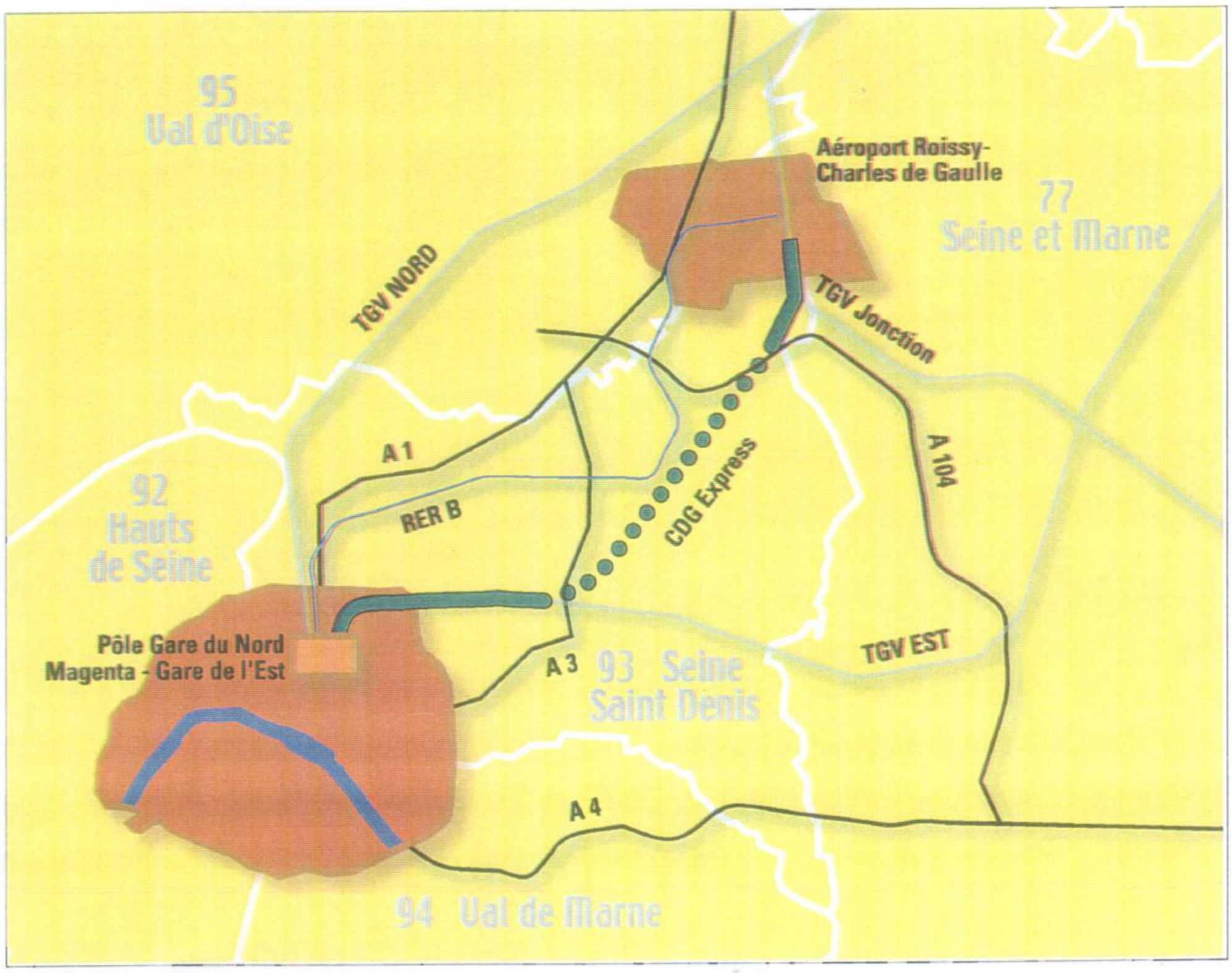
CDG Express
Groupement d'Intérêt Économique

SCETAUROUTE
Département Tunnels et Travaux Souterrains
Les Pléiades n°35 Park Nord Annecy
74373 Pringy Cedex

ANALYSE DES RISQUES LIES AUX TASSEMENTS



JUIN 2002

ETUDES COMPLEMENTAIRES

AVERTISSEMENT

Pour répondre aux questions émises, lors de la concertation préalable, sur les impacts acoustiques et vibratoires et les risques géologiques, plusieurs études complémentaires ont été lancées :

- *Etude géologique et hydrogéologique documentaire – LREP – Janvier 2002*
- *Approfondissement du tunnel : étude de niveau schéma de principe – SNCF – Avril 2002*
- *Analyse des risques de tassements – SCETAUROUTE – Juin 2002*
- *Etude d'impact acoustique et vibratoire – D2S International – Juin 2002*

Ces études ont porté à la fois sur l'amélioration de la connaissance du sous-sol, sur l'analyse des risques de tassements liés au chantier et sur l'évaluation des niveaux acoustiques et vibratoires engendrés par le projet, aussi bien pendant la construction du tunnel que lors de son exploitation.

Elles sont complémentaires les unes des autres et ont été menées plus tôt que d'habitude. En effet, sur d'autres projets, ces études n'interviennent généralement qu'à la phase Avant-Projet.

Elles constituent des éléments d'information importants permettant d'orienter la réflexion technique et environnementale du projet.

Evidemment, la conception et l'implantation de l'ouvrage nécessiteront des reconnaissances plus poussées du terrain et des constructions.

Ces campagnes d'auscultation feront l'objet des études à venir en phases Avant-Projet et Projet. Le calage technique du projet pourra alors être élaboré et finalisé, de plus en plus précisément, en prenant en compte au mieux l'ensemble de ces données.

NOTA :

- ✓ L'*étude géologique et hydrogéologique documentaire* est une étude de type G11 au sens de la norme NF P 94 500, c'est-à-dire une étude préliminaire de faisabilité géotechnique. Il ne s'agit donc que d'une enquête documentaire basée sur le recueil d'informations existantes au travers de sondages réalisés antérieurement soit sur le projet, soit sur d'autres projets situés à proximité du site concerné par le projet.
  Cette étude n'a donc pas donné lieu à des sondages géotechniques.
- ✓ L'*étude d'impact acoustique et vibratoire* a été effectuée sur la base d'hypothèses prudentes (cas les plus défavorables), afin de se placer du côté de la sécurité.

CDG Express

ANALYSE DES RISQUES LIES AUX TASSEMENTS

Etabli par :		*Contrôle interne :*	
A. Morbois	*28 / 02 / 2002*	*B. Gaudin*	*10 / 04 / 2002*
F. Bultel	*8 / 04 / 2002*	*Contrôle externe :*	
		E. Leca	*06 / 05 / 2002*

SOMMAIRE

1. - RAPPEL DU CONTEXTE GÉNÉRAL 3

2. - OBJET DE L'ÉTUDE 3

3. - ARTICULATION DE L'ÉTUDE 3

4. - RELEVÉ DU BÂTI NON PAVILLONNAIRE SUR LE TRACÉ 4

4.1 DOCUMENTS ET SUPPORTS UTILISÉS 4

4.2 BÂTI NON PAVILLONNAIRE DANS L'ENVIRONNEMENT DU PROJET 4

5. - TASSEMENTS LIÉS AU CREUSEMENT D'UN TUNNEL 5

5.1 SOURCES DE TASSEMENTS 6

5.1.1 Extrusion du front de taille 6

5.1.2 Mouvements lors du passage du bouclier 6

5.1.3 Convergence du terrain vers le vide annulaire 7

5.1.4 Déformations du revêtement 7

5.2 INCIDENCE DE LA PRÉSENCE D'EAU - TASSEMENTS DIFFÉRÉS 7

6. - MOUVEMENTS SUBIS PAR LES CONSTRUCTIONS 7

7. - LIMITATION DES TASSEMENTS 8

7.1 AMÉLIORATION DU COMPORTEMENT DES TERRAINS 8

7.1.1 Injection classique 8

7.1.2 Injection solide 9

7.1.3 Jet-grouting 9

7.2 PRIX D'ORDRE DES INJECTIONS 9

7.2.1 Actualisation des prix indicatifs donnés par M Toulemont. 10

7.2.2 Estimation à partir de prix unitaires actuels. 10

7.3 RENFORCEMENT DES CONSTRUCTIONS 11

7.4 AMÉLIORATION EN CREUSEMENT AU TUNNELIER 11

7.4.2 Réduction de la décompression le long du bouclier 12

7.4.3 Remplissage de l'espace annulaire à l'échappée de la queue 12

8. - CONCLUSIONS 12

CDG Express

ANALYSE DES RISQUES LIES AUX TASSEMENTS

1. - RAPPEL DU CONTEXTE GENERAL

Le projet de liaison ferroviaire dédiée entre Paris Gare de l'Est et Roissy Charles de Gaulle comporte un tunnel de 10,5 km entre Noisy-le-Sec et Tremblay-en-France. Au stade actuel des études, le creusement de ce tunnel d'un diamètre intérieur de 9,40 m est envisagé avec un tunnelier à pression de boue, sous une hauteur de recouvrement moyenne de 15 m à 20 m.

