



CONGRES NATIONAL DE LA ROUTE 2018

STABILITE DES REMBLAIS DES STRUCTURES LGV : CONCEPTION ET ETUDE DE CAS

AUTEUR: MOHAMMED LOUARDI - LPEE



Table des Matières

1	INTRODUCTION.....	5
2	DOCUMENTS DE REFERENCE.....	6
3	STRUCTURES TYPES DES REMBLAIS DES PROJETS LGV	7
3.1	PROFIL EN TRAVERS D'UN REMBLAI DE PLATEFORME FERROVIAIRE.....	7
3.2	STRUCTURE DES BLOCS TECHNIQUES DES OUVRAGES D'ART	8
4	PRINCIPE DES ETUDES DE STABILITE DES REMBLAIS	9
4.1	CONDUITE GENERALE DE LA STABILITE DES REMBLAIS	9
4.2	PRISE EN COMPTE DES ACTIONS SISMIQUES.....	9
4.2.1	REGLES GENERALES.....	9
4.2.2	LIQUEFACTION DES SOLS	11
5	ETUDE DES CONDITIONS DE STABILITE DES REMBLAIS	11
5.1	EVALUATION DES TASSEMENTS	11
5.1.1	METHODE ŒDOMETRIQUE.....	11
5.1.2	METHODE PRESSIOMETRIQUE	15
5.1.3	DISSIPATION DE LA CONTRAINTE VERTICALE PAR RAPPORT A LA PROFONDEUR	16
5.2	STABILITE AU POINCONNEMENT	16
5.2.1	SOLS MOUS COHERENTS	16
5.2.2	SOLS LACHES FROTTANTS.....	18
5.3	STABILITE AU GLISSEMENT (STABILITE A LA RUPTURE)	19
5.3.1	SOLLICITATIONS STATIQUES.....	20
5.3.1.1	STABILITE A COURT TERME.....	20
5.3.1.2	STABILITE A LONG TERME	20
5.3.2	SOLLICITATIONS SISMIQUES	21
5.3.2.1	COEFFICIENTS DE SECURITE	21
5.3.2.2	CARACTERISTIQUES DE SOLS PRISES EN COMPTE :	22
6	ANALYSE DU COMPORTEMENT DES SOLS SUSCEPTIBLES DE GONFLEMENT	22
6.1	RAPPEL DE LA PROBLEMATIQUE	22
6.2	EVALUATION DE LA DEFORMATION	23
7	REMBLAIS PARTICULIERS	24
7.1	REMBLAIS SUR VERSANT.....	24
7.2	REMBLAIS DE GRANDE HAUTEUR (H > 15 M).....	24



7.3 ZONES INONDABLES	24
7.4 ZONES COMPRESSIBLES.....	25
8 NATURE DES MATERIAUX DE REMBLAIS.....	25
9 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES TYPES.....	27
10 ETUDES DE CAS – TRONÇON LGV / TOARC 6.....	31
10.1REMBLAI N°38 (CAS NORMAL)	31
10.1.1 DESCRIPTIF DE L’OUVRAGE.....	31
10.1.2 MODELE GEOLOGIQUE - GEOTECHNIQUE.....	31
10.1.3 ETUDE DE STABILITE.....	32
10.1.3.1 STABILITE AU POINÇONNEMENT.....	32
10.1.3.2 STABILITE EXTERNE AU GLISSEMENT :.....	32
10.1.3.3 CALCUL DES TASSEMENTS :	33
10.2REMBLAI N°40 (SOL COMPRESSIBLE)	34
10.2.1 DESCRIPTIF DE L’OUVRAGE.....	34
10.2.2 MODELE GEOLOGIQUE - GEOTECHNIQUE.....	34
10.2.3 ETUDE DE STABILITE.....	36
10.2.3.1 STABILITE AU POINÇONNEMENT.....	36
10.2.3.2 STABILITE EXTERNE AU GLISSEMENT :.....	37
10.2.3.3 CALCUL DES TASSEMENTS :	38
10.3BLOC TECHNIQUE PCF S-468.0.....	42
10.3.1 DESCRIPTIF DE L’OUVRAGE.....	42
10.3.2 MODELE GEOLOGIQUE - GEOTECHNIQUE.....	43
10.3.3 ETUDE DE STABILITE.....	44
10.3.3.1 STABILITE AU POINÇONNEMENT :.....	44
10.3.3.2 STABILITE AU GLISSEMENT :	44
10.3.3.3 TASSEMENT :	46



RESUME :

Une Ligne Grande Vitesse (LGV) doit répondre à des exigences très strictes de sécurité, de fiabilité et de disponibilité. Ainsi, la conception des ouvrages en terre doit être réalisée selon un certain nombre d'exigences spécifiques aux lignes ferroviaires à grande vitesse.

La durée de vie de certains constituants des superstructures (rails, traverses, ballast) sur LGV est estimée d'ordre décennal à pluri-décennal. En ce qui concerne les sous-couches et ouvrages en terre, l'impact d'une intervention sur les circulations justifie que la durée de service doit être au moins centennale, aucun ré-investissement substantiel n'étant programmé dans ce laps de temps. Certains éléments associés à l'ouvrage, tels que le drainage, la végétation, les pièges à cailloux nécessitent cependant des interventions de maintenance courantes suivant des périodicités annuelles à décennales.

De ce fait, les ouvrages en terre, en l'occurrence les remblais, doivent être étudiés avec une rigueur irréprochable de telle façon à assurer une pérennité et une disponibilité de l'ouvrage pendant toute la durée de service escomptée.

Etant donné que les projets LGV sont récents au Maroc, les études se basent actuellement sur la pratique française qui a prouvé, partout au monde, sa pertinence et sa convenance à construire des lignes ferroviaires sécuritaires et pérennes.

Dans un but de vulgarisation technique, la présente communication tentera de relater la méthodologie des études de stabilité des remblais des lignes ferroviaires à grande vitesse adoptée au Maroc avec la présentation de quelques cas pratiques étudiés sur un des tronçons de la LGV Tanger – Kénitra (TOARC 6), en l'occurrence un cas de remblai fondé sur une assise normale, un autre cas de remblai fondé sur assise en sol compressible et un dernier cas d'un bloc technique de remblai contigu à un ouvrage d'art.

Mots clés : LGV, TOARC6, Référentiels techniques, remblais, blocs techniques, tassement, consolidation, stabilité, plateforme ferroviaire, contraintes, actions sismiques, accélération sismique, gonflement, liquéfaction, compressibilité, œdomètre, pressiomètre, distorsion, poinçonnement, fluage.



1 INTRODUCTION

La présente communication présente les modalités de conduite des études géotechniques des remblais courants et des remblais contigus aux ouvrages d'art des projets de construction des lignes ferroviaires grandes vitesse (LGV) et traite des cas pratiques des remblais projetés sur la LGV Tanger - Kenitra, tronçon sud TOARC 6.

Le dimensionnement des ouvrages en terre et notamment les ouvrages en remblais est réalisé de façon à garantir une stabilité pérenne des ouvrages compatible avec les objectifs de performance requis de fiabilité, de disponibilité, de maintenance et de sécurité conformément au référentiel technique IN 3278.

Les sollicitations dynamiques liées à la grande vitesse et à la nature des convois (standardisation des convois où les essieux sont régulièrement espacés) nécessitent de s'assurer du bon comportement de chaque ouvrage sous ces sollicitations qui peuvent conduire à augmenter l'épaisseur de la structure satisfaisant aux seuls critères de résistance afin de s'assurer d'une parfaite géométrie et du maintien de celle-ci, en particulier en cas de pose de voie ballastée, ou à modifier la conception d'un ouvrage en terre en fonction de la nature des sols. De plus, les conditions d'intervention sur une LGV en service sont tributaires de conditions draconiennes d'exploitation commerciale qui impliquent la maîtrise de cadences resserrées et de la régularité des circulations.

De ce fait, les remblais ferroviaires des LGV doivent répondre à des critères géotechniques très sévères. En effet, ils doivent avoir une durée de vie centennale car les interventions sur le génie civil est quasiment impossible lorsque la LGV est en service (en cas de pathologie). De même les contraintes géométriques induisent à des conditions des tassements résiduels très rigoureuses (après la réception de la sous-couche), à savoir :

- Pour les remblais courants :
 - Tassement total < 10 cm sur 25 ans
 - Vitesse de tassement < 1 cm/an
- Pour les blocs techniques des ouvrages d'art :
 - Tassement total < 2 cm sur 25 ans
 - vitesse de tassement < 1 cm/an

Compte tenu de ces impératifs, l'étude des remblais des structures LGV sont conduites d'une manière très poussée de telle façon à ne laisser aucune déficience laissant place à un risque géotechnique éventuel et non maîtrisable pouvant altérer la pérennité ou la stabilité de ces ouvrages en terre.

