
z (m)	$\xi_0(z) = z/b$	$\xi_1(z) = z/a$	$S_0(\xi_0, \xi_1)$	$S_0(\xi_1, \xi_1)$	$\Delta\sigma$ remblai (Kpa)	α	E (Kpa)	ΔH	S_u (cm)	S (cm)
0,5	0,037	0,067	0,976	0,958	109,994	0,33	2000	1,81	1,81	0,91
1,5	0,111	0,200	0,930	0,874	109,844	0,5	55890	0,10	1,91	1,0
2,5	0,185	0,333	0,883	0,795	109,313	0,5	55890	0,10	2,01	1,0
3,5	0,259	0,467	0,839	0,722	108,251	0,5	55890	0,10	2,11	1,1
4,5	0,333	0,600	0,795	0,656	106,610	0,5	55890	0,10	2,20	1,1
5,5	0,407	0,733	0,754	0,597	104,430	0,5	55890	0,09	2,30	1,1
6,5	0,481	0,867	0,714	0,545	101,806	0,5	55890	0,09	2,39	1,2
7,5	0,556	1,000	0,677	0,500	98,850	0,5	55890	0,09	2,48	1,2
8,5	0,630	1,133	0,642	0,460	95,676	0,5	55890	0,09	2,56	1,3
9,5	0,704	1,267	0,610	0,425	92,382	0,5	55890	0,08	2,64	1,3
10,5	0,778	1,400	0,579	0,395	89,050	0,5	55890	0,08	2,72	1,362

Merci pour votre attention