Le profil en long prévu dans le Schéma de Principe, positionne approximativement le tunnel à cheval entre la partie supérieure des sables de Beauchamp et la base des calcaires de Saint-Ouen situés au-dessus, ainsi que cela apparaît clairement sur le profil géologique synthétique établi par le Laboratoire Régional de l'Est Parisien du Bourget (Dossier N° 2.1.16951).

Dans les zones recoupées par le tunnel (sauf peut-être vers les extrémités où le profil remonte au terrain naturel), ces formations se trouvent sous le niveau de la nappe. Les perméabilités globales de des différents niveaux sont très variables. Les Sables de Beauchamp qui contiennent des niveaux argileux forment généralement un interface de perméabilité séparant l'aquifère des calcaires de Saint-Ouen au dessus, de l'aquifère du Lutétien-Yprésien au dessous (Marnes et Caillasses, Calcaires Grossiers)

Jusqu'au toit des calcaires grossiers, la plupart des formations contiennent des niveaux de gypse, dont l'état de dissolution peut être très variable (karstification, fontis, etc...) suivant leur localisation, et les modifications des régimes hydrogéologiques qui ont pu intervenir, naturellement ou artificiellement (pompages), dans les époques antérieures.

2. - OBJET DE L'ETUDE

L'optimisation d'un tracé (plan et profil en long) tel que celui du tunnel CDG-Express doit prendre en compte de nombreux paramètres dont le poids de chacun peut se révéler plus ou moins fort sur les coûts de construction et sur les coûts de fonctionnement.

L'un de ces paramètres concerne les effets des tassements provoqués par creusement du tunnel sur le bâti de surface. Les désordres qui peuvent résulter des tassements sur les constructions de surface, au moment et après les travaux, peuvent être lourds de conséquences, notamment si les tassements dépassent sensiblement les plages de valeurs attendues ou si les dispositions constructives destinées à empêcher leur apparition se révèlent inefficientes au moment des travaux (ceci pouvant être la cause de cela).

En marge de l'étude d'impact préalable à l'enquête d'Utilité Publique réalisée par le BCEOM, et pour disposer d'éléments permettant une meilleure appréciation des problèmes liés aux tassements, le GIE CDG-Express a confié au Département Tunnels et Travaux Souterrains de SCETAUROUTE une étude, objet du présent rapport, dont le but est de faire une analyse plus spécifique des risques de tassements en tenant compte de l'environnement géologique du projet et du bâti existant le long du tracé.

3. - ARTICULATION DE L'ETUDE

L'étude est articulée autour des volets suivants :

1. Relevé et zonage du type de bâti, appréciation (qualitative) de sa vulnérabilité vis-à-vis des tassements ;

2. Recueil de données bibliographiques récentes sur les problèmes de tassements synthétisant des expériences variées (terrains et conditions géotechniques, types de tunneliers, géométrie...) susceptibles de fournir des orientations pour le cas de CGG Express ;

3. Appréciation sur l'acuité des risques liés aux tassements le long du tracé en tenant compte du profil géologique, du bâti existant et de "l'expérience bibliographique" ;

4. Indications sur des principes de méthodes générales, contrôles et travaux d'accompagnement, pouvant être envisagées lors de la construction du tunnel pour minimiser le risque et en atténuer les conséquences.

4. - RELEVE DU BATI NON PAVILLONNAIRE SUR LE TRACE

4.1 DOCUMENTS ET SUPPORTS UTILISES

Au stade préliminaire auquel se situent les études actuelles du projet et compte tenu des délais très courts disponibles, on a cherché à optimiser au mieux les moyens et documents permettant de disposer d'une vision d'ensemble sur le bâti existant le long du tracé.

A cet effet, 4 paires de photos aériennes récentes (1999) à l'échelle du 1/15 000 ont été acquises auprès de l'Institut Géographique National, permettant de couvrir l'ensemble du tracé du tunnel.

Dans un premier temps, le repérage des immeubles et des ensembles d'habitations les plus importants situés au droit du tracé ou dans sa proximité immédiate a été effectué au moyen de l'examen stéréoscopique des photos aériennes.

Dans un deuxième temps, la visite détaillée du tracé a été effectuée afin d'examiner les immeubles repérés en photos aériennes et apprécier leurs principales caractéristiques (nombre d'étages, emprise au sol, etc...). Les photographies des immeubles reconnus lors de cette visite sont rassemblées dans un cahier auquel il est possible de se reporter.

Le repérage des diverses constructions relevées sur le terrain a été reporté sur 4 plans (planches format A3 n°1 à n°4) à une échelle voisine du 1/8 000 constituées à partir des photos aériennes de l'IGN. Malgré de légères distorsions d'échelles possibles (photos non redressées), ce mode de représentation et de repérage a été retenu (de préférence à un report sur plan) car il est apparu plus aisément accessible et plus parlant, notamment en cas de communication à des interlocuteurs peu familiarisés avec l'examen de plans.

Par ailleurs, on a mentionné sur le profil en long géologique établi par le LREP du Bourget, les aquifères susceptibles d'être concernés (aquifère des horizons superficiels et du calcaire de Saint-Ouen, interface de perméabilité dans les sables de Beauchamp inférieurs, aquifère du Lutétien / Yprésien, interface de perméabilité des Fausses Glaises).

4.2 BATI NON PAVILLONNAIRE DANS L'ENVIRONNEMENT DU PROJET

(Voir planches 1 à 4 et cahier de photographies)

Le repérage a concerné les immeubles situés dans une bande d'une centaine de mètres de largeur située sur l'axe général du tracé.

Il convient de noter que ce repérage qui est destiné en priorité à prendre la mesure des problèmes possibles liés aux tassements n'a pas un caractère exhaustif, comme cela devra être le cas quand le projet sera définitivement figé et lorsque les travaux seront programmés *(le recensement exhaustif du*

bâti, avec, notamment, la détermination précise des modes de fondations est une opération qui demandera des moyens beaucoup plus importants que ceux mis en œuvre dans le cadre de la présente étude et surtout des délais beaucoup plus longs).

Outre le bâti pavillonnaire réputé moins sensible aux problèmes de tassements, les bâtiments industriels ou commerciaux n'ont pas été examinés particulièrement dans le cadre de la présente étude et lors de la visite sur le terrain.

Pour ces derniers, il conviendra de ne pas mésestimer les conséquences possibles des tassements. Les conséquences économiques dues à un arrêt de production industrielle peuvent être tout aussi pénalisantes en terme de coûts que des désordres affectant des immeubles d'habitation. On pourra juger de cette "sensibilité" en observant qu'une proportion non négligeable des contentieux liés aux mouvements du sol est relative à des désordres affectant des dallages de grande superficie dans des bâtiments industriels ou commerciaux.

Un classement des bâtiments repérés dans la bande des 100 m a été effectué suivant le critère de la hauteur, en considérant que les immeubles les plus hauts, qui ont souvent aussi une emprise au sol plus importante, et pour lesquels la descente de charge au niveau du sol était la plus élevée, seraient de ce fait les plus sensibles à des mouvements du sol.

Naturellement, ce raisonnement n'a de valeur que dans un contexte d'incertitude sur les modes de fondations exacts de chaque immeuble. Quand l'accès à des informations plus précises sur les modes de fondations sera possible (ce qui sera indispensable dans les phases ultérieures des études) on pourra être conduit à nuancer cette appréciation sur la sensibilité basée sur la seule hauteur des immeubles.

L'autre facteur important vis-à-vis de la sensibilité aux tassements est la longueur des bâtiments en forme de barres ainsi que leur orientation par rapport à l'axe du tracé. A titre d'exemple, le bâtiment repère 5.2 (Planche 1 - Bondy) paraît plus défavorisé de ce point de vue qu'un bâtiment tel celui repère 19.7 (Planche 3 - Sevran).