Cependant, il convient de rappeler que les calculs de stabilité doivent être effectués en utilisant des valeurs moyennes prudentes des paramètres géotechniques

appliquées à des zones homogènes (résistance et masse volumique des sols, des roches et des remblais) ; la définition des valeurs moyennes et des zones homogènes doit être amplement justifiée. Les valeurs de ces paramètres doivent être déduites des reconnaissances effectuées pour le projet et d'informations tirées de l'expérience. Le choix des valeurs des paramètres doit tenir compte des informations disponibles sur leur variation dans l'espace (connaissance du modèle géologique et géotechnique), mais aussi de la représentativité des prélèvements et essais ainsi que de la signification de l'essai réalisé sur l'échantillon en tenant compte de son possible remaniement. **Donc on doit être doté d'une bonne référence géotechnique du projet avant d'entamer les études de stabilité des ouvrages en terre.**

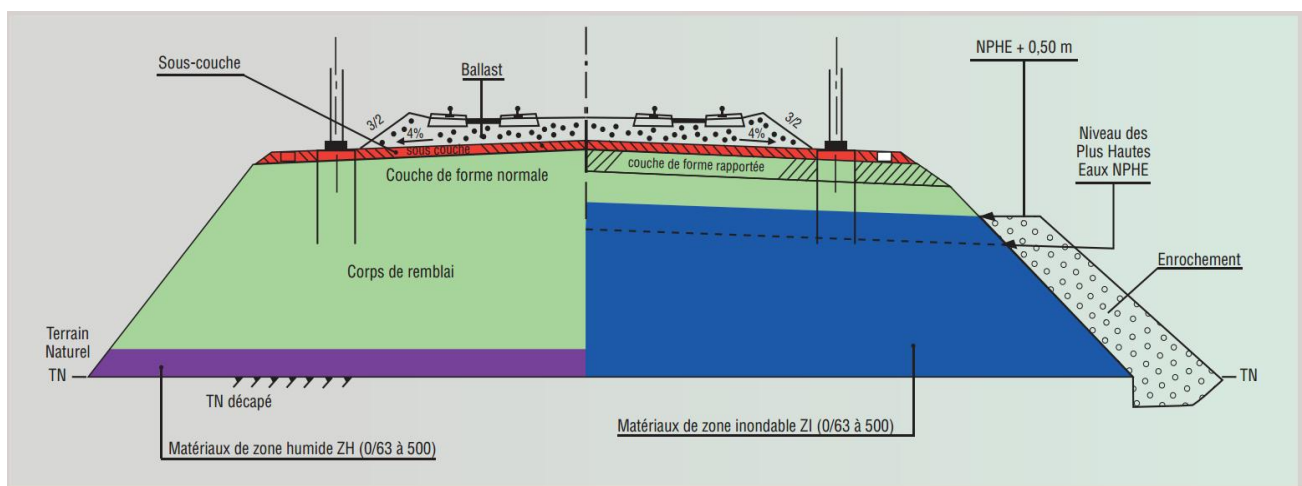
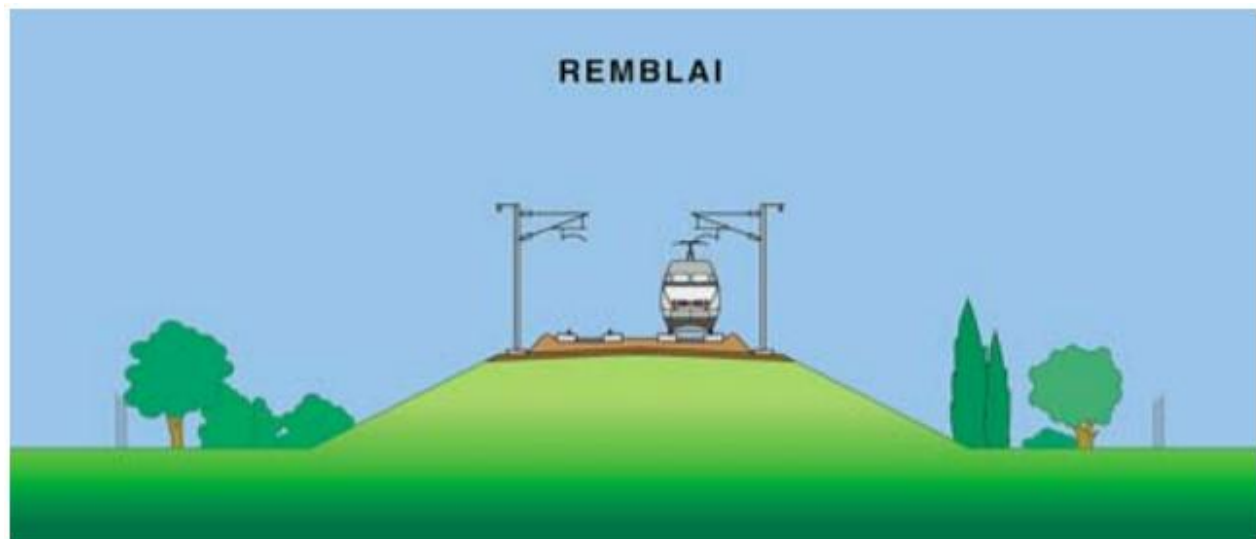
2 DOCUMENTS DE REFERENCE

L'analyse de la stabilité des ouvrages en terre des structures LGV est conduite conformément aux documents suivants (documents listés par ordre de priorité) :

- Référentiel technique de conception des lignes nouvelles LGV de février 2008 – IN 3278 :
 - ◆ Tome 0 Dispositions communes ;
 - ◆ Tome II Ouvrages en terre ;
- EN 1997-2 : EUROCODE 7 – Calcul géotechnique - Partie 2 : reconnaissance des terrains et essais ;
- EN 1998-1 : EUROCODE 8 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme - Partie 1 : règles générales ;
- EN 1998-5 : EUROCODE 8 – Calcul des structures pour leur résistance au séisme - Partie 5 : fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques ;
- NFP 11-300 : Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières ;
- ONCF : Notre 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 STRUCTURE TYPE DES REMBLAIS DES PROJETS LGV

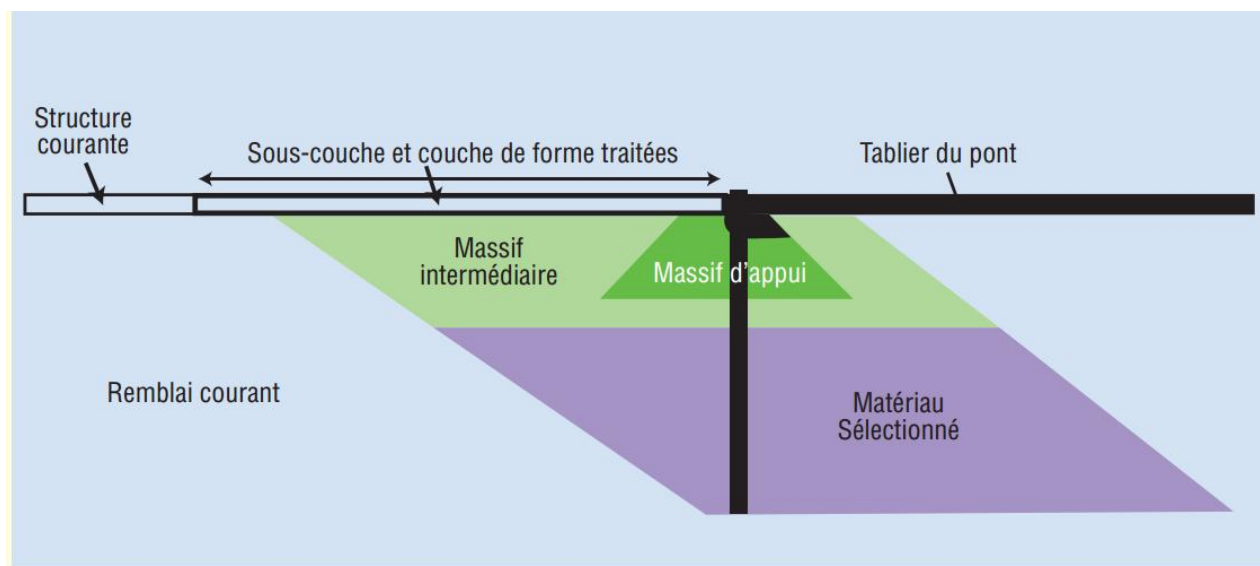
3.1 Profil en travers d'un remblai de plateforme ferroviaire



Les pentes de talus retenus sont en général :

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	

3.2 Structure des blocs techniques des ouvrages d'art



Les blocs techniques constituent un cas particulier des remblais contigus aux maçonneries d'ouvrage d'art, notamment dans le cas de pont-rail (PRA). Conformément aux exigences particulières de l'IN3278 tome II paragraphe 2.6.4.2 et aux spécifications du CCTP, les blocs techniques assurent les fonctions suivantes :

- la transition remblai courant – ouvrage d'art,
- la transition de la plate-forme ferroviaire aux abords de radiers,
- limitation des déformations différentielles,
- limitation des poussées hydrauliques derrière les piédroits,
- compatibilité avec le dimensionnement de l'ouvrage d'art.

Les blocs techniques sont essentiellement définis par :

- le type et la géométrie de l'ouvrage d'art,
- la hauteur du remblai ferroviaire,
- la position de l'extrados par rapport à la plate-forme,
- le biais de l'ouvrage d'art. Dans ce cas, l'extrémité du massif intermédiaire (côté remblai) est perpendiculaire aux voies,
- le phasage des travaux.

Les différentes configurations des blocs techniques sont mentionnées dans les annexes 13 à 30 de l'IN 3278 - Référentiel Technique pour la réalisation des LGV – Partie Génie Civil – Tome II.



4 PRINCIPES DES ETUDES DE STABILITE DES REMBLAIS

4.1 Conduite générale de la stabilité des remblais

Les vérifications doivent porter sur les points suivants :

- stabilité au poinçonnement,
- évaluation 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

4.2.1 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 .

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

L'accélération de calcul à prendre en compte est la suivante : $\gamma_I \cdot a_{gr} \cdot S$

Avec $a_{gr} = 0.165g$

D'après la note spécifique de l'ONCF : AMO-Z-GC-RSQ-NOT-0002, on cite:

"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.**

Conformément à l'EN1998-1, les classes de sol sont définies en fonction de la vitesse des ondes S sur 30m de profondeur sous le terrain naturel.

A titre indicatif, et en l'absence de données de vitesse des ondes S, les sols seront classés selon le tableau suivant, en fonction des caractéristiques mécaniques des sols disponibles et de leur épaisseur. Les vitesses des ondes S seront corrélées à partir des éléments disponibles notamment sur les OANC (des investigations géophysiques doivent être programmées sur ces ouvrages en vue d'estimer les vitesses en question).

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 _i (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

Tableau des classes de sol

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 :

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

Avec $\alpha = ag/g$

4.2.2 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 $\alpha.S < 0.15$ 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 ETUDE DES CONDITIONS DE STABILITE DES REMBLAIS

5.1 EVALUATION DES TASSEMENTS

5.1.1 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. Les calculs sont effectués suivant les principes méthodologiques développés ci-après :

- **Tassements de reconsolidation**

Les tassements de reconsolidation, qui se produisent dans le domaine surconsolidé, sont généralement plus rapides (C_v plus élevé et pas de tassement instantané lié à l'absence de saturation parfaite du sol) que les tassements primaires. Dans ces conditions, sauf cas particulier justifié dans la note de calcul, ils ne seront pas pris en compte dans les problèmes de temps de consolidation compte tenu des critères à respecter du référentiel.

Néanmoins, leur amplitude sera estimée par la formule suivante :

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

où,

h: épaisseur de la couche compressible (en mètres),

C_s: indice de reconsolidation de la couche compressible,

e₀: 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),

Δσ: 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.

■ **Tassements primaires (tassements de consolidation)**

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

où,

h : épaisseur de la couche compressible (en mètres),

C_c : indice de compression,

e₀ : indice des vides initiaux,

σ'_{v0}: contrainte verticale initiale dans le sol (en kPa),

Δσ: surcharge verticale apportée (en kPa) par le remblai et les charges d'exploitation ferroviaire : (30 kPa), avec prise en compte de l'atténuation des contraintes en fonction de la profondeur.

σ'_p: contrainte de préconsolidation.

■ 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) :

- $F \geq 1,5 : S_d = 0$
- $F = 1,4 : S_d = 0,2 (S_r + S_c)$
- $F = 1,3 : S_d = 0,6 (S_r + S_c)$

■ Temps de consolidation

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

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

Avec :

T_v : facteur temps ou coefficient de durée,

H : longueur du chemin de drainage (en mètres),

Dans le cas d'un drainage simple face $H = e$ (épaisseur de la couche compressible),

Dans le cas d'un drainage double face, $H = 0,5 e$,

C_v : coefficient de consolidation verticale (en m^2/s).

Dans le cas d'un modèle multicouche, le calcul est en général réalisé à partir du coefficient de consolidation équivalent (C_{v_m}) défini par la formule de ABSI :

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

Avec

h_i : épaisseur de la couche i

C_{v_i} : coefficient de consolidation verticale de la couche i

➤ Le temps de consolidation radiale en présence de drains verticaux est calculé à partir de la formule suivante :

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

Avec

Tr: facteur temps ou coefficient de durée,

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.

Cr: coefficient de consolidation radiale, approchée par la relation de 5.Cv.

Pour les modèles multicouches, le coefficient de consolidation radiale pris en compte est le plus faible des coefficients Cr.

L'évaluation du facteur temps (Tv ou Tr) en fonction du degré de consolidation est effectuée à partir des abaques de Terzaghi (Tv) et de Baron (Tr).

A noter que la consolidation totale est donnée par la formule de Barron suivante :

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

Avec :

U_t : consolidation totale

U_v : consolidation verticale fonction de Tv

U_r : consolidation radiale fonction de Tr

■ 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 :

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

avec :

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).

■ 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.**

5.1.2 Méthode pressiométrique

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 :

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

où,

$\sigma(z)$: 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) ; l'atténuation de la surcharge en fonction de la profondeur est prise en compte.

$E(z)$: module pressiométrique 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.

En remarque, on note que cette méthode ne donne qu'un ordre de grandeur du tassement global à attendre, et ne permet pas de discriminer les valeurs correspondant respectivement aux tassements primaires et aux tassements secondaires ; d'autre part, elle ne permet pas de déterminer les temps de consolidation.

5.1.3 Dissipation de la contrainte verticale par rapport à la profondeur

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 :

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

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).
- $\gamma_r \cdot H_r$: poids volumique et hauteur du remblai,
- 30 : surcharge ferroviaire de 30 kPa.

5.2 STABILITE 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.

5.2.1 Sols mous cohérents

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

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

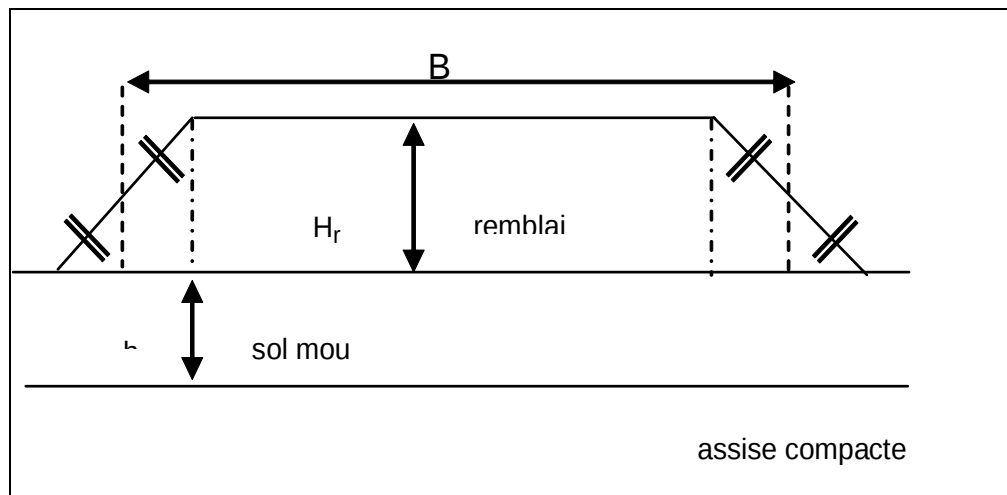
Où,

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). La largeur de fondation équivalente à B est la largeur moyenne du remblai, soit deux fois la projection horizontale d'un demi-talus plus la largeur de la plate-forme au niveau du point P :



N_c est donné par un abaque ou de manière approchée par les relations suivantes :

$$\text{pour } 0 < \frac{B}{h} \leq 149 \Rightarrow N_c = \Pi + 2$$

$$\text{pour } 1,49 < \frac{B}{h} \leq 10 \Rightarrow N_c \approx 0,468 \frac{B}{h} + 4,445$$

$$\text{pour } \frac{B}{h} > 10 \Rightarrow N_c \approx 9,125$$

Dans le cas d'une montée de remblai phasée, la cohésion non drainée prise en compte pour les phases ultérieures tient compte de l'accroissement dû à la consolidation du sol, par la formule suivante :

$C_u = C_{u0} + \lambda_{cu} \cdot (\sigma_{v0}' + U \cdot \gamma_r H_r - \sigma'_{p0})$, sous le corps du remblai à proprement parler,

$C_u = C_{u0} + \frac{1}{2} \cdot \lambda_{cu} \cdot (\sigma_{v0}' + U \cdot \gamma_r H_r - \sigma'_{p0})$, sous les talus,

Avec

C_{u0} : cohésion non drainée initiale,

U : degré de consolidation,

λ_{cu} : accroissement de cohésion en fonction de la contrainte de consolidation,

γ_r : poids volumique du remblai,

H_r : hauteur de remblai de la phase précédente.

σ'_{p0} : contrainte de consolidation du sol avant remblaiement.

σ_{v0}' : contrainte verticale initiale dans le sol.

Le coefficient 1/2 correspond à la moyenne entre le centre du remblai où la consolidation est maximale et le pied de talus où elle est minimale.

5.2.2 Sols lâches frottants

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.

La contrainte de rupture $q_{\max}$ est calculée :

- à partir des résultats des essais pressiométriques, et en suivant les indications de l'annexe B.1 du Fascicule 62, Titre V, soit :
 - ♦ pour un sable de type A, B, C ⁽¹⁾ : $q_{\max} = 1 \times \overline{P_{le}}$, avec $De = 0$ et P_{le} : pression limite équivalente déterminée conformément à l'annexe E.2 du Fascicule 62, Titre V ;
- à partir des résultats de l'essai pénétrométrique statique et en suivant les indications de l'annexe B.2 du Fascicule 62, Titre V, soit :
 - ♦ pour un sable de type A, : $q_{\max} = 0,14 \times q_{ce}$
 - ♦ pour un sable de type B, : $q_{\max} = 0,11 \times q_{ce}$
 - ♦ pour un sable de type C, : $q_{\max} = 0,08 \times q_{ce}$, avec $De = 0$

q_{ce} : résistance de pointe équivalente calculée conformément à l'annexe E.2 du Fascicule 62, Titre V.

⁽¹⁾ au sens de l'annexe E.1 du Fascicule 62, Titre V

5.3 STABILITE AU GLISSEMENT (STABILITE A LA RUPTURE)

Les calculs de stabilité à la rupture sont traités soit suivant la méthode des tranches de Bishop (rupture circulaire), soit selon la méthode des perturbations (rupture non circulaire de type banc/banc en cas de déblais avec risque de glissement banc / banc avéré).

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.

Sa géométrie sera fonction des relevés piézométriques, auxquels une garde sera éventuellement appliquée afin de tenir compte de la période d'auscultation des piézomètres (cycles complets ou non).

Pour l'analyse des ouvrages dont la stabilité n'est pas dépendante d'un ouvrage de soutènement, il est recherché un facteur de sécurité global, sans application de coefficients partiels sur les paramètres et sur les actions.

Conformément au paragraphe 2.1.2.2.3 du référentiel, pour les matériaux de remblai sans cohésion, les pentes de talus de remblais sont admises comme stables lorsque l'angle de frottement interne φ' du matériau remanié est supérieur ou égal à celui retenu pour le talus.

Pour les ouvrages situés sur pente ou en versant, la stabilité est analysée en vérifiant que les objectifs de sécurité visés sont vérifiés par toutes les surfaces de ruptures potentielles dont l'origine et l'émergence s'inscrivent, par convention, dans une zone qui s'étend, en amont et en aval, à trois fois la hauteur du talus étudié (règle classique des 3 H). Un coefficient de sécurité de 1.5 est recherché (hors cercle de peau pour la vérification de la stabilité interne).

Pour les talus courants des déblais et remblais, le logiciel TALREN 5® est généralement utilisé.

La méthode de calcul sera adaptée au type de rupture envisagée :

- méthode de Bishop pour les ruptures circulaires.
- méthode des perturbations (ou calculs à la rupture) pour les ruptures non circulaires.

Dans le cas des remblais et déblais contigus aux ouvrages, la surcharge de la semelle est prise en compte. En revanche, la résistance des pieux est négligée.

Nous rappelons ci-après certaines hypothèses de cisaillement prise en compte lors des études APD (LGV Tanger – Kénitra) pour les matériaux d'apport en fonction de leur destination.

- o Remblai courant : $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0 \text{ kPa}$; $\varphi' = 30^\circ$
- o Base de haut-remblai ou purge: $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0 \text{ kPa}$; $\varphi' \geq 35^\circ$
- o Bêches : $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$; $c' = 0 \text{ kPa}$; $\varphi' = 45^\circ (\geq 40^\circ)$
- o Enrochements bétonnés : $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$; $c' = 80 \text{ kPa}$; $\varphi' = 45^\circ$

NB : Ces hypothèses supposent que les matériaux de remblai soient de caractéristiques adéquates, mais devra être confirmé en phase travaux et devra également être vérifié pour les fournitures extérieures.