Les trois classes qui ont été retenues pour les immeubles figurant sur les repères situés au bas des planches 1 à 4 sont les suivantes :

- Bâtiments de moins de 5 étages — repères couleur verte
- Bâtiments de hauteur comprise entre 5 et 10 étages — repères couleur jaune
- Bâtiments de hauteur supérieure à 10 étages — repères couleur rouge

L'examen des planches met en évidence les deux principales zones du tracé où se concentrent les bâtiments les plus importants : il s'agit de la commune de BONDY entre les PK 1 et 3 approximativement et la commune de SEVRAN entre les PK 6 et 8,2 approximativement.

5. - TASSEMENTS LIES AU CREUSEMENT D'UN TUNNEL

L'excavation d'un tunnel qui modifie localement l'état des contraintes dans le sol s'accompagne inévitablement de mouvements de terrain autour de l'excavation. Quand la hauteur de recouvrement au-dessus de l'excavation est peu importante, les mouvements se répercutent jusqu'à la surface et se traduisent par des tassements. Ce problème a suscité une attention particulière au cours des dernières décennies avec le fort développement des travaux en milieu urbain, où l'on construit de plus en plus de tunnels peu profonds dans un contexte géotechnique et un environnement bâti sensible.

Dans le présent chapitre, on récapitule les principaux résultats bibliographiques relatifs à l'étude des tassements de surface. On a circonscrit l'analyse bibliographique aux phénomènes de tassements observés pour les tunnels creusés au moyen de tunneliers.

On précisera plus particulièrement les sources de tassements possibles et les incidences sur les constructions existantes.

5.1 SOURCES DE TASSEMENTS

Dans le cas des tunneliers (Cording et Hansmire,1975), quatre sources majeures de perte de volume au niveau du tunnel induisant des tassements quasi immédiats en surface peuvent être identifiées (cf. figure 1) :

- extrusion du front de taille ;
- mouvements lors du passage du tunnelier ;
- convergence du terrain vers le vide annulaire entre la jupe et le revêtement ;
- déformations du revêtement.

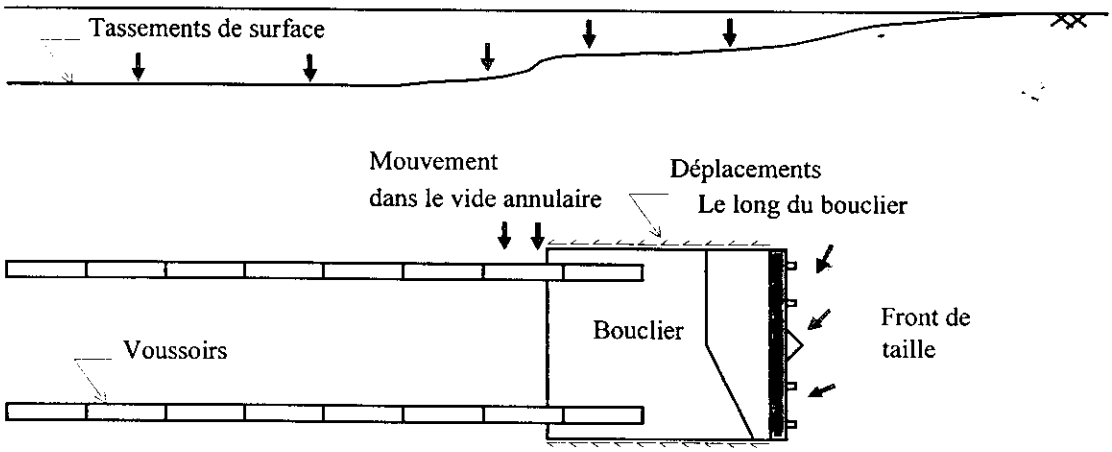


Figure 1 : Différentes sources de tassement autour d'un tunnelier

5.1.1 Extrusion du front de taille

Le tassement au niveau du front de taille est dû au déplacement du terrain situé en avant et au-dessus du bouclier vers la chambre d'abattage. Il dépend du confinement dans la chambre, de la nature des terrains et des conditions hydrauliques (tunnelier à pression de boue ou pression de terre).

5.1.2 Mouvements lors du passage du bouclier

Lorsque la jupe du tunnelier défile au droit d'une section de mesure, on constate que les mouvements sont rarement stabilisés. Les tassements au droit du bouclier proviennent principalement de la ***surcoupe*** due aux outils périphériques de la roue de coupe, dont le diamètre d'excavation est en général légèrement supérieur à celui de la virole afin de diminuer les frottements et de faciliter le guidage.

Les autres causes possibles de déplacements au droit du bouclier proviennent des difficultés de guidage des tunneliers, de la conicité éventuelle de certains boucliers ou de la rugosité de la virole qui peut induire par frottement et cisaillement des tassements en clé.

5.1.3 Convergence du terrain vers le vide annulaire

A l'échappée de la queue du bouclier, il se crée un espace entre le terrain et l'extrados des voussoirs, résultant du cumul :

- de l'espace annulaire le long du bouclier ;
- de l'épaisseur de la jupe qui varie selon son type et le diamètre du tunnel ;
- du jeu existant entre l'intrados de la jupe et l'extrados des voussoirs pour y loger le joint de la queue.

L'amplitude des tassements en surface dépend en très grande partie de la bonne maîtrise du comblement de cet espace.

5.1.4 Déformations du revêtement

Pour les revêtements en voussoirs préfabriqués en béton, mis en place sous la jupe et subissant la poussée d'avancement des vérins du tunnelier, l'épaisseur nécessaire est telle que les déformations radiales de l'anneau sont de faible ampleur sous réserve de la bonne qualité de son blocage au terrain.

Dans le cas de revêtements plus flexibles (voussoirs en fonte, par exemple) des déformations significatives peuvent se produire du fait de l'ovalisation de l'anneau et induire des tassements additionnels.

5.2 INCIDENCE DE LA PRESENCE D'EAU - TASSEMENTS DIFFERES

L'expérience des travaux souterrains est riche en difficultés, voire en sinistres, dont la cause majeure est liée à la présence d'eau.

Les tassements liés à la présence d'eau dans le massif peuvent être grossièrement décomposés en deux catégories :

- tassements immédiats induits par un rabattement de la nappe et/ou la présence d'eau au front de taille dans des horizons de sols compressibles. Le confinement du front à l'avant du tunnelier est la parade principale permettant de limiter le rabattement et les écoulements vers le front susceptibles de provoquer des instabilités du fait des gradients élevés et des entraînements de fines ;
- tassements différés, sensibles surtout dans les sols fins compressibles suivant les mécanismes classiques de la consolidation, pouvant se manifester dans le cas où se développent des écoulements vers des ouvrages souterrains non étanches.

6. - MOUVEMENTS SUBIS PAR LES CONSTRUCTIONS

L'expérience montre que les constructions anciennes en moellons ou en pierres appareillées se déforment comme le terrain de fondation. Il en est de même pour la plupart des constructions fondées sur semelles ou puits isolés.

En revanche, les structures plus récentes, en béton armé par exemple, qui sont maintenues latéralement par un chaînage périphérique, se déforment latéralement moins que le sol d'assise. Leur rigidité à la flexion induit une distorsion de ces structures plus réduites que celle du sol porteur et ce d'autant que les appuis de fondation sont continus (semelle filantes, radier).

Les constructions rigides présentent une bonne résistance au cisaillement et ont tendance à l'inclinaison plutôt qu'à la distorsion ; cette aptitude dépend de leur élancement (nombre d'étages), du nombre d'ouvertures et du type de structures (voiles, poutres et poteaux ...).

La position de la construction par rapport à la cuvette de tassement influe fortement sur les mouvements qui lui sont imposés : mouvements d'extension et comportement en console si la construction se trouve localisée sur la partie convexe de la cuvette ; mouvements de compression et comportement en portique si la construction se trouve localisée sur la partie concave. Le comportement d'un bâtiment et les désordres qui sont susceptibles de l'affecter est aussi fortement conditionné par l'extension de la construction, soit étroite, soit longue, et l'orientation relative par rapport à la cuvette de tassement. Une construction à base carrée de surface limitée sera beaucoup moins sensible qu'une construction en forme de barre de longueur étendue dont une partie pourrait être soumise à de mouvements d'extension et une partie à des mouvements de compression.

7. - LIMITATION DES TASSEMENTS

Il serait évidemment souhaitable, dès avant le démarrage des travaux, d'avoir pris toutes les dispositions constructives permettant de réduire au minimum les effets du creusement. Toutefois, cet objectif est en général difficile à atteindre, tant techniquement qu'économiquement du fait des incertitudes qui demeureront à l'issue des études sur le comportement des terrains à l'excavation et sur l'état du bâti.

Les retours d'expériences actuels incitent à prévoir, durant les études, non seulement les mesures de prévention raisonnables à mettre en œuvre avant ou pendant les travaux, mais également les gammes de remèdes éventuels à appliquer en cas de difficultés survenant durant les travaux.

On résume ci-après les principales méthodes qui peuvent être mises en œuvre pour limiter les tassements, ou leur cause, ainsi qu'elles ont pu être récapitulées par l'AFTES (Leblais et al., 1995).

7.1 AMELIORATION DU COMPORTEMENT DES TERRAINS

L'amélioration du comportement des terrains peut être obtenue par modification des caractéristiques mécaniques et/ou hydraulique des terrains. On rappelle succinctement ci-après le principe des différentes méthodes et leurs limites. Il existe une abondante littérature spécialisée à laquelle on pourra se reporter pour une information plus complète.

7.1.1 Injection classique

L'injection en masse des terrains vise à obtenir l'augmentation des caractéristiques mécaniques (module de déformation et résistance) allant généralement de pair avec une diminution de la perméabilité. Son efficacité est dictée par l'injectabilité des terrains et les conditions de mise en œuvre.

Elle peut être réalisée à partir de la surface si le site le permet ou depuis le tunnel, ce qui entraîne alors la chute des cadences d'exécution en raison de l'arrêt de l'avancement qui s'impose pour réaliser les travaux d'injections. Pour le creusement au tunnelier, les dispositions technologiques ad hoc doivent être prévues au moment de la fabrication de la machine.

Cette technique peut induire des risques de soulèvement des terrains en cas de claquages incontrôlés, surtout pour les tracés urbains à faible profondeur où la contrainte géostatique n'autorise pas des pressions d'injection élevées. De tels "soulèvements" sont recherchés et maîtrisés dans les injections dites de "compensation" visant à contrebalancer l'effet des tassements par un soulèvement équivalent obtenu par injections. La réussite de cette technique passe par une instrumentation lourde permettant de juger en temps réel de l'effet des injections de compensation (ex : Jubilee Line Extension - Harris et al. - 1996).

Dans le cas de vides de dissolution karstique des niveaux gypseux, les injections visent généralement à obtenir le remplissage des cavités afin d'empêcher leur effondrement au moment ou après le creusement du tunnel à proximité.

Généralement les injections de ce type sont opérées avec des coulis à base de ciment additionnés de charges plus ou moins inertes afin d'en diminuer le coût. Les cendres volantes sont très largement utilisées dans ces types de travaux.

Il est vraisemblable que ce type d'injections devra être mis en œuvre d'une manière systématique dans la traversée de Sevran où des phénomènes de dissolution active dans les niveaux de gypses des marnes et caillasses sont rencontrés de manière exhaustive et plus ponctuellement dans d'autres secteurs (Bondy, Aulnay-sous-Bois, Villepinte).

Dans le cas d'injection à base de gels (silicates ou gels chimiques) réalisée plusieurs mois avant le démarrage des travaux d'excavation, il convient d'être attentif à la tenue à moyen terme des injections. La dégradation des produits peut conduire à des pertes d'efficacité du traitement mécanique. En outre, l'utilisation de produits de ce type se heurte à des restrictions de plus en plus sévères pour limiter les risques de pollution des nappes phréatiques (ils sont formellement interdits en Allemagne).

7.1.2 Injection solide

Dans le cas de terrains franchement ouverts contenant des vides francs de grande étendue et que l'on souhaite ne traiter que sur une surface limitée, la mise en œuvre des injections classiques peut conduire à mettre en œuvre de grandes quantités de matériaux sans garantie d'efficacité. Dans ce cas on peut recourir à l'injection solide qui consiste à remplir les vides ou resserrer les zones très lâches au moyen d'un mortier mis en place à partir de forages et dont la rigidité assure qu'il ne se propagera pas au large de la zone traitée.

Cette technique permet d'apporter une amélioration globale des caractéristiques mécaniques des terrains. Elle peut être mise en œuvre depuis la surface et éventuellement en sous-œuvre au bâti. Son efficacité doit être contrôlée par un suivi topographique rigoureux permettant une régulation en fonction de l'apparition de soulèvements en surface.

Lorsque les injections, classiques ou solides, sont réalisées pendant les travaux de creusement, en simultané avec l'avancement, elles sont qualifiées "d'injection de compensation".

7.1.3 Jet-grouting

Le principe consiste à projeter à très haute vitesse un jet de coulis à partir d'un train de tiges préalablement foré dans le terrain. Le jet de coulis, plus ou moins fin et rapide selon les techniques, déstructure le terrain en place à une distance variable suivant la compacité de ce dernier. Le coulis se mélange au terrain déstructuré pour créer une colonne de sol stabilisé en place. Le diamètre de la colonne peut varier dans une gamme de valeurs comprises entre 0.30 m et 1.20 m suivant la technique employée, la nature et la consistance du terrain.

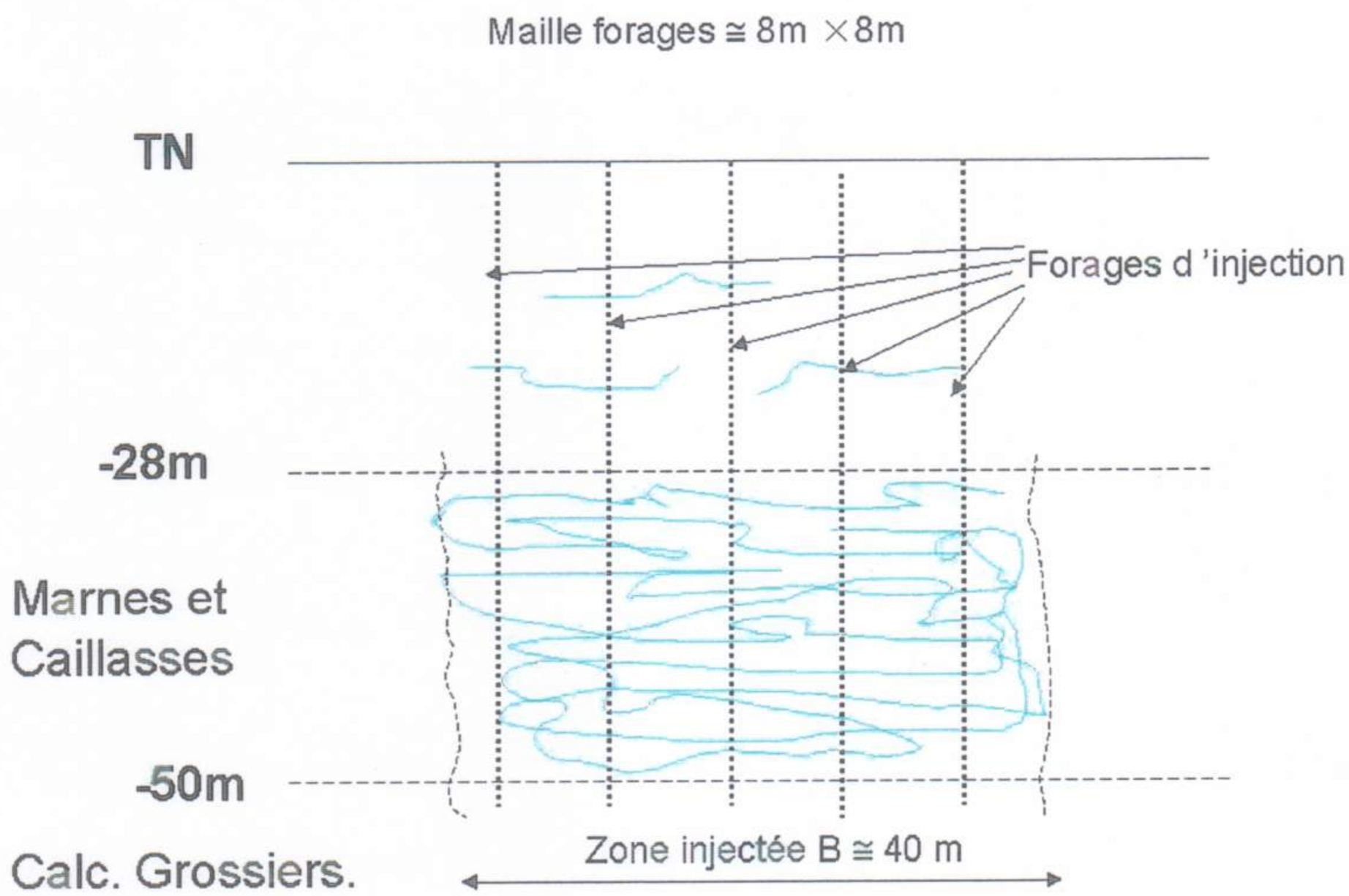
Quand une amélioration du terrain est recherchée, cette technique peut se substituer aux injections lorsque le terrain est trop fin ; elle a prouvé son efficacité, et selon le maillage utilisé elle peut conduire à une substitution totale des terrains en place. Toutefois, ses contraintes de mise en œuvre (énergie consommée, traitement des matériaux extraits, perte de portance momentanée avant prise du coulis) nécessitent une réflexion approfondie avant usage et la réservent plutôt à des traitements n'intéressant que des emprises de superficie limitée.