5.3.1 Sollicitations statiques

5.3.1.1 Stabilité à court terme

Conformément au chapitre 2.1.2.2.1 du référentiel, 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 :

$$\varphi_u = 0,$$

C_u = cohésion non drainée en tenant compte de la consolidation lorsqu'il s'agit d'une montée de remblais phasée (voir chapitre 5.2 "Stabilité au poinçonnement" ci-avant).

En l'absence d'essai de cisaillement ou en présence de résultats jugés inexploitable, la valeur de la cohésion C_u 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.

5.3.1.2 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) :

Les caractéristiques au cisaillement augmentent lors de la mise en œuvre du remblai (cf. augmentation de cohésion non drainée évoquée précédemment) et il n'y a pas de risque de radoucissement. Dans ces conditions, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les caractéristiques de cisaillement c' et ϕ' qui correspondent bien souvent à l'état critique avec perte de l'effet bénéfique de la consolidation.

Le calcul est donc effectué avec la résistance au cisaillement C_u (vérification déjà réalisée par les calculs du paragraphe 5.3.1.1 – Stabilité à court terme).

- Pour les remblais réalisés sur des sols cohérents avec pente transversale ($\geq 15\%$ dans le cas général) :

La présence d'une pente transversale provoque un cisaillement général sous l'assise du remblai qui peut conduire aux caractéristiques de cisaillement post-pic (radoucissement et perte de la cohésion non drainée).

Dans ces conditions, 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' (c' généralement faible et lié au caractère dilatatant de ces matériaux). Si les matériaux ne permettent pas la réalisation d'essais de cisaillement, les caractéristiques c' et ϕ' sont fixées en fonction de la nature des matériaux et de leur compacité.

- Observations générales :

Dans le calcul en phase définitive, une surcharge d'exploitation ferroviaire de 30 kPa est appliquée sur la surface de la plate-forme des remblais jusqu'à 1m de la crête des talus de remblai.

5.3.2 Sollicitations sismiques

5.3.2.1 Coefficients de sécurité

Conformément aux Eurocodes 8, les coefficients de sécurité partiels pris en compte sont les suivants pour la vérification au séisme :

- $\Gamma_{c'} = 1.25$,
- $\Gamma_{\phi'} = 1.25$
- et $\Gamma_{C_u} = 1.40$

La valeur de cohésion non drainée C_u prise en compte sera la valeur calculée après la mise en service.

Compte tenu de l'article 4.1.3.4 de l'Eurocode 8 partie 5, le coefficient $\gamma_{\phi'}$ peut être réduit dans les sols dilatants.

On pourra retenir donc, dans les matériaux granulaires compactés et les sables ou graves denses sans cohésion, selon les cas étudiés : $\gamma_{\phi'} = 1$.

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).

5.3.2.2 Caractéristiques de sols prises en compte :

Les caractéristiques mécaniques introduites dans le calcul de stabilité sous sollicitations sismiques pour modéliser le comportement du sol sont les mêmes que celles prises en compte pour la justification de la stabilité à long terme. On retiendra comme préconisé par l'Eurocode 8 :

- $C=C_u$ et $\phi=0$ pour les sols purement cohérents,
- $C=0$ et $\phi=\phi'$ pour les sols purement frottants.

6 ANALYSE DU COMPORTEMENT DES SOLS SUSCEPTIBLES DE GONFLEMENT

6.1 Rappel de la problématique

En matière de sols susceptibles de présenter des phénomènes de gonflement, le référentiel technique 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,
- 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,
- 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 ...).

Afin d'évaluer les risques liés au gonflement des sols supports sur la plate-forme ferroviaire, les dispositions suivantes s'appliquent :

- le comportement de type 1 propre aux sols argileux est maîtrisé par le respect des règles du GTR et des prescriptions particulières applicables aux travaux de terrassements (en particulier, le réemploi des sols A4 en remblai et PST est proscrit),
- le traitement CaO et/ou LH des sols susceptibles de gonfler en réaction au liant (comportement de type 3) est prohibé,
- l'étude de la sensibilité au gonflement ne se justifie, par conséquent, que pour les matériaux marno-argileux évolutifs (comportement de type 2).

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.

6.2 Evaluation de la déformation

La contrainte de confinement σ_{cp} induite par la plate-forme ferroviaire et par la surcharge d'exploitation est déterminée par la relation suivante :

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

Où :

$\gamma_{PST}, \gamma_{CdF}, \gamma_{SC}$: Poids volumique de la PST rapportée, de la couche de forme, de la sous – couche en kN/m^3

$ep(PST, CdF, SC)$: Epaisseur de la PST rapportée, de la couche de forme, de la sous – couche (m)

S_e : Surcharge d'exploitation ferroviaire (30 kPa).

La déformation par gonflement Δh susceptible de se produire au niveau de l'arase lorsque $\sigma_{cp} < \sigma_p$, est évaluée par la relation suivante :

$$\frac{\Delta h}{h} = R_g \cdot \log\left(\frac{\sigma_g}{\sigma_{conf}}\right)$$

Avec :

- $h \text{ (m)} = \frac{\sigma_g - \sigma_{cp}}{\gamma_h}$: épaisseur de la tranche de terrain susceptible de gonfler sous la plateforme
- γ_h : poids volumique du sol en place
- R_g, σ_g : rapport, et pression de gonflement
- σ_{conf} : contrainte de confinement totale, égale à $\sigma_{cp} + [(e \times \gamma_h) \times 0.5]$

Cette analyse constituera la base de l'analyse du risque de "gonflement". En cas de risque avéré, des dispositions constructives seront précisées.

7 REMBLAIS PARTICULIERS

7.1 Remblais sur versant

Il s'agit des remblais qui seront montés sur une surface TN dont la pente est $> 15\%$.

Dans ce cas de figure, les dispositions constructives recommandées par le § 2.7.1 de l'IN3278 seront adaptées de manière à avoir un bon accrochage au terrain en place.

Pour satisfaire les exigences particulières, un certain nombre de dispositions sont prises dans les zones de remblais sur pente transversale :

- des dispositifs de drainage amont (tranchée drainante longitudinale, épis,...),
- des redans peuvent être prévus pour « accrocher » le remblai. Ils sont systématiques si la pente du terrain naturel est supérieure à 15% .
- des dispositifs de drainage sous le remblai (éperons, épis, matériaux ZH/ZI...).

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

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

7.3 Zones inondables

Il s'agit particulièrement des fonds de talwegs, des rives des oueds des zones inondables.

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.

7.4 Zones compressibles

La montée des remblais dans les zones compressibles nécessite des dispositions et justifications particulières en terme de :

- vérification des tassements admissibles
- vérification du poinçonnement et de la montée phasée des remblais
- vérifications des temps de consolidations qui peuvent induire, le cas échéant de recourir aux techniques spécifiques par ordre de vérification :
 - purge localisée
 - traitement par drains verticaux avec préchargement
 - traitement par colonnes ballastées avec préchargement
 - traitement pas inclusions rigides si les techniques d'anticipation des tassements par consolidation ne permettent pas d'avoir des délais d'attente raisonnables.

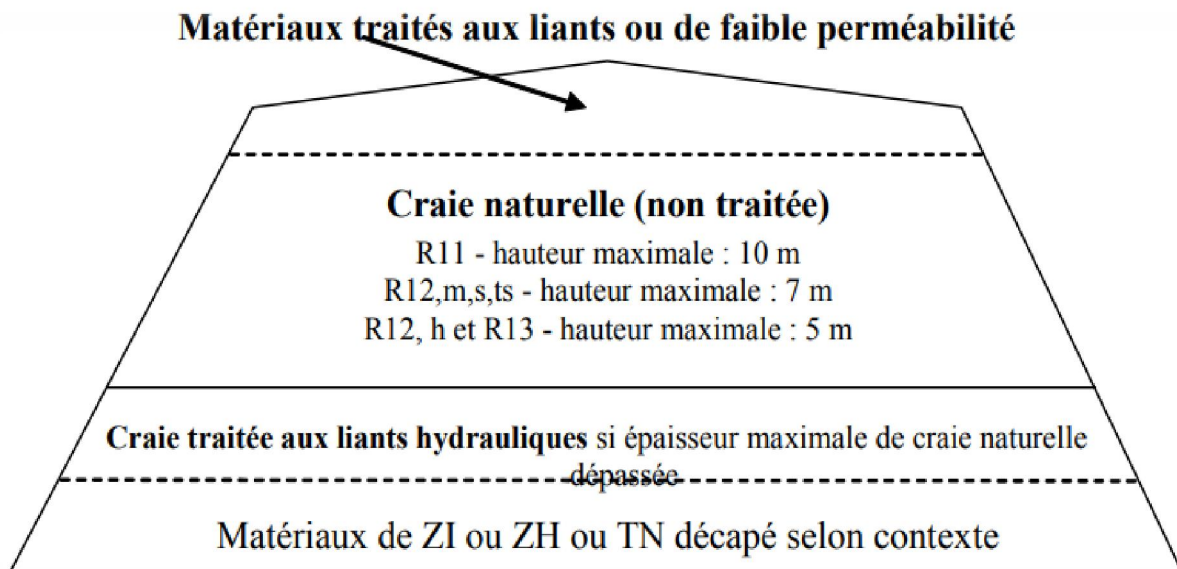
8 NATURE DES MATERIAUX DE REMBLAIS

D'une manière générale, le projet (plan, profil en long) est conçu de manière à utiliser au maximum les matériaux du site, et à réduire au minimum les recours à des carrières provisoires ou existantes et à des dépôts externes à l'emprise en prenant en compte les contraintes imposées par l'environnement du projet. La conception du mouvement des terres vise notamment à minimiser les distances de transport.

Pour la réutilisation des matériaux, on se réfère au GTR/GMTR et à la norme NF P 11 300 pour vérifier les caractéristiques du matériau et sa classification en conformité avec les documents contractuels pour sa destination. En cas d'hétérogénéité et c'est le cas en général (en particulier l'état hydrique qui est un paramètre d'état est sujette à variation), il faudra arriver à conclure pour chaque déblai, d'un pourcentage probable de réutilisation dans les conditions optimales d'extraction et de réutilisation.

Les conditions de réutilisation et de mise en œuvre sont définies par le GTR/GMTR en vigueur, pour les ouvrages supportant seulement le trafic routier, complétées par les restrictions suivantes pour les remblais méthodiquement compactés supportant le trafic ferroviaire (exigences à adapter pour les remblais ordinaires) :

- la dimension des plus gros blocs ne dépasse pas cinq cents millimètres (500 mm), sauf à produire une étude justificative incluant les aspects exploitation et maintenance,
- si leur réemploi ne peut être évité, les matériaux rocheux évolutifs gonflants (argilites, marnes rocheuses,...) doivent faire l'objet d'une étude spécifique pour leur réemploi en remblai, incluant la prévision de leur évolution à long terme et tenant compte des états de contrainte dans l'ouvrage. Le réemploi de sols fins (classes A1, A2 et A3) ne nécessite pas de telles études,
- pour les matériaux présentant des potentialités d'évolution dans le temps par densification (sols effondrables, matériaux rocheux évolutifs,...), des prescriptions particulières de mise en œuvre sont à définir. Dans le cas particulier de la craie, les prescriptions suivent le principe du schéma ci-après :



- pour les matériaux F2 à F8 (sols organiques et sous-produits industriels), les restrictions sont celles données dans l'IN 0091 (ex. ST 590) en vigueur. La possibilité d'emploi de tels matériaux est subordonnée à la vérification qu'elle est conforme à la législation et à la réglementation en vigueur en matière d'environnement.

Pour l'assise de remblai: deux cas de figure peuvent se présenter :

- Remblai en zone inondable (ZI): l'assise doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau mis sur une épaisseur avec une arase située à une cote minimale de 50 cm au-dessus du niveau des plus hautes eaux (NPHE).

- Remblai en zone humide(ZH): l'assise doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau sur une épaisseur de 50 cm.

Pour les blocs techniques assurant la transition entre les remblais courants et les ouvrages, comme pour un pont-route (route située au-dessus de la ligne ferroviaire) ou un pont-rail (rail situé au-dessus de la route). Les matériaux à mettre en place à côté des ponts-rail doivent être conformes aux spécifications de l'IN3278 (Référentiel technique pour la réalisation des LGV - Partie génie civil), ceux des ponts-route au Guide des Terrassements Routiers (GTR/GMTR) avec quelques restrictions supplémentaires ($D < 150\text{mm}$...).

Pour les BT de la plateforme ferroviaire :

- les matériaux constitutifs du massif d'appui doivent être :
 - ✓ soit une grave traitée conforme à la fiche n°9 de l'IN 0091 (ex. ST590), traitée à 3% de ciment classe CPJ/CEM II 32,5,
 - ✓ soit un matériau traité aux liants qui doit présenter, à 96 % de la masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal et à 90 jours, une résistance en traction (essai brésilien) supérieure à 0,25 MPa, un module en traction supérieur à 3000 MPa (cf. norme NF P 98 232 3). Ce matériau est mis en œuvre comme une couche de forme.
- Le massif intermédiaire doit être constitué d'une grave non traitée conforme à la fiche n°9 de l'IN 0091 (ex. ST590).
- Les matériaux sélectionnés (MS) doivent répondre aux prescriptions du paragraphe 2.6.4.3.2 de l'IN 3278. Le $D_{\text{max}} < 150\text{mm}$ et la fraction 20 mm/ $D_{\text{max}} < 30\%$ et ne font pas partie des classes A3 et A4 du GTR.

Pour les matériaux de la PST, ils ne doivent pas évoluer sous l'effet notamment des vibrations induites par la grande vitesse des trains. Concernant le type de matériau à utiliser, il est défini conformément aux recommandations de la ST 590B annexée à l'IN3278. Pour question de portance, et pour des raisons économiques, on arrête les dispositions nécessaires pour atteindre une arase de type S2.

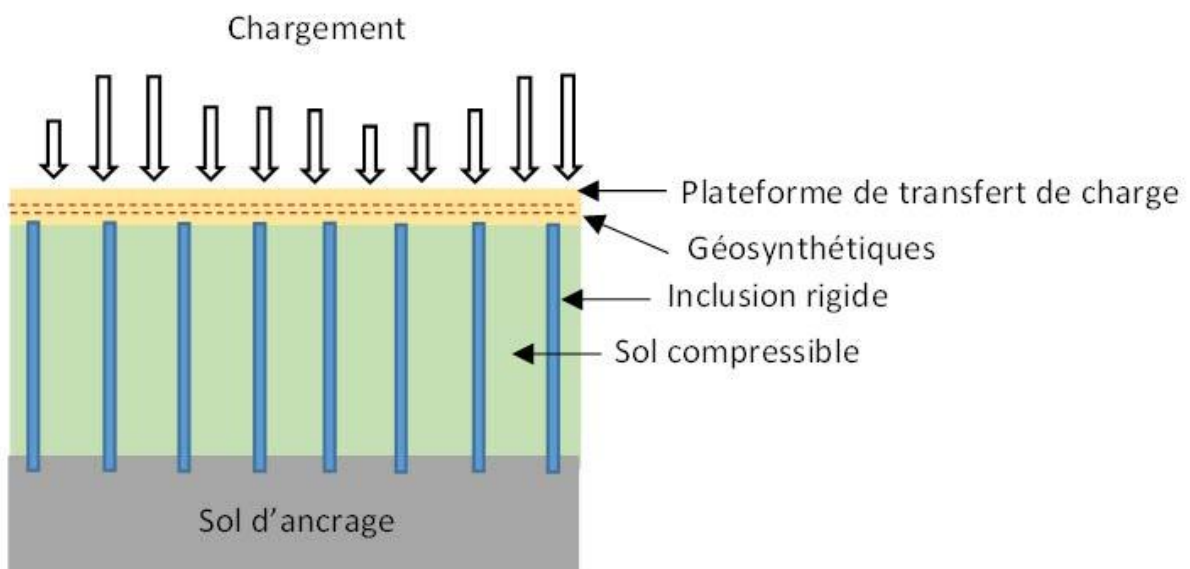
9 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES TYPES

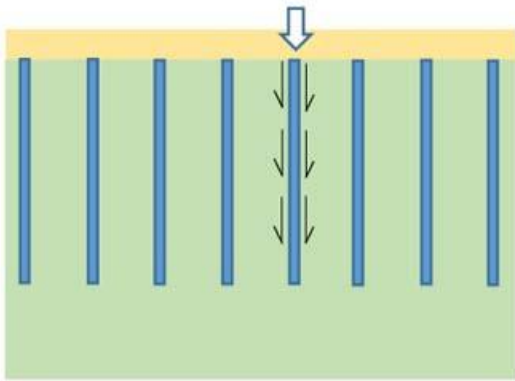
On liste ci-après les principales dispositions constructives utilisées dans les projets LGV :

- Purge jusqu'à une profondeur (x) m et préchargement à la côte $Z_p + 1.5$ m sur une durée minimale de (t) mois
- Préchargement avec drains verticaux, sur une durée de (t) mois minimum.
- Base ZH de (x) m sur tout l'ouvrage.

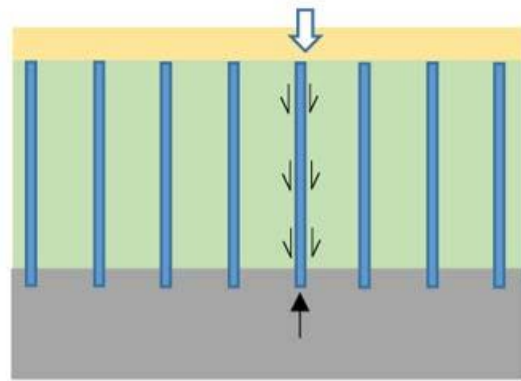
- Base de Haut Remblai pour toute hauteur d'ouvrage supérieure à 15m.
- Redans et Bêches de (1) m de largeur.
- Pente constante à 3H/2V (ou 2H/1V) pour tout l'ouvrage.
- Purges localisées
- Pente des talus constante à 2,5H/1V (transition déblai/remblai rapide)
- Purges localisées notamment en fond de talweg.
- Renforcements du sol : Colonnes ballastées (Colonnes ballastées – Dhouib et al, Blondeau ENPC, 2005 et DTU 13.2) et inclusions rigides(recommandations du projet ASIRI).
- Etc.