7.2 PRIX D'ORDRE DES INJECTIONS

Au stade actuel du projet, et compte tenu des informations relatives aux traitements par injections contenues dans le mémoire de M. Toulemont, **"Les gypses lutétiens du bassin de Paris - Sédimentation, karstification et conséquences géotechniques"**, il y a lieu de considérer qu'une hauteur de **vide équivalent de l'ordre de 0,50 m** règne dans toute la traversée du secteur de Sevran, principalement au niveau des Marnes et Caillasses. En l'absence de données plus précises telles qu'elles pourront résulter des reconnaissances exhaustives qui devront être effectuées le long du

tracé et qui pourraient conduire à modifier cette hypothèse d'un vide équivalent de 0,50 m, on a estimé un coût d'injections sur cette base.

Ainsi dans le secteur de Sevran qui apparaît le plus sensible, pour évaluer le coût d'un traitement par injections de remplissage / consolidation, on suppose que l'on devra traiter, sur environ 1 500 m de longueur une bande d'une largeur d'environ ≈ 40 m dans l'axe de laquelle sera creusé le tunnel. Le traitement qui aura pour but le remplissage des vides et la consolidation des zones de fontis éventuellement présentes entre le niveau du sol et le toit des calcaires grossiers sera principalement localisé dans les marnes et caillasses. En effet, que le profil définitif retenu pour le projet se trouve situé au-dessus, à cheval ou au-dessous de cette formation, dans toutes les hypothèses de calage de profil en long, les vides et fontis présents dans la formation et éventuellement au-dessus, devront être comblés, tant pour écarter les aléas en cours de chantier que pour assurer la pérennité de l'ouvrage.



7.2.1 Actualisation des prix indicatifs donnés par M Toulemont.

Le prix d'ordre du traitement de la ZUP Perrin indiqué dans le mémoire de M. Toulemont est de 300 F/m^2 HT, Prix 1983.

Avec un coefficient d'actualisation de l'ordre de ≈ 1,70 , calculé à partir des index TP 04 - 05, on aurait un Prix actualisé 2002 de 510 F/m^2 HT, soit 78 €/m^2 HT.

Pour une surface de 1 500 × 40 = 60 000 m^2, le coût peut être estimé à environ 30,6 MF HT ou 4,7 M€ HT.

7.2.2 Estimation à partir de prix unitaires actuels.

On a opéré une estimation à partir de prix unitaires récents (forages, équipements de forages, fournitures de produits, mise en œuvre de coulis d'njection, etc...) correspondants à des travaux d'injections de comblement de vides en région parisienne.

On obtient un prix d'ordre de 820 F/m^2 HT, soit 125 €/m^2 HT.

Ces derniers prix apparaissent plus élevés que ceux provenant du document Toulemont, mais on peut penser qu'ils sont aussi plus "réalistes", car basés sur des références plus récentes.

Sur cette base de prix, le traitement de la même surface de 1 500 × 40 = 60 000 m^2 serait alors de 49,2 MF HT ou 7,5 M€ HT.

Avec un prix d'ordre pour des traitements de terrain qui peut être jugé correctement "calé", il reste néanmoins difficile, au stade actuel des études et reconnaissance, de pouvoir donner avec beaucoup de certitude le coût prévisionnel du poste traitement de terrain qui devra être prévu pour l'ensemble des 10,5 km de tunnel.

Compte tenu de la perception que l'on peut avoir aujourd'hui des problèmes et avec toutes les réserves qu'imposent ce type de prévision dans un domaine hautement aléatoire, il semble raisonnable de penser que le coût des traitements devrait se situer dans une fourchette comprise entre 15 M€ HT et 25 M€ HT pour l'ensemble du chantier.

7.3 RENFORCEMENT DES CONSTRUCTIONS

Pour certaines constructions très particulières (monuments anciens historiques, etc...) il peut être intéressant de procéder à un renforcement préalable afin diminuer la sensibilité de la construction aux mouvements imposés par le creusement. A titre d'exemple, on citera :

- les chaînages au niveau des fondations pour réduire la sensibilité aux extensions latérales ;
- les raidisseurs en façades, les ceintures en élévation et les tirants au niveau des planchers, pour réduire les distorsions d'ensemble ;
- les cadres au droit des ouvertures (portes et fenêtres) pour résister aux distorsions locales ;
- les cintrages de collecteurs et tunnels.

Ce type de solution doit toutefois rester l'exception et ne saurait être envisagée de manière générale pour l'ensemble des constructions courantes susceptibles d'être influencées par les tassements.

7.4 AMELIORATION EN CREUSEMENT AU TUNNELIER

Le contexte du projet CDG Express a conduit à retenir un creusement au tunnelier à confinement de front avec pose de voussoirs sous la jupe. Dans ce cas, il conviendra de s'efforcer d'agir sur les sources identifiées des tassements et donc de combattre la décompression du terrain :

- au front et en avant du front ;
- au-dessus du bouclier ;
- à l'échappée de la queue.

7.4.1.1 Réduction de la décompression en avant du front

Au-delà du choix du mode de confinement le plus adapté au projet (pression de boue ou de terre), qui sort largement du cadre de la présente étude[1], il convient de rappeler que la maîtrise de la pression

[1] *Ce choix doit faire intervenir de nombreux facteurs. Pour ce qui concerne la maîtrise des tassements avec l'un ou l'autre mode de confinement, on peut penser que le confinement à pression de terre peut permettre un meilleur contrôle en cas de rencontre inopinée de vides alors que dans le cas de la pression de boue, une fuite brutale et intempestive de la boue dans un vide non prévu et le déconfinement qui s'en suit peut avoir de plus graves conséquences.*

de confinement est fondamentale. Atteindre cet objectif n'est pas simple et passe en particulier par les quelques moyens suivants :

- disposer des meilleures informations sur le terrain en avant du front (en particulier pour déterminer la présence de gypse ou de vides, le tunnelier devra être équipé pour un complément de reconnaissances géophysiques et par sondages) ;
- équiper la machine de capteurs fiables pour saisir toutes les variations des paramètres significatifs dans la chambre de coupe et sur le circuit de marinage et l'asservir aux indications issues des capteurs.

7.4.2 Réduction de la décompression le long du bouclier

Cet espace annulaire peut être réduit :

- en limitant au mieux la surcoupe ou en adoptant des outils de surcoupe asservis ;
- en ayant prévu à la construction de la machine de pouvoir confiner l'espace par injection de bentonite à travers la jupe (la mise en œuvre de l'injection lorsque nécessaire permettrait de plus de diminuer les frottements).

La marge de manœuvre demeure cependant réduite car la conception de la machine dépendra des contraintes du projet, des limites technologiques et devra assurer la compatibilité entre les différentes fonctions du tunnelier.

7.4.3 Remplissage de l'espace annulaire à l'échappée de la queue

La non création d'un vide est la clé principale de la maîtrise des tassements : elle passe par deux mesures nécessaires :

- une injection longitudinale sous pression, par la queue de la jupe
  - avec asservissement de l'avancement du tunnelier à la réalisation effective de l'injection ;
  - avec mise en œuvre de plusieurs lances d'injection réparties sur le pourtour et travaillant simultanément ;
- une réduction de l'épaisseur de la jupe et du joint de queue, dans les limites de compatibilité avec l'installation des injecteurs longitudinaux et les autres fonctions de la machine.