Exemples de traitement par inclusions rigides

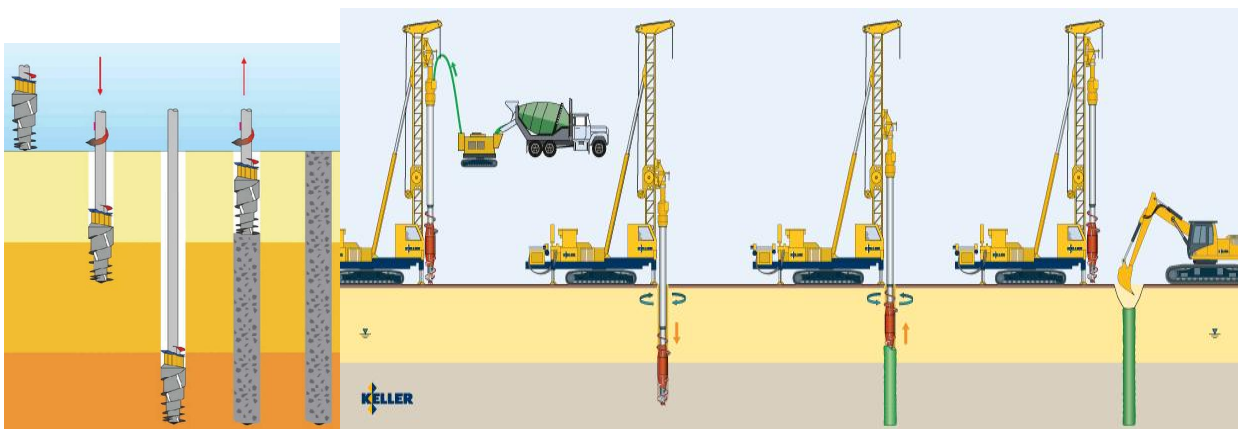




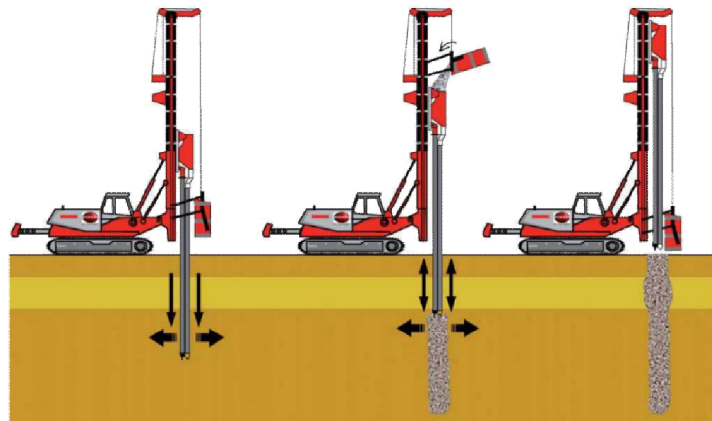
Inclusions rigides flottantes



Inclusions rigides ancrées



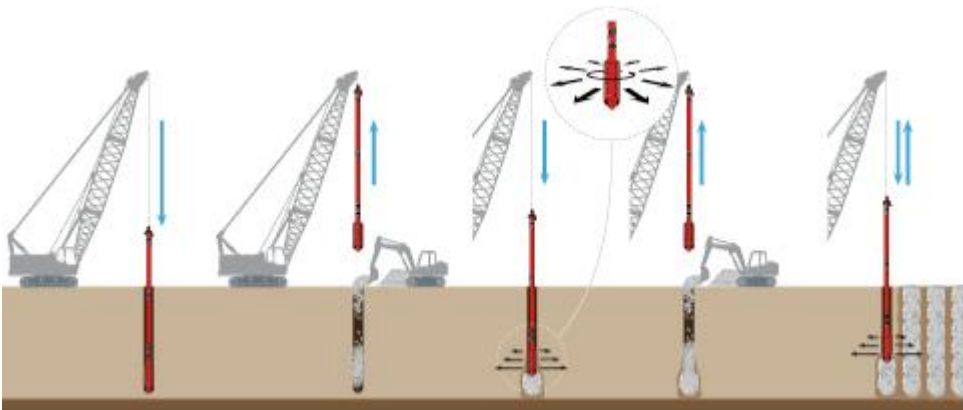
Exemples de traitement par colonnes ballastées



Fouage avec l'airage à l'air

Incorporation de matériaux et compactage du ballast

Colonne terminée



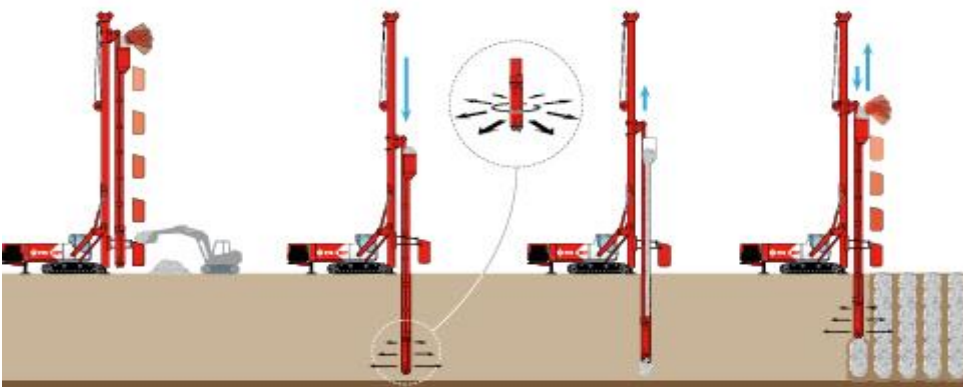
1. Pénétration

2. Remplissage

3. Compaction

4. Résultat

Avec système d'alimentation par le haut (Top Feed)



1. Préparation

2. Pénétration

3. Remplissage

4. Compaction

Avec système d'alimentation depuis le fond ((Bottom Feed System - BFS)

10 ETUDES DE CAS – Tronçon LGV / TOARC 6

10.1 Remblai n°36 (Cas normal)

10.1.1 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.

10.1.2 Modèle géologique - géotechnique

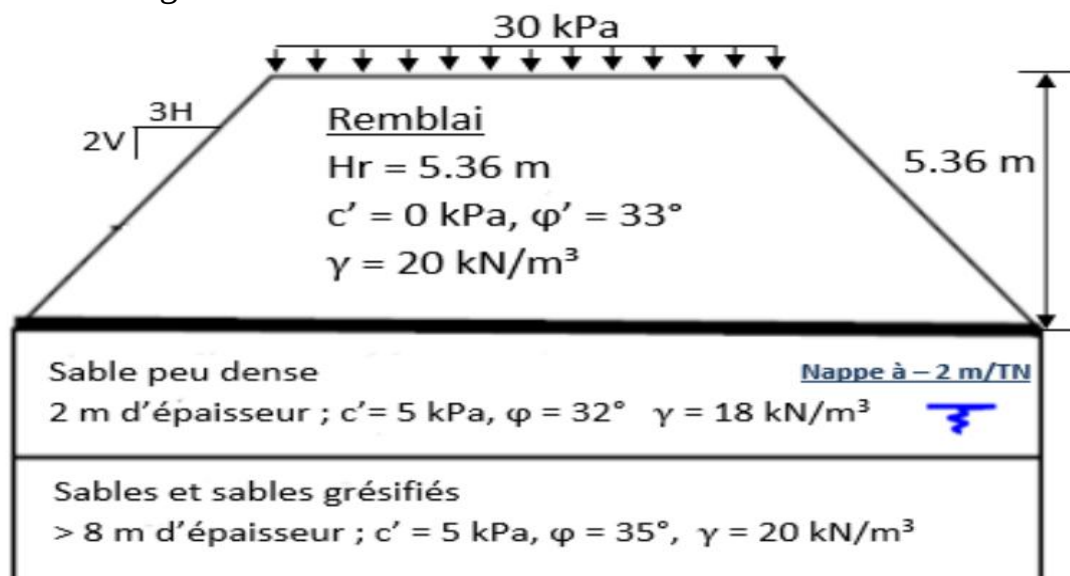
La synthèse des résultats des reconnaissances réalisées en phase APS/APD a permis de retenir le modèle géologique, établi au droit du sondage SP Pk 165+482.

Ce modèle est donc applicable sur tout le remblai, et se présente comme suit :

- De 0 à 2 m : Sable peu dense
- De 2 à 10 m : Sables et sables grésifiés

Pour ce modèle on a retenu comme donnée d'étude :

- Hauteur maximale de remblai de 5.36 m.
- Niveau de nappe prise à -2 m/TN.
- Pente des talus de 3H/2V.
- Matériaux de remblai : matériaux sableux et/ou grésifiés, pouvant donner un angle de frottement interne d'au moins 33° .
- Surcharge ferroviaire de 30 kPa.



10.1.3 Etude de stabilité

10.1.3.1 Stabilité au poinçonnement

Le poinçonnement est vérifié pour le modèle retenu, et on exige un coefficient de sécurité supérieur à 1.5.

Compte tenu de l'assise sableuse du remblai, il faudra vérifier le poinçonnement comme suit :

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

Avec :

γ_r , H_r :: densité et hauteur du remblai

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

On a donc :

$$F = 1.710 / 20.5,36 = 6,6 > 1,5$$

La stabilité au poinçonnement est donc assurée.

10.1.3.2 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 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.

Pour le calcul, on a pris une accélération au rocher de 0,165g selon la note sismique AMO-Z-GC-RSQ-NOT-002-01 du 23/10/2012 ; avec une classification du site selon l'Eurocode 8, et on a :

$$\frac{a_h}{g} = 0,5.S. \frac{a_n}{g}, \text{ et } \frac{a_v}{g} = \pm 0,33. \frac{a_h}{g}$$

Avec : $S = 1.5$ (site de classe C selon l'Eurocode), $a_h/g = 0.123$ et $a_v/g = \pm 0.041$

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

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

Ainsi, tous les coefficients obtenus sont admissibles.

10.1.3.3 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(Voir détail sur le tableau ci-après).

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

Les critères de tassement seront 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

10.2 Remblai n°40 (Sol compressible)

10.2.1 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.

10.2.2 Modèle géologique - géotechnique

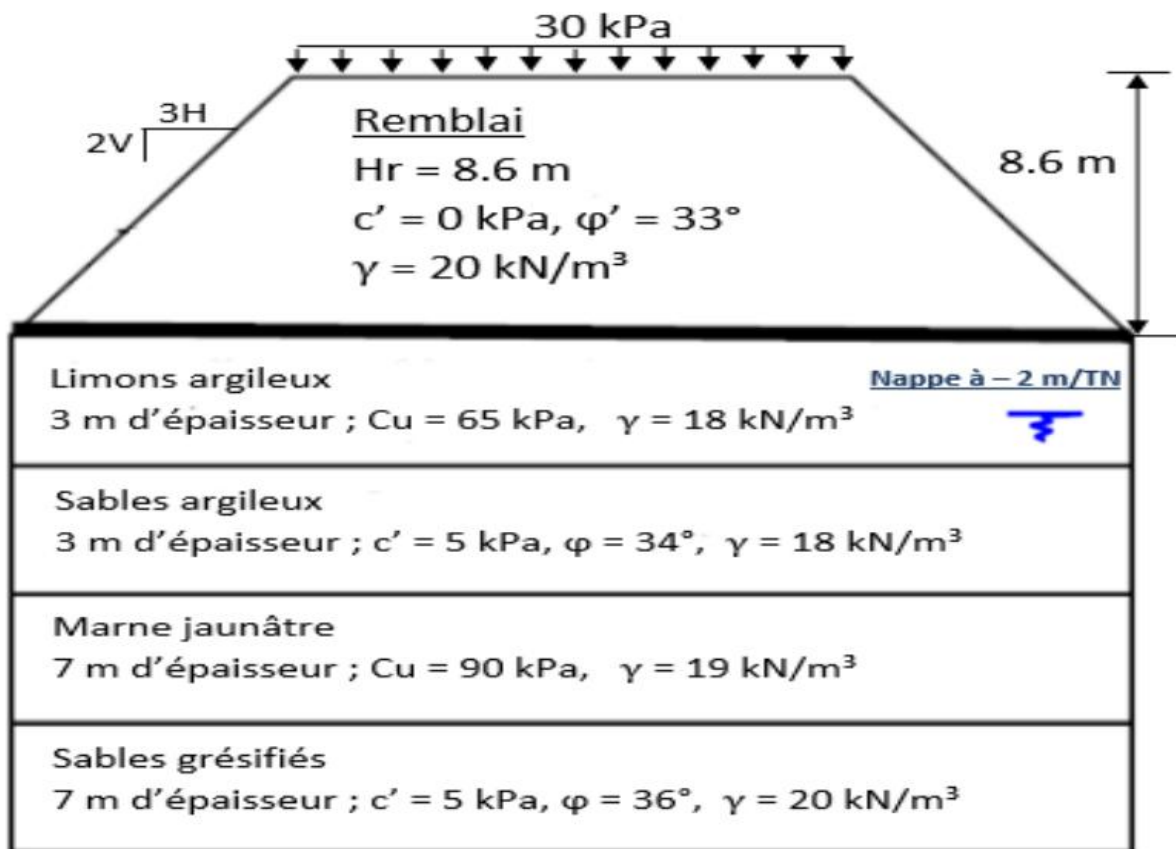
La synthèse des résultats des reconnaissances réalisées en phase APS/APD a permis de retenir le modèle géologique, considéré comme plus défavorable, et établi au droit du sondage SP2-Pk170+140.

Ce modèle est donc applicable sur tout le remblai, et se présente comme suit :

- De 0 à 3 m : Limons argileux(**Formation compressible**)
- De 3 à 6 m : Sables argileux
- De 6 à 13 m : Marne jaunâtre(**Formation compressible**)
- De 13 à 20 m : Sables grésifiés

A noter que pour ce modèle on a :

- Hauteur maximale de remblai de 8.6 m.
- Niveau de nappe prise à -2 m/TN.
- Pente des talus de 3H/2V.
- Matériaux de remblai : matériaux sableux et/ou grésifiés, pouvant donner un angle de frottement interne d'au moins 33°.
- Surcharge ferroviaire de 30 kPa



Formations	Prof. Base (m)	PI* ⁽¹⁾ (MPa)	Em ⁽²⁾ (MPa)	α
Limons argileux	3	0.37 - 0.48 Moy = 0.42	4.1 – 4.4 Moy = 4.24	1/2
Sables argileux	6	1.04 - 1.21 Moy = 1.12	11.1 – 12.30 Moy = 11.67	1/3
Marne jaunâtre	13	0.49 - 1.82 Moy = 0.72	3.5 – 19.6 Moy = 6.57	2/3
Sables grésifiés	20	2.18 - 2.84 Moy = 2.53	35.8 – 60.8 Moy = 43.10	1/2

10.2.3 Etude de stabilité

10.2.3.1 Stabilité au poinçonnement

Le poinçonnement est vérifié pour le modèle retenu, et on exige un coefficient de sécurité supérieur à 1.5.

Compte tenu de l'assise sableuse du remblai, il faudra vérifier le poinçonnement comme suit :

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

Avec:

γ_r , H_r :: densité et hauteur du remblai

$q_{\max}$: Contrainte de rupture de sol

On a donc :

1- Cas d'assise limono-argileuse du remblai :

On a: $q_{\max} = C_u \cdot N_c$

C_u : cohésion non drainée du sol

N_c : coefficient de portance fonction de B/H (voir notre méthodologique)

On obtient :

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

2- Cas d'assise sableuse du remblai :

On a : $q_{max} : k_p \cdot Pl$ (selon le fascicule 62, Titre V)

Avec : k_p (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 $H_r = 8,6 \text{ m}$

$F = 1.420 / 20 \cdot 8,6 = 2,4 > 1,5$: **stabilité assurée**

La stabilité au poinçonnement est donc assurée pour les deux cas.

10.2.3.2 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 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.

Pour le calcul, on prendra une accélération au rocher de 0,165g selon la note sismique AMO-Z-GC-RSQ-NOT-002-01 du 23/10/2012 ; avec une classification du

site selon l'Eurocode 8, et on a :

$$\frac{a_h}{g} = 0,5.S. \frac{a_n}{g}, \text{ et } \frac{a_v}{g} = \pm 0,33. \frac{a_h}{g}$$

Avec : $S = 1.5$ (site de classe C selon l'Eurocode),

On obtient donc ; $a_h/g = 0.123$ et $a_v/g = \pm 0.041$

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

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

A noter que pour cette stabilité externe, on exclue les cercles qui passent uniquement dans le remblai, ainsi que les cercles qui passent en surface du TN.

Ainsi, tous les coefficients obtenus sont admissibles.

10.2.3.3 Calcul des tassements :

Les critères de tassement à respecter sont rappelés comme suit (conformément au référentiel technique IN3278):

- tassement total < 10 cm sur 25 ans
- vitesse de tassement < 1 cm/an
- ces critères sont applicables après la pose de la sous-couche de la voie.

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.

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

Les tassements obtenus au niveau des formations de sables argileux et de sables grésifiés, sont instantanés, et seront consommés au fur et à mesure de la montée du remblai.

Il n'y a donc pas lieu d'en tenir compte dans les calculs de tassement de consolidation.

Les formations de limons argileux et de marne jaunâtre sont dans le domaine surconsolidé, avec des pressions de préconsolidation respectivement, de 216,67 kPa et de 300 kPa ; et qui sont donc supérieures à la charge apportée par le remblai et la surcharge (environ 202 kPa).

Les tassements obtenus au niveau de ces formations sont donc des tassements de recompression, qui s'effectueront de manière nettement plus rapide (avec une partie des tassements qui seront consommés au fur et à mesure de la montée du remblai).

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) $\approx 4 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$.

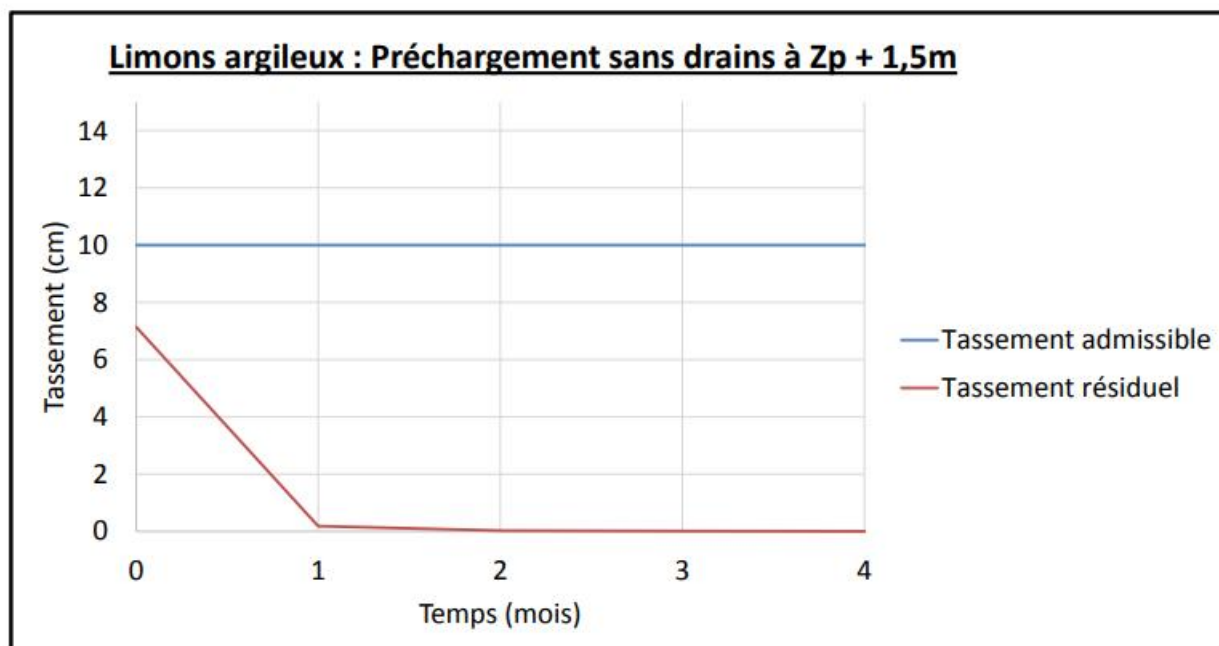
Les résultats de calcul de tassements obtenus sont donnés comme suit (Voir détail ci-après) :

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

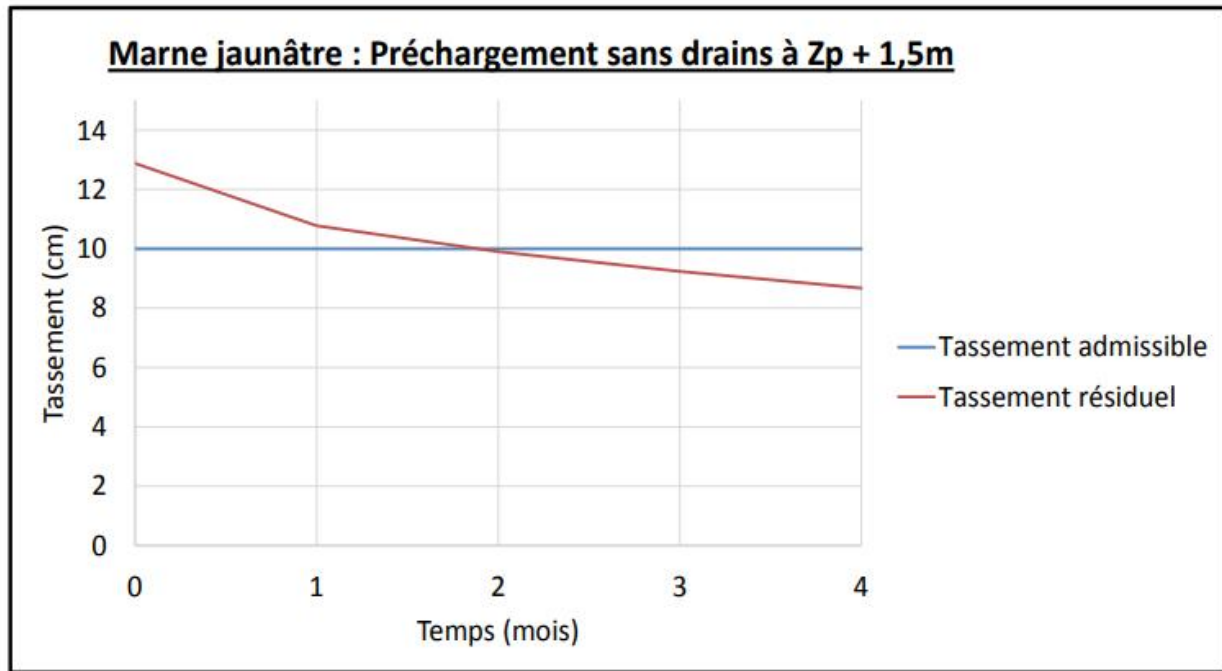
La stabilité du remblai de préchargement à $Z_p + 1.5 \text{ m}$ est assurée (voir chapitre 10.2.3.2).