Ce système présente l'avantage évident et essentiel (par rapport à une injection à travers les voussoirs) de permettre un comblement de l'espace annulaire au fur et à mesure de sa création, c'est-à-dire de l'avancement du bouclier. Encore faut-il, pour que son efficacité soit assurée, que :

- les paramètres d'injection soient maintenus en permanence au niveau désiré, quelle que soit la vitesse d'avancement du bouclier ;
- soit maîtrisé le risque du produit d'injection dans les tubulures et dans les joints.

8. - CONCLUSIONS

L'examen des divers paramètres du projet actuel du tunnel CDG Express intervenant dans l'appréciation des risques liés aux tassements de surface (paramètres touchant à la géométrie du projet, à la géologie et à la nature du bâti de surface), conduit à conclure que ces risques ne doivent pas être sous-estimés, ni considérés comme un aspect mineur du projet : sur une fraction importante du tracé (Bondy, Sevran, ...), la présence d'immeubles importants en surface, et d'horizons géologiques contenant ou pouvant contenir des niveaux gypseux karstifiés ou déconsolidés en profondeur, sont les deux principaux éléments dont la conjonction contribue à élever sensiblement le niveau de risque.

On sait que les tassements dépendront très fortement de la technologie des tunneliers mise en œuvre et du soin de chaque instant apporté par l'entrepreneur au contrôle de leur fonctionnement. S'il est bien certain que les progrès constants dans la technologie des tunneliers permettent d'espérer des plages plus étendues des valeurs de pressions de confinement au front et des moyens plus performants pour contrôler les volumes extraits, il ne serait cependant pas raisonnable de compter aujourd'hui sur cette seule amélioration à venir de la technologie du tunnelier pour s'affranchir des problèmes de tassements et de ses répercussions possibles sur le bâti de surface.

C'est pourquoi, au niveau du chiffrage du coût du projet, il paraît indispensable de prévoir un poste important pour les traitements de terrain qui resteront incontournables, quels que soient les progrès accomplis par la technologie des tunneliers et quel que soit le calage du profil en long finalement retenu.

Avec le niveau d'information actuellement disponible sur la géologie et l'hydrogéologie le long du tracé, il ne paraît pas possible d'aller beaucoup plus loin dans l'analyse des risques liés aux tassements que cela n'a été fait dans la présente étude.

Le stade suivant passera nécessairement par :

- une campagne de reconnaissances géologique, géotechnique et hydrogéologique très complète et répartie tout le long du tracé (sondages et essais) ;
- une enquête exhaustive sur les constructions de toutes natures existant sur le tracé, ou à proximité immédiate, avec notamment les modes et niveaux des fondations.

Un calage fin du profil en long et du tracé en plan devrait permettre une optimisation du projet par rapport à l'esquisse actuelle vis-à-vis des risques liés aux de tassements :

- Pour ce qui concerne le profil en long, il apparaît que l'on aurait intérêt à chercher un approfondissement raisonnable permettant de rester au-dessous de l'interface de perméabilité des sables de Beauchamp. On devrait ainsi diminuer l'interférence du creusement avec l'aquifère superficiel. Par ailleurs, l'approfondissement devrait être plus favorable en terme de tassements : les cuvettes seront plus étendues, mais avec des tassements plus faibles en valeur absolue et des distorsions plus faibles, ce qui diminue les risques de désordres au bâti de surface, toutes choses égales par ailleurs.

- Pour ce qui concerne le tracé en plan, il y aura lieu de rechercher les ajustements possibles permettant de s'éloigner des immeubles les plus contraignants. Naturellement, ce calage fin reste d'abord soumis aux normes imposées par le tracé ferroviaire ; néanmoins une amélioration du tracé en plan devrait pouvoir être trouvée qui minimisera les risques vis-à-vis du bâti de surface.

REFERENCES

Tassements induits par le creusement des tunnels

ATTEWELL P.B. (1978) "Grounds movements caused by tunnelling in soil" Proceedings International Conference on Large Movements and Structures, J.D. Geddes Ed., pp. 812-948

ATTEWELL P.B., YEATES J. (1984) "Tunnelling in soil" Chapter 6, Ground Movements in soils and their effect on Structures, P.B. Attewell & R.K. Taylor eds., pp. 132-215

ATTEWELL P.B., YEATES J., SELBY A.R. (1986) "Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures", Glasgow

BOSCARDIN M.D., CORDING E.G. (1989) "Building response to excavation-induced settlement" Journal of Geology Engineering, ASCE, n°115, pp.1-21

BURLAND J.P., WROTH C.P. (1974) "Settlement of buildings and associated damage" SOA Review, Conference Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press. London, pp. 611-654

BURLAND J.B., BROMS B., DE MELLO V.F.B. (1977) "Behaviour of foundation and structures" SOA Report, Session 2, Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp. 495-546

BURLAND J.P. (1995) " Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavations" Invited special lecture to IS-Tokyo '95, 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering

CLOUGH O.W., SCHMIDT B. (1981) "Design and performance of excavations and tunnels in soft clays" Soft Clay Engineering, In E. W. Brand & R.P. Brenner eds., pp. 569-631

CORDING E.J., HANSMIRE W.H. (1975) "Displacements around soft ground tunnels" General report – Session IV – 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, pp. 571-632

HARRIS D.L., POLLEY A.J., MENTIKI C.O., STEVENSON J.A. (1996) "Construction of low level tunnels below Waterloo station with compensation grouting for the Jubiee Line Extension", Proceedings International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, Balkema Eds.

KASTNER R., OLLIER C., GUIBERT G. (1996) "In situ monitoring of the Lyon metro D line extension" Proceedings International Symposium *on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Grounds* London, Balkema eds.

LEBLAIS Y., ANDRE D., CHAPEAU C., DUBOIS P., GIGAN J.P., GUILLAUME J., LECA E., PANTET A., RIONDY G. (1995) "Tassements liés au creusement des ouvrages en souterrain", Recommandations AFTES, Tunnels et Ouvrages Souterrains n° 132, pp. 373-395

LECA E., LEBLAIS Y., KUHNHENN K. (2000) "Underground works in soils and soft rocks tunnelling" Proceedings International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, "Geo 2000", Melbourne

MAIR R.J., TAYLOR R.N., BURLAND J.B. (1996) "Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling" Proceedings International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, RJ Mair & RN Taylor eds, pp. 713-718

MAIR R.J., TAYLOR R.N. (1997) "Bored tunnelling in the urban environment" Theme lecture, Plenary Session 4,; 14th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg

NEW B.M., O'REILLY M.P. (1991) "Tunnelling induced ground movements; predicting their magnitude and effects" 4th International Conference on Ground Movements and Structures, Cardiff, invited review paper, Pentech Press, pp.671-697

PECK R.B., (1969) « Deep excavation and tunnelling in soft ground » Proceedings 7th International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, pp. 225-290

SELBY A.R. (1988) "Surface movements caused by tunnelling in two-layer soils" Engineering Geology of Underground Movements, n°5, pp. 71-77

Ouvrages consultés pour l'étude, contenant des références intéressant le projet dans le domaine géolgique - géotechnique

B. CARON (1976) "Etude lithologique du calcaire de Saint-Ouen dans le région parisienne - Quelques conséquences d'ordre géotechnique" LCPC - Rapport de recherche N°55

G. FILLIAT (1981) "La pratique des sols et des fondations" Editions du Moniteur - Chapitres 29 et 30

M. TOULEMONT (1987) "Les gypses lutétiens du bassin de Paris - Sédimentation, karstification et conséquences géotechniques" LCPC - Rapport des Laboratoires - Série Géotechnique - Mécanique des sols - Sciences de la terre - GT24

ANNEXES

PLANCHES 1 à 4

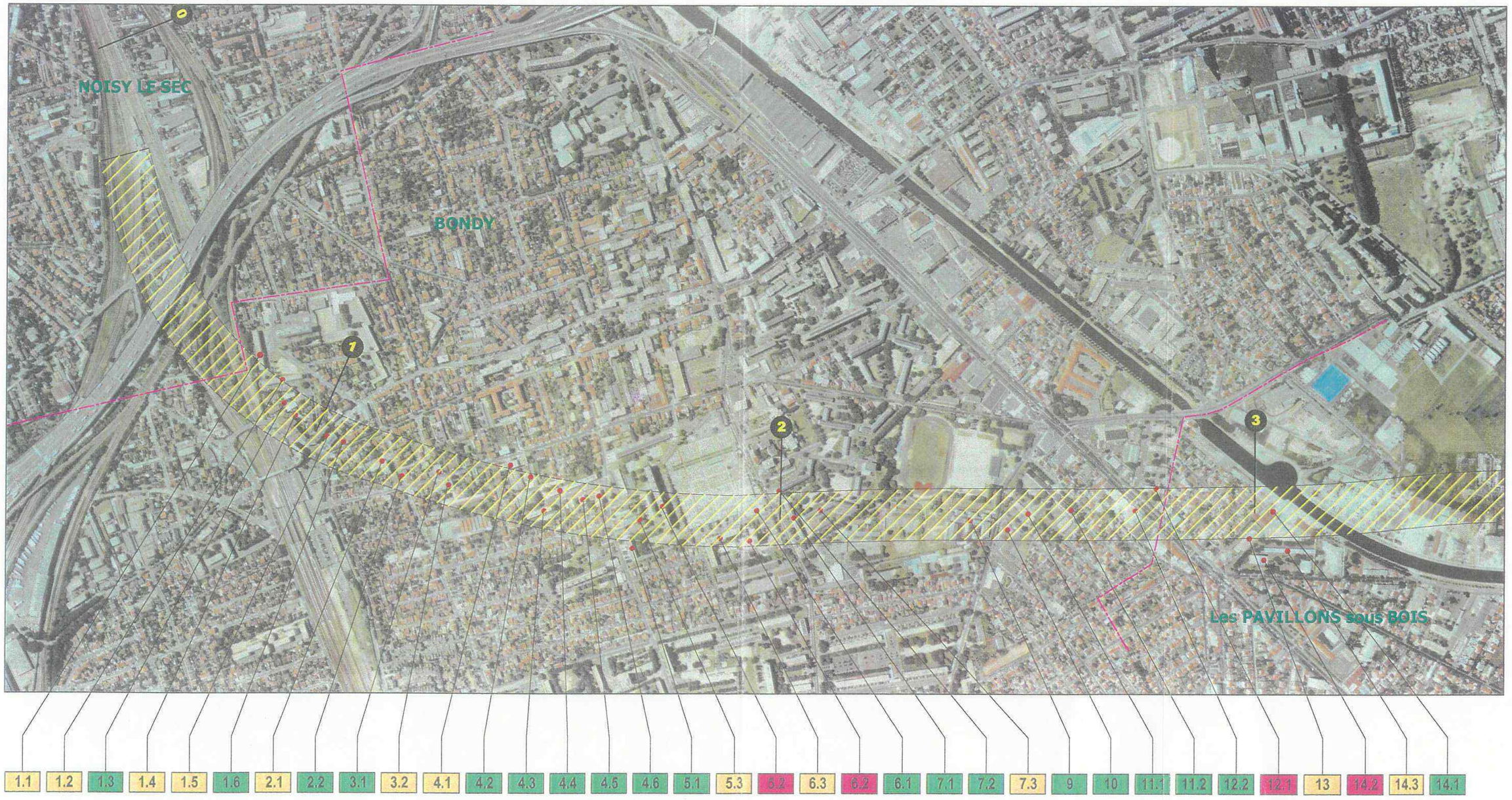
ANNEXES

PROFIL EN LONG GEOLOGIQUE

CDG Express
Groupement d'Intérêt Économique

Relevé du bâti non pavillonnaire au voisinage du tracé du tunnel

REPERAGE PHOTOS



LEGENDE

Hauteur
- < R+5
- R+5 à R+10
- > R+10

Batiments commerciaux ou industriels

Limite de commune

PLANCHE n°1

0 100 200 300 400 500m

Echelle indicative

Nom du dessin : I:\USERS\COMMUN\Projets_France\Rff\CDG_Express\Photos_aeriennes\releve_photos_communication.dwg
Mer, 12 Jun 2002

CDG Express
Groupement d'Intérêt Économique

Relevé du bâti non pavillonnaire au voisinage du tracé du tunnel

REPERAGE PHOTOS

LEGENDE

Hauteur
- < R+5
- R+5 à R+10
- > R+10

Batiments commerciaux ou industriels

Limite de commune

PLANCHE n°2

0 100 200 300 400 500m

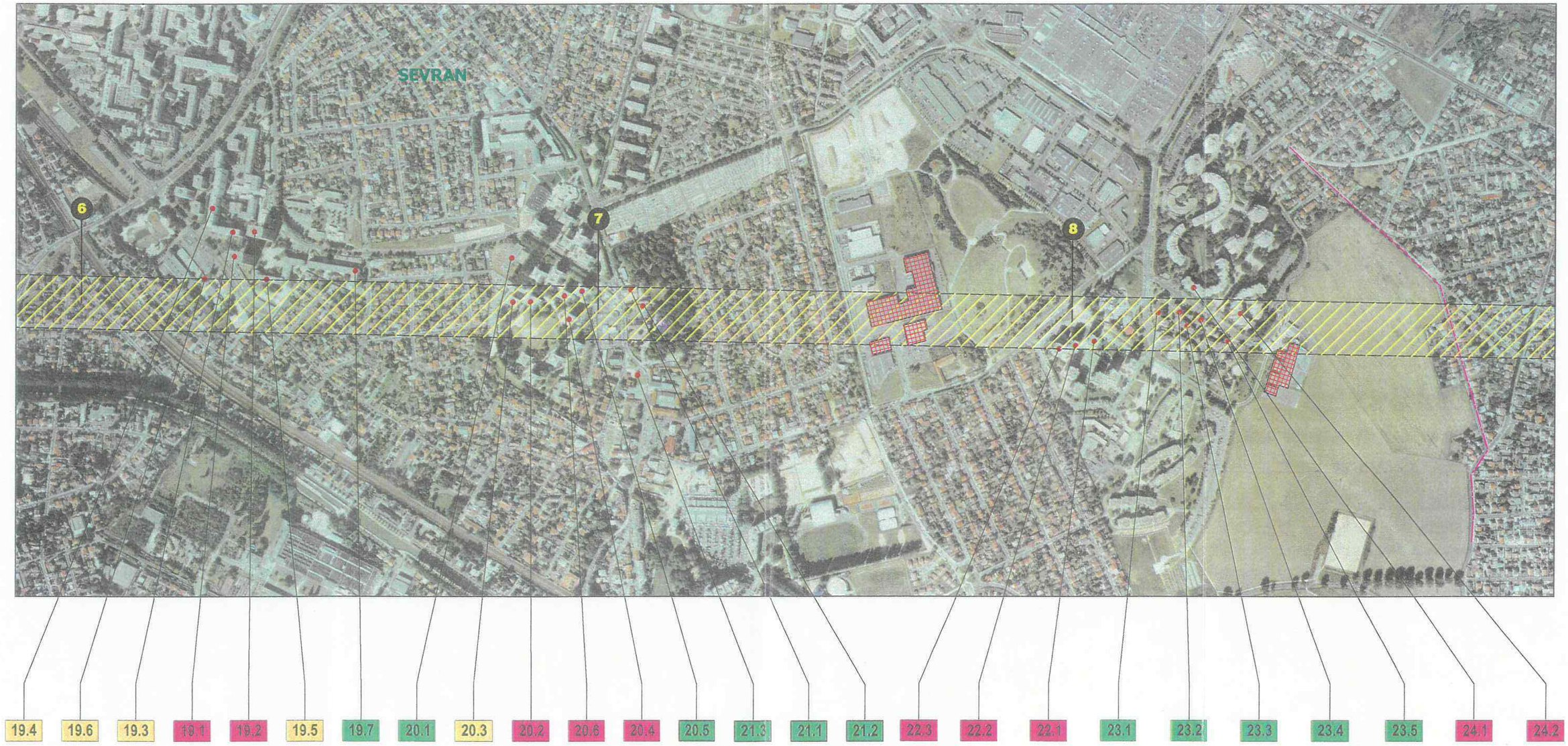
Echelle indicative

Nom du dessin : I:\USERS\COMMUN\Projets_France\Rfr\CDG_Express\Photos_aeriennes\releve_photos_communication.dwg
Mer, 12 Jun 2002