Les critères de tassement rappelés précédemment seront donc respectés.

Calcul et Evolution des tassements après préchargement à $Z_p + 1.5 \text{ m}$:



Temps t (jours)	Tv (C _v , 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 (C _v , 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

10.3 Bloc technique PCF S-468.0 (Cas de bloc technique)

10.3.1 Descriptif de l'ouvrage

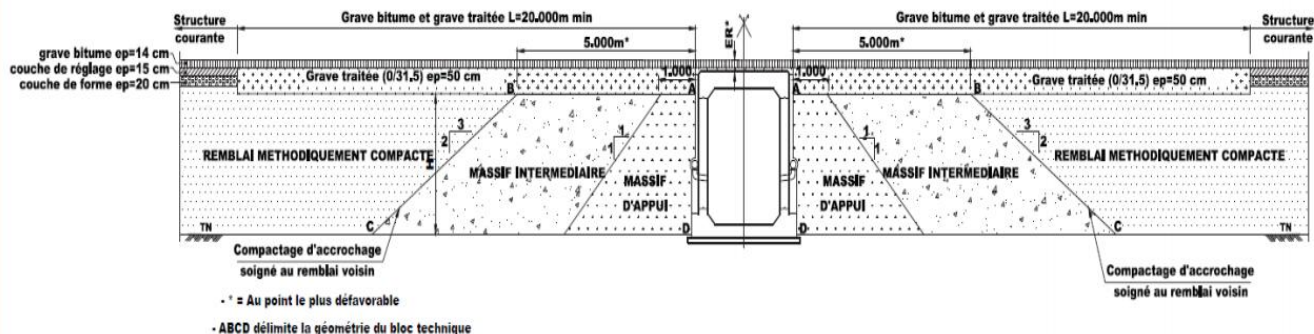
Les blocs techniques de l'ouvrage d'art PCF S-468.0 (Pk 160+932), présentent les caractéristiques suivantes :

- 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).

COUPE DU BLOC TECHNIQUE : BT.05 BLOC TECHNIQUE AVANT REMBLAI FERROVIAIRE

$3m \leq H < 4m$, $0.1m \leq ER \leq 0.3m$

ECH. : 1/100



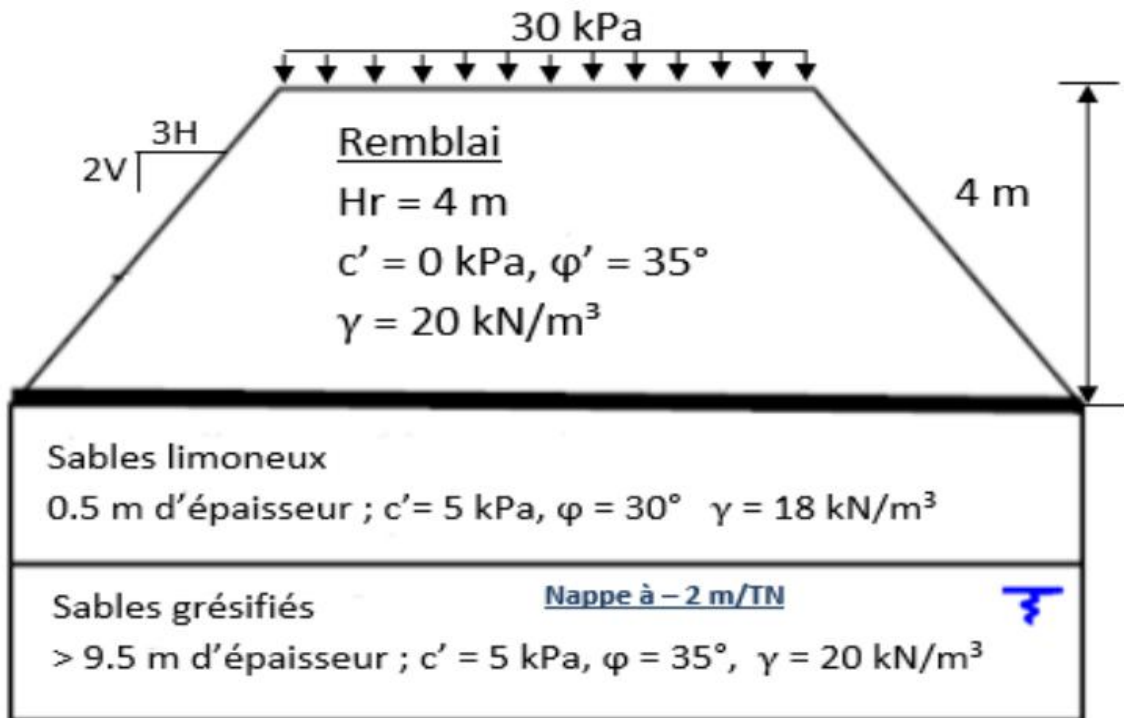
10.3.2 Modèle géologique - géotechnique

Le modèle retenu est celui établi au niveau du sondage SP Pk 160+934 (Remblai R32), exécuté au droit de l'ouvrage PCF S-468.0. Il se présente comme suit :

- De 0 à 0.5 m : Sables limoneux
- De 0.5 à 10.5 m : Sables et sables grésifiés

A noter que pour ce modèle on a :

- Hauteur maximale du remblai technique prise en compte : ≈ 4 m.
- Niveau de nappe prise à -2 m/TN.
- Pente des talus de 3H/2V.
- Matériaux du remblai technique : matériaux gréseux ($\phi' \geq 35^\circ$).
- Surcharge ferroviaire de 30 kPa.



10.3.3 Etude de stabilité

10.3.3.1 Stabilité au poinçonnement :

Le poinçonnement sera vérifié pour le modèle retenu, et on exige un coefficient de sécurité supérieur à 1.5.

Compte tenu de l'assise sableuse du remblai, il faudra vérifier le poinçonnement comme suit :

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

Avec:

γ, H_r :: densité et hauteur du remblai

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

On a donc :

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

$F = 1.500/20.4 = 6,25 > 1,5$: La stabilité au poinçonnement est donc assurée.

10.3.3.2 Stabilité 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 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 1,0.

a- Stabilité interne

Conformément aux documents de référence (Référentiel technique § 2.1.2.2.3), pour les matériaux de remblai sans cohésion, les pentes sont admises comme stables lorsque l'angle de frottement interne du matériau est supérieur à celui retenu pour le talus.

Dans le cas du Remblai technique de l'ouvrage PCF S-468.0, on a : $(\varphi' \geq 35^\circ) > 33.7^\circ$ (angle pour une pente de 3H/2V)

b- Stabilité externe

Pour le calcul, on prendra une accélération au rocher de 0,165g selon la note sismique AMO-Z-GC-RSQ-NOT-002-01 du 23/10/2012 ; avec une classification du site selon l'Eurocode 8, et on a :

$$\frac{a_h}{g} = 0,5.S. \frac{a_n}{g}, \text{ et } \frac{a_v}{g} = \pm 0,33. \frac{a_h}{g}$$

Avec : S = 1.5 (site de classe C selon l'Eurocode),

On obtient donc ; $a_h/g = 0.123$ et $a_v/g = \pm 0.041$

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

Ainsi, tous les coefficients obtenus sont admissibles.

10.3.3.3 Tassement :

Les critères de tassement à respecter sont rappelés comme suit (conformément au référentiel technique IN3278):

- **tassement total résiduel < 2 cm sur 25 ans**
- **vitesse de tassement < 1 cm/an**
- **ces critères sont applicables après la réception de la sous-couche de la voie.**

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 de 30 kPa, est de 1 cm ; **soit un écart de $0.4 \text{ cm} < 1 \text{ cm} (< 2 \text{ cm, après mise en service})$.**

Les critères de tassement rappelés précédemment seront donc respectés.

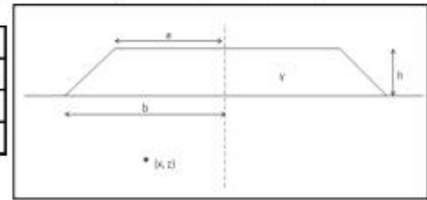


Calcul des tassements avec et sans surcharge ferroviaire :

Caractéristiques Remblai

a (m)	b (m)	h (m)	γR (KN/m ³)	σ_R (Kpa)
7,5	13,5	4	20	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

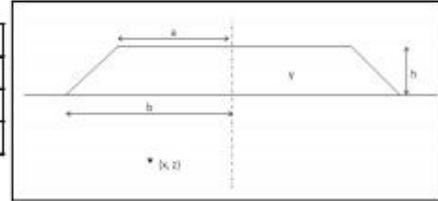
z (m)	$\zeta_0(z) = z/b$	$\zeta_1(z) = z/a$	$S_0(\xi_0, \zeta_0)$	$S_0(\xi_1, \zeta_1)$	$\Delta\sigma$ remblai (Kpa)	α	E (Kpa)	ΔH	S_u (cm)	S (cm)
0,5	0,037	0,067	0,976	0,958	109,994	0,33	2000	1,81	1,81	0,91
1,5	0,111	0,200	0,930	0,874	109,844	0,5	55890	0,10	1,91	1,0
2,5	0,185	0,333	0,883	0,795	109,313	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



Caractéristiques Remblai

a (m)	b (m)	h (m)	γR (kN/m ³)	σ_R (Kpa)
7,5	13,5	4	20	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)	$\zeta_0(z) = z/b$	$\zeta_1(z) = z/a$	$S_0(\xi_0, \zeta_0)$	$S_0(\xi_1, \zeta_1)$	$\Delta\sigma$ remblai (Kpa)	α	E (Kpa)	ΔH	S_a (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