CDG Express
Groupement d'Intérêt Économique

Relevé du bâti non pavillonnaire au voisinage du tracé du tunnel

REPERAGE PHOTOS



LEGENDE

Hauteur
- < R+5
- R+5 à R+10
- > R+10

Batiments commerciaux ou industriels

Limite de commune

PLANCHE n°3

0 100 200 300 400 500m

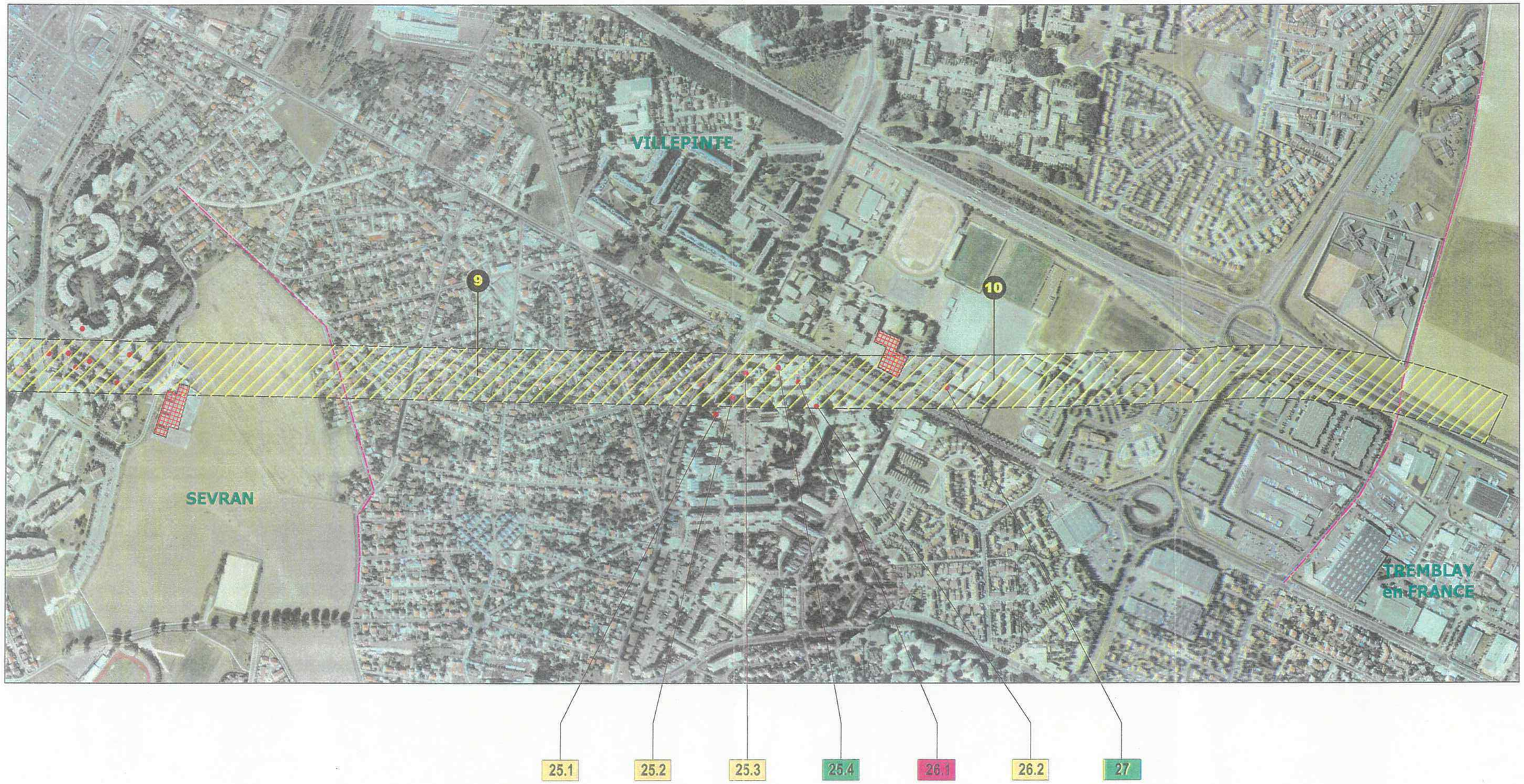
Echelle indicative

Nom du dessin : I:\USERS\COMMUN\Projets_France\Rfl\CDG_Express\Photos_aeriennes\releve_photos_communication.dwg
Mer, 12 Jun 2002

CDG Express
Groupement d'Intérêt Économique

Relevé du bâti non pavillonnaire au voisinage du tracé du tunnel

REPERAGE PHOTOS



LEGENDE

Hauteur
- < R+5
- R+5 à R+10
- > R+10

Batiments commerciaux ou industriels

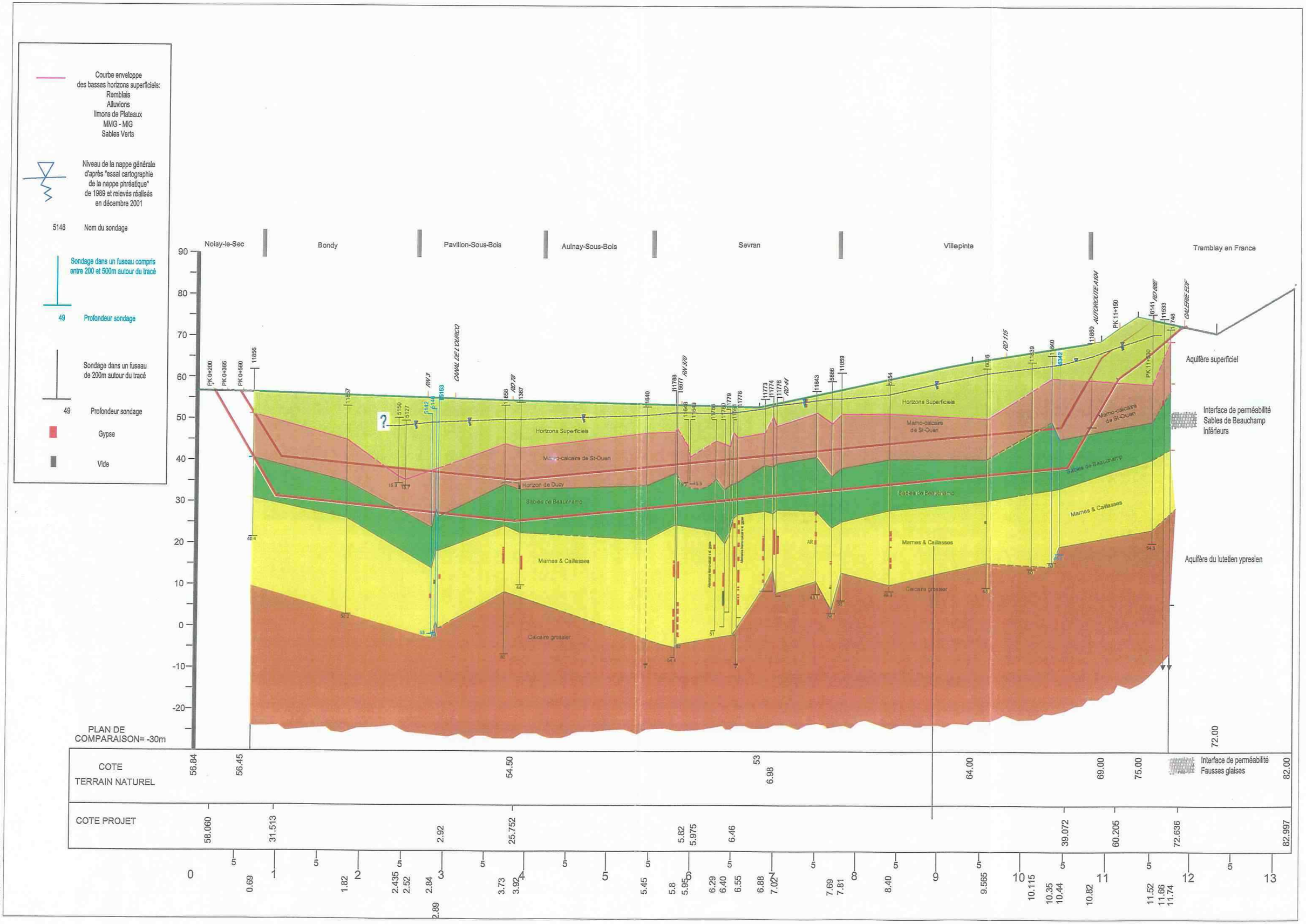
Limite de commune

PLANCHE n°4

0 100 200 300 400 500m

Echelle indicative

Nom du dessin : I:\USERS\COMMUN\Projets_France\RfI\CDG_Express\Photos_aeriennes\releve_photos_communication.dwg
Mer, 12 Jun 2002



Nom du dessin : I:\USERS\COMMUN\Projets_France\Rffi\CDG_Express\Rapport_LREP\Annexe1a_communication.dwg
Mer, 12 Jun 2002